

See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/292144569>

Rekayasa Pondasi

Book · April 2008

CITATIONS

2

READS

36,333

1 author:



Abdul Hakam

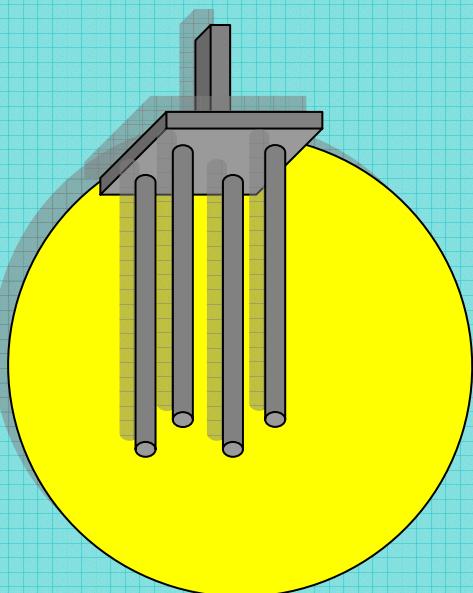
Universitas Andalas

96 PUBLICATIONS 226 CITATIONS

SEE PROFILE

Rekayasa Pondasi

Untuk Mahasiswa dan Praktisi



Dr. Abdul Hakam

Rekayasa Pondasi

Untuk Mahasiswa dan Praktisi

Dr. Abdul Hakam

untuk Ytc:
Syahrul Mz & Artina
Heka, Dinda, Dewo, Brama dan Amanda

Rekayasa Pondasi

oleh:

Dr. Ir. Abdul Hakam, MT

Penyunting:

Heka Putri Andriani, ST

Disain Cover:

Mailis Bintang Grafika

Setting/lay out:

Mailis

Febi Sebrina

Penerbit:

CV. Bintang Grafika

Jln. Dr. Abd. Ahmad No. 23 A

Telp. (0751) 840013 Padang (Sumbar)

Juli, 2008-07-10

Dilarang memperbanyak sebagian atau keseluruhan isi buku ini tanpa tanpa izin dari Penerbit. (CV. Bintang Grafika)

Kata Pengantar

Buku ini dibuat sebagai pegangan bagi mahasiswa dan perencana dalam memahami dasar-dasar analisis dan aplikasi perancangan pondasi. Penekanan yang diberikan pada buku ini adalah pada prinsip dasar rekayasa pondasi yang di perguruan tinggi diajarkan dalam matakuliah Rekayasa Pondasi untuk Bangunan Sipil. Buku ini disusun secara sederhana dan berurutan dari pemahaman tentang kerekayasaan tanah, dasar perencanaan pondasi dangkal dan pondasi dalam hingga analisis pondasi yang bersifat lanjutan. Dalam bagian tertentu diberikan diskusi mengenai hal-hal khusus yang sangat jarang diungkapkan pada buku-buku tentang pondasi tetapi merupakan hal yang sangat penting sebagai dasar pemahaman. Untuk memberikan kemudahan dalam memahami dan menggunakan formula-formula yang ada, pada setiap bagian di dalam buku ini diberikan contoh-contoh perhitungan secara terinci.

Pada Bab 1 dibahas mengenai Pengantar Mekanika Tanah yang berisikan mengenai pemahaman terhadap sifat fisik dan mekanik tanah untuk keperluan analisis dan perencanaan pondasi. Dalam bagian ini, dibahas secara lengkap dan padat parameter-parameter penting dari tanah sebagai media pondasi. Pembahasan dilakukan mulai dari pengenalan parameter-parameter tanah yang diperlukan, cara melakukan pengujian untuk memperoleh data hingga pengolahan data untuk mendapatkan nilai parameter-parameter tersebut. Pada bagian akhir dibahas mengenai parameter-parameter daya dukung tanah yang diperoleh dari hasil pengujian kekuatan tanah langsung di lapangan.

Pembahasan tentang teori dasar mengenai daya dukung pondasi dangkal dimulai pada Bab 2: Daya Dukung Pondasi Dangkal. Pembahasan dimulai dengan teori daya dukung yang diinisiasi oleh Terzaghi. Teori ini merupakan dasar dalam pengembangan formula-formula daya dukung pondasi lainnya. Selanjutnya dijabarkan pengembangan teori-teori daya dukung yang diusulkan beberapa peneliti lainnya. Pada bagian akhir, diberikan formula untuk menghitung daya dukung pondasi yang data / parameter-parameternya diperoleh dari hasil pengujian kekuatan tanah secara langsung di lapangan.

Pembahasan mengenai Penurunan Pondasi Dangkal diberikan pada Bab 3. Pada bagian ini penjelasan mengenai penurunan pondasi dimulai dari kriteria-kriteria untuk membatasi penurunan yang diizinkan pada pondasi. Selanjutnya diberikan formula-formula untuk memperkirakan besarnya penurunan pondasi akibat beban yang bekerja. Pembahasan mengenai penurunan elastis dan penurunan konsolidasi dilakukan secara terpisah. Pada bagian akhir, dibahas mengenai waktu yang diperlukan untuk terjadinya penurunan konsolidasi untuk sebuah pondasi pada suatu deposit tanah tertentu.

Bab 4: Daya Dukung Pondasi Dalam membahas tentang teori-teori daya dukung yang mutakhir dan sering digunakan dalam perencanaan pondasi dalam. Pembahasan daya dukung ujung dan daya dukung sisi pondasi tiang dilakukan secara terpisah. Seperti pada bagian sebelumnya, pembahasan diawali dengan pemakaian formula-formula daya dukung

yang didasarkan pada parameter-parameter tanah dari hasil pengujian sampel di laboratorium. Pada bagian akhir diberikan formula-formula daya dukung dari hasil pengujian langsung di lapangan dan formula saat pemancangan pondasi.

Pada Bab 5: Grup Tiang dan Sistem Raft-Pile, diawali dengan pembahasan mengenai daya dukung pondasi tiang dalam bentuk grup tiang. Pada bagian ini diberikan formula-formula yang digunakan dalam perhitungan effisiensi group tiang dan perhitungan daya dukung grup tiang. Beban kerja pada tiap tiang dijabarkan dalam perhitungan distribusi beban pada tiap-tiap tiang dalam suatu grup. Selanjutnya, dibahas mengenai penelitian-penelitian terakhir tentang sitem tiang-rakit. Pada bagian akhir, diusulkan mengenai perhitungan daya dukung pondasi yang merupakan satu kesatuan sistem tiang-rakit dengan contoh aplikasi perhitungan.

Buku ini dibuat secara padat dan jelas sehingga pembaca dapat mengerti dan memahami secara cepat bagian-bagian yang dibahas. Contoh-contoh yang diberikan langsung menggunakan parameter-parameter yang sering dijumpai dalam aplikasi sebenarnya di lapangan. Buku ini disusun secara ringkas namun lengkap sesuai dengan alur pengajaran yang bermuara pada penguasaan pengetahuan yang dapat diaplikasi untuk keperluan pekerjaan praktis rekayasa pondasi. Buku ini dapat dijadikan sebagai pegangan dalam pekerjaan berkaitan dengan Analisis dan Perencanaan Pondasi.

Ucapan terimakasih yang sebesar-besarnya disampaikan kepada Pimpinan Universitas Andalas yang secara moril telah mendorong diterbitkannya Buku ini. Demikianlah Buku ini dibuat semoga dapat dengan *enjoy* dimanfaatkan sebesar-besarnya bagi mereka yang memerlukan. Kritikan dan saran untuk perbaikan Buku ini dapat disampaikan secara langsung melalui e-mail dengan alamat: ahakam@ft.unand.ac.id

Padang, April 2008

Abdul Hakam

- Untuk yang tercinta:
1. Heka Putri Andriani
 2. Dinda – Shafira Rahmadilla Hape
 3. Dewo – Mohammed Maisaquddus Hape
 4. Bram – Muhammad Thariqjabbar Hape
 5. Amanda – Shafira Najwafatta Hape

- Buat sahabat sejati:
1. Helmy Darjanto
 2. I Wayan Sengara
 3. Anissa Maria Hidayati
 4. Yulman Munaf
 5. Hendri Gusti Putra
 6. Rina Yuliet

Daftar Isi

Kata Pengantar	- i -
Daftar Isi	- iii -
Daftar Simbol	- vi -
Bab 1	
Pengantar Mekanika Tanah	- 1 -
1.1. Properti Fisik Tanah	- 1 -
1.1.1. Partikel Tanah	- 3 -
1.1.2. Klasifikasi Tanah	- 5 -
1.1.3. Spesific gravity (Gs)	- 6 -
1.1.4. Kadar air (w)	- 7 -
1.1.5. Berat-volume tanah (γ)	- 8 -
1.1.6. Sifat-sifat fisik tanah lainnya	- 8 -
1.1.7. Hubungan sifat-sifat fisik tanah	- 10 -
1.2. Sifat Mekanik Tanah	- 13 -
1.2.1. Permeabilitas Tanah (k)	- 13 -
1.2.2. Konsolidasi	- 17 -
1.2.3. Kuat geser tanah	- 23 -
1.3. Pengujian kuat geser tanah di laboratorium	- 25 -
1.3.1. Uji tekan bebas (Unconfined Compression Test)	- 25 -
1.3.2. Uji geser langsung (Direct Shear Test)	- 27 -
1.3.3. Uji triaksial (Triaxial Test)	- 30 -
1.4. Konsep tegangan efektif	- 34 -
1.5. Tekanan tanah lateral	- 39 -
1.5.1. Tekanan tanah diam /at rest (σ_o)	- 39 -
1.5.2. Tekanan tanah pasif (σ_p)	- 40 -
1.5.3. Tekanan tanah aktif (σ_a)	- 42 -
1.6. Pengujian kekuatan tanah lapangan	- 48 -
1.6.1. Pelaporan pengujian lapangan	- 49 -
1.6.2. Pengeboran	- 50 -
1.6.3. Pengambilan sampel	- 51 -
1.6.4. Sondir – Cone Penetration Test (CPT)	- 53 -
1.6.5. Standard Penetration Test (Nspt)	- 56 -
1.6.6. Dynamic Cone Penetration Test (DPT)	- 58 -
1.6.7. Vane Shear Test	- 60 -

Bab 2	
Daya Dukung Pondasi Dangkal	- 62 -
2.1. Kapasitas daya dukung pondasi dangkal	- 63 -
2.1.1. Teori Terzaghi	- 63 -
2.1.2. Teori Meyerhof, Hansen dan Vesic	- 70 -
2.2. Pengaruh muka air tanah terhadap daya dukung pondasi dangkal	- 80 -
a. Muka air tanah pada/diatas permukaan tanah	- 80 -
b. Muka air tanah diantara dasar pondasi dan permukaan tanah	- 81 -
c. Muka air tanah dibawah dasar pondasi	- 82 -
2.3. Prosedur perhitungan daya dukung pondasi dangkal	- 87 -
2.4 Perhitungan daya dukung dengan simulasi numerik	- 91 -
2.5. Daya dukung berdasarkan hasil data uji lapangan	- 96 -
2.5.1. Data Uji Sondir	- 96 -
2.5.2. Data Uji SPT	- 101 -
Bab 3	
Penurunan Pondasi Dangkal	- 107 -
3.1 Kriteria Penurunan	- 110 -
3.2 Parameter elastis tanah	- 113 -
3.3 Penurunan Segera	- 118 -
3.3.1 Tanah homogen	- 118 -
3.3.2 Tanah lempung jenuh	- 119 -
3.3.2 Tanah lempung jenuh	- 120 -
3.3.3 Tanah pasir (atau dominan pasir)	- 122 -
3.3.3 Tanah pasir (atau dominan pasir)	- 123 -
3.4 Penurunan Konsolidasi	- 127 -
3.4.1 Besarnya Penurunan Konsolidasi (Primer)	- 128 -
3.4.2 Besarnya Penurunan Konsolidasi Sekunder	- 130 -
3.4.3 Lamanya Penurunan Konsolidasi	- 132 -
3.5 Distribusi Tegangan Akibat Beban	- 133 -
3.5.1 Metoda 2:1	- 133 -
3.5.2 Metoda 45°	- 134 -
3.5.3 Metoda Boussinesq	- 135 -
3.6 Waktu Konsolidasi	- 143 -

Bab 4	
Daya Dukung Pondasi Dalam	- 149 -
4.1. Pondasi tiang	- 149 -
4.2. Kekuatan Pondasi Tiang	- 151 -
4.3. Estimasi Daya Dukung Ujung	- 153 -
4.3.1. Daya Dukung Ujung Metoda Meyerhof	- 155 -
4.3.2. Daya Dukung Ujung Metoda Janbu	- 159 -
4.3.3. Daya Dukung Ujung Metoda Vesic	- 161 -
4.4. Estimasi Daya Dukung Sisi	- 173 -
4.4.1. Daya Dukung Sisi untuk Tanah Pasir dan Kepasiran	- 173 -
4.4.2. Daya Dukung Sisi untuk Tanah Lempung dan Kelempungan	- 178 -
4.4.2. Daya Dukung Sisi untuk Tanah Lempung dan Kelempungan	- 179 -
a. Metoda alfa (α)	- 179 -
b. Metoda beta (β)	- 182 -
c. Metoda Lamda (λ)	- 188 -
4.5. Daya Dukung Tiang berdasarkan data Pengujian Lapangan	- 192 -
4.5.1. Menggunakan data sondir	- 192 -
4.5.2. Menggunakan data Nspt	- 194 -
4.6. Menggunakan data saat pemancangan (Formula dinamik)	- 195 -
4.6.1 Formula Engineering News Record (ENR)	- 195 -
4.6.2 Formula dinamik lainnya	- 197 -
a. Michigan modified ENR formula :	- 197 -
b. Danish formula :	- 198 -
c. PCUB Code formula :	- 198 -
Bab 5	
Grup Tiang dan Sistem Raft-Pile	- 203 -
5.1. Daya dukung grup tiang	- 205 -
5.2. Distribusi beban tiap tiang dalam grup tiang	- 220 -
5.3. Pondasi Raft-pile	- 226 -
5.3.1. Daya dukung rakit	- 228 -
5.3.2. Daya dukung tiang melayang	- 228 -
5.3.3. Uji model pondasi tiang-rakit	- 230 -
5.3.4. Effisiensi pondasi tiang-rakit	- 233 -
5.3.5. Kapasitas daya dukung total sistem tiang-rakit	- 234 -
Daftar Kepustakaan	- 240 -

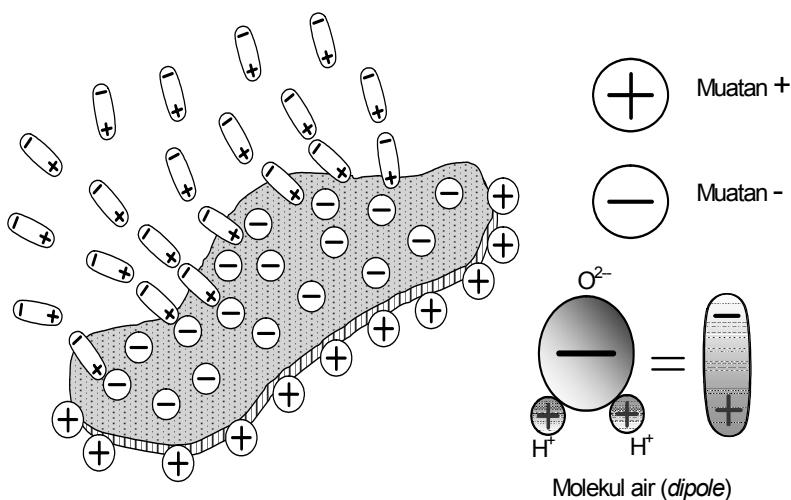
Daftar Simbol

- α = faktor adesi tiang-tanah
 λ = koefisien gesekan tiang - tanah lempung dari hasil uji pembebanan
 β = koefisien geser tiang-tanah
 δ = sudut geser antara material pondasi terhadap tanah, bernilai antara $\frac{1}{2} \phi$ hingga ϕ
 μ = Poisson's ratio
 Γ = regangan geser
 ε = regangan normal
 ε_v = regangan volumetrik (volumetric strain)
 ϕ = sudut geser dalam tanah
 η = sudut keruntuhan tanah pada tepi ujung pondasi
 τ = tegangan geser
 ϕ_d = sudut geser tanah lempung normal terdraenase
 γ = berat-volume tanah
 γ' = berat volume tanah effektif
 γ' = γ , untuk tanah diatas muka air tanah
 γ' = $\gamma - \gamma_w$, untuk lapisan tanah dibawah muka air tanah
 γ' = berat volume effektif
 γ_d = berat volume kering
 σ = tegangan normal
 σ' = tegangan normal effektif
 σ_a = tekanan tanah aktif
 σ_o = tekanan tanah diam
 σ_p = tekanan tanah pasif
 σ_{all} = tegangan izin dari material pondasi
 σ_c = tegangan konfining (*confining pressure*)
 Δh = pertambahan kedalaman
 Δp = tekanan effektif tambahan
 Δq_z = tambahan tegangan dalam massa tanah akibat beban diatasnya
 $\Delta \sigma'$ = pertambahan tegangan effektif pada massa tanah
 Δt = tambahan waktu untuk proses konsolidasi sekunder
 γ_w = berat volume air (biasanya diambil $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$)
 Θ_i = keliling tiang pada selang tertentu

- A' = luas efektif dasar pondasi
 A_b = luas penampang dasar pondasi
 A_p = luas penampang ujung tiang
 A_p = B^2 untuk penampang tiang bujur sangkar dengan panjang sisi B
 A_p = $0.433 B^2$ untuk pondasi segitiga sama sisi dengan panjang sisi B
 A_p = $\frac{1}{4} \pi B^2$ untuk penampang tiang lingkaran dengan diameter B
 B = diameter (atau lebar) dari tiang individual
 B = lebar terkecil dari dasar pondasi
 B = lebar dasar pondasi dangkal
 B' = lebar efektif dasar pondasi dangkal
 B_g = lebar dasar grup tiang, untuk lebar terluar
 b_c, b_q, b_γ = faktor kemiringan dasar pondasi
 C = konstanta yang ditentukan dari beberapa hasil pemancangan
 C_c = koefisien pemampatan konsolidasi
 C_s = koefisien *swelling* konsolidasi
 C_v = koefisien kecepatan konsolidasi (coefficient of consolidation)
 C_{2nd} = indeks kemampatan sekunder (secondary compression index)
 c = nilai kohesi tanah
 c_a = tahanan kohesi pada bidang kontak pondasi dengan tanah
 c_a = tahanan kohesi yang sudah tereduksi
 c_u = kohesi tanah kondisi *undrained*
 c_u = parameter kohesi tanah lempung untuk kondisi undrained (konsep $\phi=0^\circ$)
 c_u = tahanan kohesi tanah lempung normal tak undrained
 c_v = koefisien kecepatan konsolidasi
 D = kedalaman dasar pondasi diukur dari muka tanah
 D_{bor} = kedalaman lobang bor
 D_r = kerapatan relatif
 D_w = kedalaman muka air tanah (m.a.t)
 d_c, d_q, d_γ = faktor pengaruh kedalaman pondasi
 E = effisiensi hammer
 E = modulus elastisitas tanah
 E = effisiensi dari mesin penumbuk
 E_g = effisiensi grup tiang
 E_p = Modulus elastisitas dari meterial pondasi
 E_{rp} = effisiensi pondasi tiang-rakit (*raft-pile foundation*)
 e = angka pori
 e_o = angka pori awal
 e_p = angka pori akhir dalam konsolidasi primer
 e_x = eksentrisitas terhadap sumbu x
 e_y = eksentrisitas terhadap sumbu y

- F_d = faktor kedalaman
 F_t = faktor yang mengexpresikan tipe dari keruntuhan geser
 f = tahanan geser tiang
 G' = modulus geser
 g_c, g_q, g_γ = faktor kemiringan muka tanah
 H = komponen gaya pada arah horizontal atau searah bidang dasar pondasi
 H_c = tebalnya lapisan tanah yang terkonsolidasi
 H_{dr} = panjangnya pengaliran air pada lapisan tanah yang terkonsolidasi.
 h = tinggi jatuh palu hammer
 I_r dan I_{rr} = faktor daya dukung Vesic
 i_c, i_q, i_γ = faktor pengaruh kemiringan beban
 JHL = jumlah hambatan lekat dari data sondir
 K = koefisien tekanan tanah lateral pada sisi tiang yang ditinjau
 K_a = koefisien tekanan aktif tanah
 K_p = koefisien tekanan pasif tanah
 K_h = energi palu (hammer) dari spesifikasi pabrik (lb-in)
 K_o = koefisien tekanan tanah diam (*coefficient of earth pressure at rest*)
 k = koefisien permeabilitas
 k_s = modulus reaksi tanah (subgrade reaction modulus)
 L = panjang dasar pondasi (L selalu lebih besar dari B)
 L = panjang tiang yang tertanam dalam tanah
 L' = panjang efektif dasar pondasi
 L_b = kedalaman penanaman pondasi pada lapisan tertentu
 L_g = panjang dasar grup tiang, untuk panjang terluar
 L_i = panjang bagian tiang
 L_p = panjang pondasi tiang pancang
 M_x = momen yang bekerja memutar sumbu x (dibidang sejajar sumbu y)
 M_y = momen yang bekerja memutar sumbu y (dibidang sejajar sumbu x)
 n = porositas
 N_c^* dan N_q^* = faktor kapasitas daya dukung tanpa satuan (non-dimensional)
 N_c, N_q, N_γ = faktor kapasitas daya dukung tanpa satuan (non-dimensional)
 N_d = Jumlah garis tekanan
 N_f = Jumlah garis alir
 N_{spt} = jumlah pukulan uji penetrasi standar (Standard penetration test)
 p_c = beban konsolidasi
 p_0 = tekanan effektif awal
 Q = beban luar terpusat
 Q = beban terpusat
 Q_{all} = kapasitas beban pondasi yang diizinkan
 Q_i = beban tiap tiang ke-i

- Q_p = kapasitas daya dukung ujung (didasar) pondasi
 Q_s = kapasitas daya dukung sisi (gesekan) sepanjang pondasi
 Q_u = kapasitas daya dukung beban pondasi
 q = intensitas beban (beban terpusat per satuan luas dasar pondasi)
 q' = tegangan efektif
 q_{all} = daya dukung izin dari pondasi
 $q_{all(net)}$ = daya dukung izin bersih dari pondasi
 q_c = tahanan ujung/konus sondir
 q_{max} = tegangan maksimum akibat beban
 q_{min} = tegangan minimum akibat beban
 q_p = nilai tahanan ujung tiang persatuhan luas penampang tiang
 q_s = nilai tahanan sisi tiang
 q_s = nilai tahanan sisi tiang persatuhan luas sisi tiang
 q_s = tahanan sisi dari selimut konus sondir
 q_t = tahanan total dari ujung dan selimut konus (sleeve=skin) sondir
 q_u = kuat tekan unconfined compression shear test (UCST)
 q_u = tegangan batas yang mampu didukung sistem pondasi-tanah
 R_f = rasio friksi konus sondir
 R_{GD} = rasio gangguan akibat diameter tabung sampel.
 R_{GL} = rasio gangguan akibat perbedaan panjang sampel
 S = penetrasi (penurunan) tiang pancang saat ditumbuk
 S = penurunan maximum pondasi
 S = *settlement*/penurunan
 S = spasi/jarak antar pusat-ke-pusat tiang
 S_c = penurunan akibat konsolidasi tanah
 S_{c2} = penurunan akibat konsolidasi sekunder
 S_e = penurunan segera (elastis)
 S_m = spasi tiang pada arah untuk menentukan nilai L_g
 S_n = spasi tiang pada arah untuk menentukan nilai B_g
 S_r = derajat kejenuhan
 s_c, s_q, s_y = faktor-faktor bentuk pondasi
 T_v = faktor waktu yang tergantung pada derajat konsolidasi primer.
 t = waktu
 t_p = waktu yang diperlukan untuk proses konsolidasi primer.
 U = derajat konsolidasi
 u = tekanan air pori
 V = komponen gaya pada arah vertikal atau tegak lurus bidang dasar pondasi
 w = kadar air
 W_h = berat dari palu (hammer) yang menumbuk tiang
 W_p = berat dari tiang yang ditumbuk
 x_i = koordinat x tiang ke-i terhadap titik berat grup (dapat bernilai + atau -)
 y_i = koordinat y tiang ke-i terhadap titik berat grup (dapat bernilai + atau -)



Pengantar Mekanika Tanah

Kompetensi yang dituju pada bagian ini adalah:

Mampu menyebutkan sifat-sifat fisik dan mekanik tanah untuk keperluan analisis dan perencanaan pondasi.

Mampu menjelaskan metoda-metoda pengujian di laboratorium yang digunakan dalam memperoleh data-data untuk keperluan analisis parameter-parameter tanah.

Kemampuan menganalisis data-data pengujian laboratorium sehingga diperoleh parameter tanah yang diperlukan dalam rekayasa pondasi.

Menyebutkan jenis-jenis pengujian kekuatan tanah langsung di lapangan.

Mampu menjelaskan parameter-parameter daya dukung tanah yang diperoleh dari hasil pengujian kekuatan tanah langsung di lapangan.

Bab 1

Pengantar Mekanika Tanah

1.1. Propertis Fisik Tanah

Tanah merupakan material geologi yang berada pada bagian kerak bumi yang digunakan sebagai media bekerja atau untuk mendirikan bangunan diatasnya. Secara kimiawi, batuan dan tanah dapat mempunyai unsur yang sama, namun keduanya dibedakan berdasarkan sifat fisiknya. Untuk membedakan antara tanah dengan batuan yang bersifat keras dan solid, maka tanah dapat didefinisikan sebagai material geologi yang mempunyai butiran-butiran yang lepas (tidak solid) dan/atau mempunyai kekuatan tekan kurang dari 250 kg/cm^2 . Selanjutnya, secara lebih mikro tanah juga dibedakan menjadi tanah keras atau lunak dan padat atau lepas.

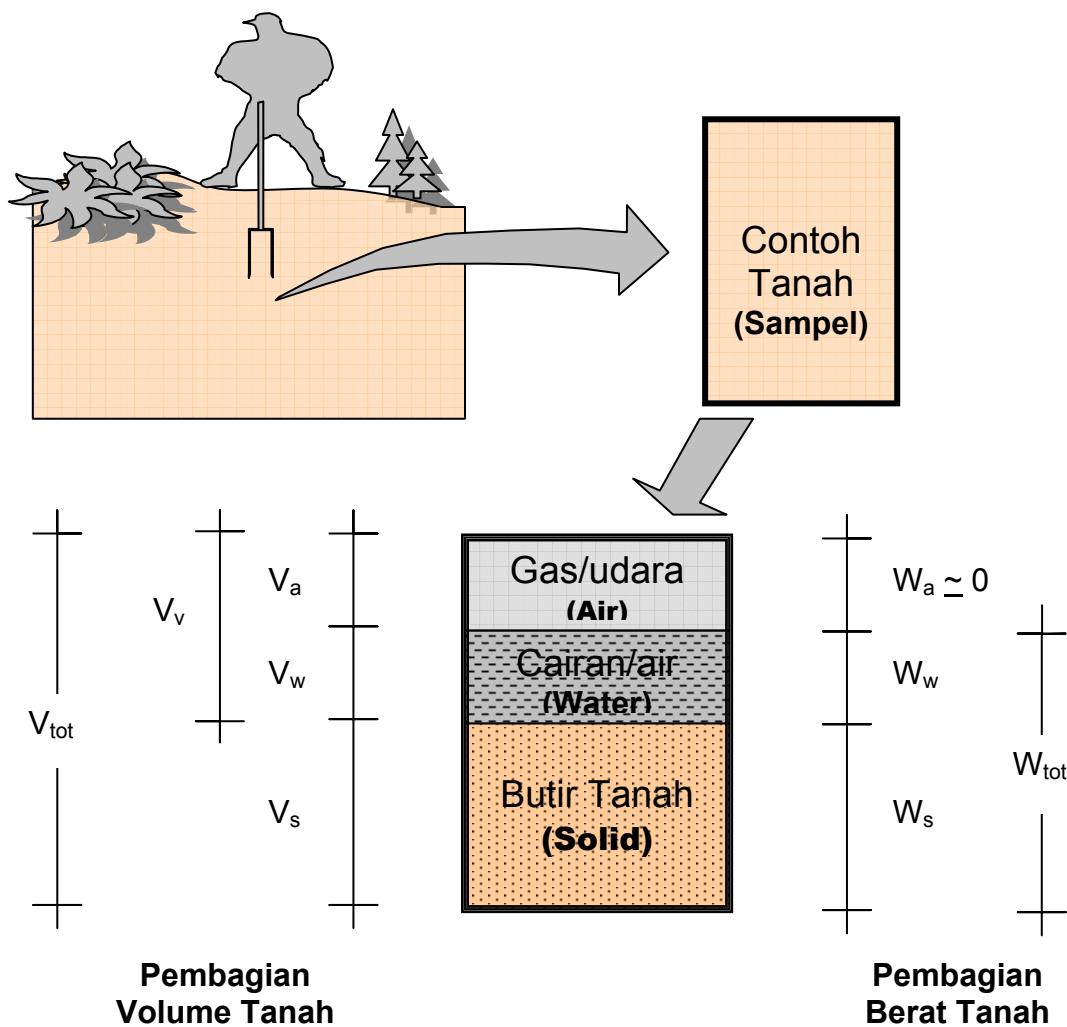
Properties tanah yang dimaksud pada bagian ini adalah parameter-parameter tanah yang dapat diukur atau dihitung dan digunakan untuk berbagai keperluan dalam bidang teknik sipil. Secara prinsip dapat dikatakan bahwa setiap tanah yang terdapat pada lokasi dan kondisi yang berbeda mempunyai nilai parameter yang berbeda. Dengan pengertian tersebut maka dapat diartikan berbalik, bahwa untuk membedakan atau membandingkan satu tanah dengan yang lain dapat dilakukan dengan membandingkan parameter-parameter yang dimilikinya sesuai dengan keperluan dari pembandingan tersebut.

Dalam menentukan properties tanah harus diperhatikan satuan yang digunakan untuk mengukur besarnya. Sebab dalam beberapa hal, satuan yang digunakan dapat menjadi hal yang menambah pengertian atau bahkan sebaliknya dapat mengaburkan arti dari paramater tanah tersebut. Agar tidak mendapatkan pengertian yang salah, perlu dijelaskan mengenai beberapa hal terkait dengan satuan yang sering dipergunakan dalam menyebutkan nilai properties tanah seperti pada penjelasan berikut.

Satuan yang digunakan dalam memberikan nilai parameter tanah mesti mengacu pada ketentuan yang disepakati bersama atau kepada kebiasaan yang dimengerti oleh semua pihak yang terkait. Satuan waktu yang digunakan adalah berurutan mulai dari detik, menit dan jam yang secara singkat dituliskan sebagai dt untuk detik, mnt untuk menit. Untuk satuan berat yang digunakan adalah satuan kilo-Newton (kN) yang merupakan satuan massa (kg) dikalikan gravitasi. Terkadang satuan berat yang digunakan adalah seperti gram-gaya (gr-f atau disingkat saja gr), kilogram-gaya (kgf atau disingkat saja kg) atau ton-gaya (disingkat t-f atau dipendekkan dengan huruf t) dimana pada saat tertentu akan membingungkan dengan satuan massa namun dalam penggunaannya terasa lebih praktis

dan mudah karena tidak banyak melibatkan satuan lain dan nama orang tertentu. Satuan panjang yang digunakan adalah meter disingkat dengan huruf **m** (cm untuk centi-meter).

Secara mendasar tanah dibedakan berdasarkan gradasi butirannya menjadi dua bahagian besar yaitu tanah berbutir halus dan tanah berbutir kasar. Tanah berbutir halus yang utama adalah lempung (clay dilambangkan C), dan terkadang juga lanau (silt dengan lambang M dari kata Mud). Sedangkan tanah berbutir kasar adalah pasir (sand dengan lambang S) dan kerikil (gravel dilambangkan G). Walaupun secara mendasar dibedakan dari ukuran butirannya, namun secara perlakunya, kedua jenis tanah tersebut menunjukkan perbedaan yang sangat mencolok. Sebagai contoh, tanah lempung mempunyai kekuatan yang sangat dipengaruhi dengan kandungan air yang ada di dalamnya, sedangkan tanah pasir perlakunya tidak banyak dipengaruhi oleh air yang dikandungnya. Perilaku yang berkaitan dengan air pada tanah lempung yang berkaitan dengan pekerjaan praktis antara lain adalah sifat mengembangnya (swelling) dan penurunan akibat konsolidasi yang keduanya tidak dipelajari untuk tanah pasir. Sebaliknya untuk tanah pasir, khususnya tanah pasir halus, perilaku yang berkaitan dengan air adalah sifat likuifikasi yang disebabkan beban dinamis (gempa). Sementara itu, sifat likuifikasi ini hampir tidak dipelajari untuk tanah lempung.



Gambar 1.1. Susunan unsur material sampel tanah

1.1.1. Partikel Tanah

Ukuran partikel tanah adalah beragam mulai dari yang besar hingga yang terkecil yang dapat melayang di dalam air. Pada selang ukuran tertentu, telah diberikan nama-nama bagi ukuran partikel yang berguna untuk dapat berkomunikasi dan saling memahami. Dalam bahagian ini akan diberikan beberapa istilah atau nama-nama sedimen tanah yang didasarkan pada ukurannya.

Lapisan Batuan (Bedrock)

Nama ini diberikan pada **lapisan batuan** yang biasanya terdapat di dalam lapisan tanah. Bedrock biasanya terbentuk akibat pendinginan magma (batuan beku) yang akhirnya membeku dan dilapisi diatasnya oleh lapisan tanah yang mengeras (batuan sedimen). Diantara keduanya biasanya terdapat batuan metamorf. Lapisan bedrock ini oleh sebagian ahli dianggap paling cocok untuk meletakkan pondasi beberapa bangunan. Namun haruslah tetap diperhatikan susunan, sejarah dan kekuatan dari batuan serta umur geologi dari terbentuknya batuan tersebut.

Batu (Boulder, cobble)

Nama-nama tersebut adalah pecahan atau fragmentasi dari batuan (rock) atau hasil pembekuan mineral letusan gunung berapi yang mempunyai ukuran dari satu meter (atau lebih sedikit) hingga 75 mm. Dalam bahasa sehari-hari, ukuran Boulder disebut batu besar sedangkan cobble adalah batu yang biasanya digunakan sebagai bahan bangunan (untuk pasangan batu).

Kerikil (Gravel, pebble)

Gravel dan pebble adalah ukuran butiran yang lebih besar dari pasir yang biasa disebut dengan kerikil. Kerikil digunakan sebagai agregat kasar dalam pencampuran beton. Ukuran kerikil adalah diantara 75 mm hingga 2 (atau 5) mm.

Pasir (Sand)

Ukuran butiran tanah yang berada dibawah kerikil disebut dengan pasir. Dalam kegiatan praktis di lapangan dan juga disebabkan beberapa perilakunya, terkadang pasir juga dibagi menjadi pasir kasar dan pasir halus. Ukuran butiran pasir berkisar antara 5 (atau 2) mm hingga 0.074 mm. Dalam susunan saringan berdasarkan kode klasifikasi Unified, pasir berada pada saringan nomor 4 hingga nomor 200.

Lanau (Silt)

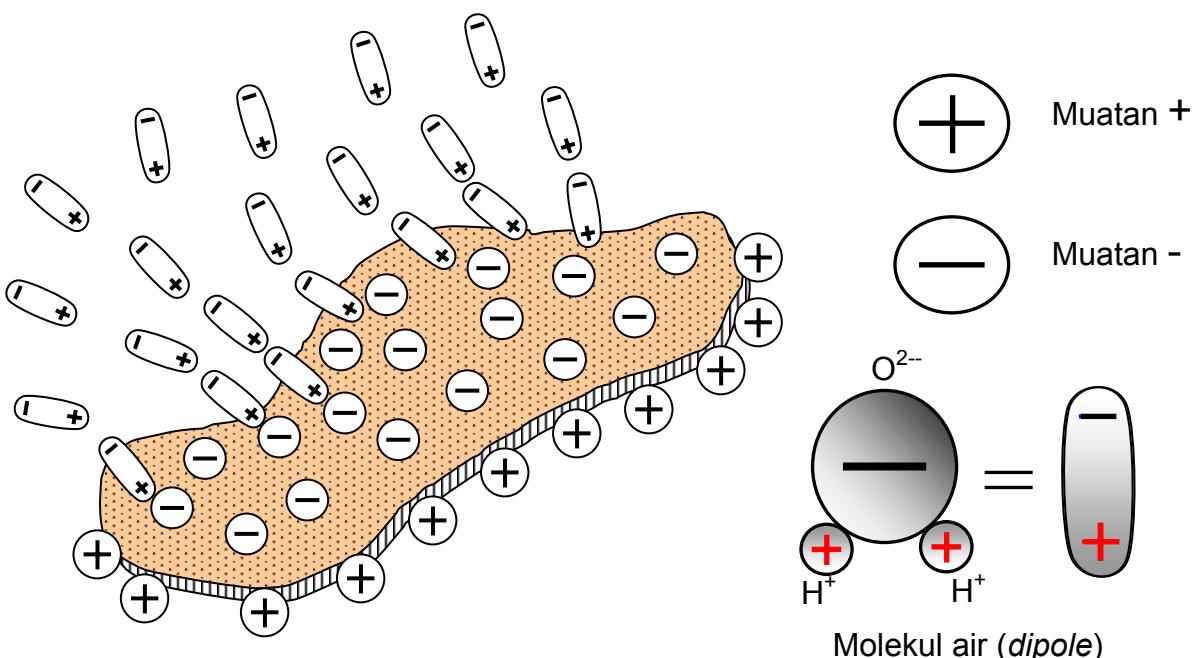
Adalah partikel tanah yang lolos saringan nomor 200 dan mempunyai ukuran 0.074 hingga 0.002 mm. Ukuran ini sangat kecil untuk dapat dilihat dengan mata telanjang. Dengan ukurannya yang sangat kecil ini, antar partikel lanau mempunyai bidang kontak yang kecil sehingga tahanan gesernya sangat rendah. Oleh sebab itu lanau menjadi perhatian yang khusus dalam bidang rekayasa karena daya dukungnya yang rendah dan dapat memberikan penurunan yang besar pada bangunan. Berbeda dengan lempung (clay), lanau tidak bersifat kohesif (lengket). Namun dengan adanya kandungan lempung yang cukup rendah (5% hingga 8%) saja, dapat memberikan nilai kohesif yang berarti pada lanau.

Lempung (Clay)

Lempung adalah fraksi terkecil dari tanah. Ukuran butiran lempung antara 0.002 hingga 0.001 mm. Berbeda dengan sifat butiran tanah sebelumnya, lempung

mempunyai sifat kohesif yang tinggi. Sifat kohesif (lengket) lempung ini disebabkan mineral yang membentuk lempung tersebut sedemikian rupa sehingga terjadi dua kutub listrik statis pada permukaannya. Mineral lempung berbentuk seperti lempengan-lempengan kecil (seperti lembaran-lembaran keras tebal) yang bermuatan listrik negatif pada bidang pemukaan dan bermuatan positif pada sisi-sisinya. Dari bentuk dan muatan listrik negatifnya inilah maka lempung bersifat kohesif dan menarik molekul air.

Molekul air terdiri dari satu atom oksigen dan dua atom hidrogen yang membentuk sudut 105° . Secara skematik dapat terlihat bahwa molekul air memiliki dua kutub yang berbeda (dipole). Kutub positif air tertarik pada bidang/permukaan lempung yang negatif, sedangkan kutub negatifnya mengarah pada bagian yang berlawanan. Kutub negatif tersebut selanjutnya menarik kutub positif molekul air yang lain dan seterusnya. Ikatan-ikatan ion inilah yang menjelaskan mengapa partikel lempung sangat mengikat air dalam jumlah yang banyak.



Gambar 1.2. Partikel Lempung dan Molekul Air

Terdapat tiga jenis mineral lempung yang sangat dikenal dalam mekanika tanah. Montmorillonite adalah mineral lempung yang paling aktif dalam berinteraksi dengan air. Mineral ini dapat mempunyai indeks plastis lebih dari 150%. Ini menunjukkan bahwa mineral ini dapat menyerap air lebih banyak dari beratnya sendiri. Dengan sifat yang demikian, lempung ini dapat digunakan untuk beberapa keperluan antara lain adalah sebagai lapisan penyekat air. Tetapi dengan sifatnya yang demikian, konstruksi yang berinteraksi langsung dengan lempung montmorillonite harus mendapat perlakuan khusus antara lain dalam mengatasi masalah kembang susut

akibat rembesan air. Mineral lempung yang lain adalah Illite dengan indeks plastis 30 hingga 50 dan Kaolinite dengan indeks plastis 10 hingga 20. Kaolinite banyak digunakan dalam industri sebagai bahan keramik dan untuk pembuatan batu bata.

Sifat lempung yang sangat atraktif terhadap air ini menjadi bagian yang menarik untuk diteliti. Penelitian tentang perilaku tersebut telah dan masih akan banyak dilakukan. Batas-batas kadar air pada mineral lempung yang memberikan sifat cair, plastis dan padat dari beberapa mineral lempung dapat dilihat pada Tabel 1.1.

Tabel 1.1. Batas-batas konsistensi mineral lempung (Mitchell, 1976)

Nama mineral	Batas Cair	Batas Plastis	Batas Susut
Montmorillonite	100-900	50-100	8.5-15
Illite	60-120	35-60	15-17
Kaolinite	30-110	25-40	25-29
Nontronite	37-72	19-27	
Hallosysite	35-55	30-45	
Attapulgite	160-230	100-120	
Chlorite	44-47	36-40	
Allophane	200-250	139-140	

1.1.2. Klasifikasi Tanah

Secara garis besar, tanah dibedakan menjadi dua golongan utama, yaitu tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus. Penggolongan ini didasarkan atas ukuran butirannya. Yang termasuk tanah berbutir halus adalah tanah lempung dan lanau, sedangkan yang berukuran besar dari lanau digolongkan sebagai tanah berbutir kasar. Pada tanah berbutir kasar, pembagian lebih dituliskan didasarkan pada ukuran seperti pasir halus, sedang dan kasar. Selain itu, berdasarkan keragaman gradasinya, dapat digolongkan menjadi bergradasi seragam (poor-graded), gradasi berlobang dan bergradasi baik/lengkap (well-graded). Tanah dengan gradasi yang lengkap umumnya mempunyai tahanan geser yang baik dibanding dengan tanah bergradasi seragam. Hal ini dikarenakan pada gradasi yang lengkap, partikel tanah saling mengisi rongga dan saling mengunci hingga mempunyai kontak antar butir yang lebih banyak dan baik.

Selain itu, tanah dapat pula digolongkan tanah menjadi dua bagian berdasarkan sifat kerekatannya, yaitu tanah kohesif (lempung) dan tanah non-kohesif. Pada penggolongan ini, tanah kohesif masih digolongkan berdasarkan kesensitivitasnya terhadap gangguan dari luar. Tanah yang mempunyai perubahan perilaku yang lebih mencolok dengan adanya gangguan, dikatakan lebih sensitif dan sebaliknya. Selain itu, mengingat tanah lempung mempunyai perilaku yang sangat terpengaruh dengan air, maka khusus untuk tanah ini, penggolonggannya didasarkan pada perilakunya terhadap air. Untuk keperluan tersebut, maka kadar air yang ada di dalam sampel lempung, dijadikan patokan untuk mengklasifikasikannya.

Kandungan organik dalam tanah juga sebagai salah satu hal yang dijadikan alternatif untuk menggolongkan tanah. Kandungan organik yang ada didalam tanah, dinyatakan dalam persentase berdasarkan berat (seperti halnya kandungan air). Walaupun warna dan bau tanah organik cukup mencolok untuk dibedakan, tetapi hal tersebut tidak

menjadi patokan dalam mengidentifikasi kandungan organik dalam tanah. Kandungan organik dalam tanah dinyatakan dalam dua golongan utama yaitu banyak/tinggi (Organic High-OH) dan sedikit/rendah (Organic Low-OL).

Untuk keperluan perencanaan pondasi, terdapat banyak cara (termasuk ketentuan/prosedur) yang digunakan untuk menggolongkan tanah seperti cara Unified (diusulkan Casagrande, 1948 dan diadopsi oleh ASTM) yang sudah cukup populer. Untuk keperluan yang berlainan, misalnya pertanian, jalan raya atau lapangan udara, maka penggolongan (klasifikasi) tanah dan prosedurnya akan berbeda. Walaupun penggolongan tanah tidak merupakan hal yang sangat penting dalam rekayasa geoteknik, namun hal tersebut masih tetap diperlukan antara lain untuk:

- Memperkirakan perilaku yang akan terjadi pada sebuah bangunan/struktur geoteknik. Dengan perkiraan tersebut, selanjutnya dilakukan analisis yang lebih mendetail dan mendalam. Sebagai contoh, bila pondasi berada pada tanah lempung yang berada dibawah permukaan air tanah, maka dapat diperkirakan kemungkinan terjadinya konsolidasi. Untuk itu analisis terhadap penurunan akibat konsolidasi menjadi mutlak diperlukan pada kasus tersebut.
- Untuk membuat peta perilaku yang umum dari sebuah deposit tanah pada suatu daerah yang sempit atau luas. Peta tersebut dapat digunakan untuk kepentingan dalam mengambil keputusan terhadap eksplorasi yang diperlukan pada suatu deposit di wilayah tertentu.
- Untuk dapat mengerti dengan baik perilaku tanah dan bangunan diatasnya berdasarkan catatan kejadian sebelumnya. Hal tersebut dapat digunakan untuk memperkirakan dan mengambil keputusan teknis pada daerah lain dengan klasifikasi tanah yang serupa.

1.1.3. Spesific gravity (Gs)

Spesific gravity adalah salah satu parameter tanah yang sering diuji di laboratorium yang merupakan perbandingan massa butiran tanah dengan volume dari butiran tanah tersebut. Untuk menghilangkan satunya, perbandingan berat/massa dan volume butiran tersebut dibandingkan (dibagi) dengan berat/massa satuan air pada suhu 4°C (yaitu 1 t/m³ atau 9.81 kN/m³).

$$Gs = \frac{W_s}{V_s} \cdot \frac{1}{\gamma_w}$$

1.1

Parameter ini jarang dipakai langsung dalam analisis yang berkaitan dengan masalah rekayasa. Spesific gravity digunakan untuk menghitung angka pori dari sedimen tanah yang selanjutnya digunakan sebagai data dalam perhitungan penurunan tanah akibat beban. Kesalahan yang sering terjadi dalam pengujian spesific gravity adalah diakibatkan kesulitan dalam menangani udara yang terperangkap di dalam sampel tanah, baik di dalam pori maupun di dalam partikel tanah. Namun, untuk berbagai jenis partikel tanah, nilai spesific gravity mempunyai rentang yang tidak besar seperti ditampilkan dalam Tabel 1.2.

Tabel 1.2. Nilai spesific gravity beberapa jenis tanah (Das, 1990)

Jenis Tanah	Nilai Gs
Kerikil (Gravel)	2.65 – 2.68
Pasir (Sand)	2.65 – 2.68
Lanau (Silt)	2.62 – 2.68
Lempung Organik (O-Clay)	2.58 – 2.65
Lempung Non-organik (Clay)	2.68 – 2.75

Dalam analisis estimasi perilaku tanah, $G_s=2.67$ sering digunakan dalam perhitungan untuk tanah berbutir (cohesionless) dan $G_s=2.70$ untuk lempung in-organik. Bila sangat diperlukan, pengujian G_s dapat dilakukan dengan mengambil nilai rata-rata dari 3 pengujian sampel. Sebagai patokan, nilai G_s lebih dari 3.0 dan kurang dari 2.5 sangat jarang untuk tanah.

1.1.4. Kadar air (w)

Kadar air adalah properties tanah yang menggambarkan perbandingan dari berat air yang ada dalam sampel tanah dengan berat dari partikel tanah kering. Nilai kandungan air ini dalam berbagai pengujian sampel tanah hampir selalu dilakukan. Kadar air mempunyai satuan persen (%), namun dalam pemakaianya terkadang satuan persen tersebut tidak dituliskan. Dalam bentuk persamaan matematis kadar air dapat dituliskan sebagai berikut:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 \%$$

1.2

Pengujian kadar air sangat penting dalam mempelajari sifat lempung (aktivitas) terhadap pengaruh air. Nilai keaktifan lempung dalam berinteraksi dengan air sering dinyatakan sebagai indeks plastis (I_p) yang merupakan selisih dari kadar air dalam kondisi di batas perilaku cairnya (Liquid Limit, w_{LL}) dengan kadar air dalam kondisi di batas keplastisannya (Plastic Limit, w_{PL}). Sedangkan, untuk tanah dalam keadaan aslinya di lapangan, kadar air yang dikandungnya di kenal dengan kadar air asli/natural (w_N).

Dalam kegiatan praktis, nilai kadar air sangat berguna seperti dalam kegiatan pemadatan tanah dan perbaikan tanah (soil improvement) dengan bahan tambahan. Selain itu, untuk tanah lempung yang berada dibawah muka air tanah, kadar air pada tanah tersebut memberikan beberapa pengertian dalam memprediksi perilaku lempung tersebut. Bila kadar air asli (w_N) hampir (mendekati atau sekitar) kadar air batas cair (w_{LL}), maka umumnya tanah tersebut dalam keadaan tidak terkonsolidasi (normally consolidated). Pada keadaan ini, maka kegiatan (gangguan, seperti pemancangan tiang dan pemboran) terhadap tanah tersebut akan mengubah tanah berperilaku seperti cairan kental (viscous). Sedangkan tanah dibawah muka air tanah dengan kadar air mendekati batas plastis, menunjukkan tanah tersebut telah terkonsolidasi (over consolidated) pada masa yang lalu.

1.1.5. Berat-volume tanah (γ)

Berat volume tanah (berat satuan=unit weight) adalah besarnya satuan berat tanah tiap satuan volume. Berat satuan tanah ditentukan dengan membandingkan berat tanah dengan volume yang diisinya. Berbeda dengan specific gravity yang merupakan perbandingan masa butiran tanah dengan volume butiran saja, berat satuan tanah meliputi perbandingan seluruh berat termasuk butiran, air dan udara pada tanah tersebut dengan keseluruhan volumenya.

$$\boxed{\gamma = \frac{W_{\text{tot}}}{V_{\text{tot}}}}$$

1.3

Berat satuan tanah sangat penting dalam mengestimasi gaya-gaya yang bekerja pada tanah akibat berat sendiri. Selain itu, beban lateral akibat berat tanah juga ditentukan oleh berat satuan dari tanah. Dalam bahagian selanjutnya akan diperlihatkan bahwa parameter berat satuan ini menjadi sangat penting dalam analisis gaya-gaya dan tekanan dalam tanah.

1.1.6. Sifat-sifat fisik tanah lainnya

Beberapa sifat fisik tanah yang merupakan perbandingan dari nilai volume dan/atau berat elemen tanah (udara, air dan butiran tanah). Sifat-sifat fisik tersebut terkadang sering digunakan dalam analisis dalam Mekanika Tanah dan Rekayasa Geoteknik. Namun secara prinsip, sifat-sifat fisik tersebut dapat dihitung dari beberapa sifat fisik lainnya seperti dibahas dalam bagian berikut. Propertis fisik tersebut antara lain adalah:

Derajat kejenuhan (S_r), merupakan persentase dari perbandingan volume air dengan volume pori. Pada tanah dalam keadaan jenuh, seluruh porinya akan terisi dengan air, atau derajat kejenuhannya $S_r=100\%$ dan pada tanah yang kering dimana tidak mengandung air, derajat kejenuhannya adalah 0%.

$$\boxed{S_r = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100\%}$$

1.4

Angka pori (e), adalah angka yang menunjukkan perbandingan volume dari pori tanah dengan volume dari butiran tanah. Angka pori (void ratio) sering dipakai dalam analisis penurunan akibat konsolidasi.

$$\boxed{e = \frac{V_v}{V_s}}$$

1.5

Porositas (n), adalah nilai perbandingan volume pori dengan volume dari tanah keseluruhan. Tanah dengan gradasi yang seragam, memiliki pori antar butir yang banyak sehingga porositasnya akan besar pula. Dibandingkan dengan tanah yang bergradasi rapat dimana pori-pori antar butiran besar diisi oleh butiran yang lebih

kecil, akan memiliki porositas yang kecil pula. Tanah yang poros (berpori) akan mengalirkan air lebih cepat dan banyak dibanding tanah yang tidak poros.

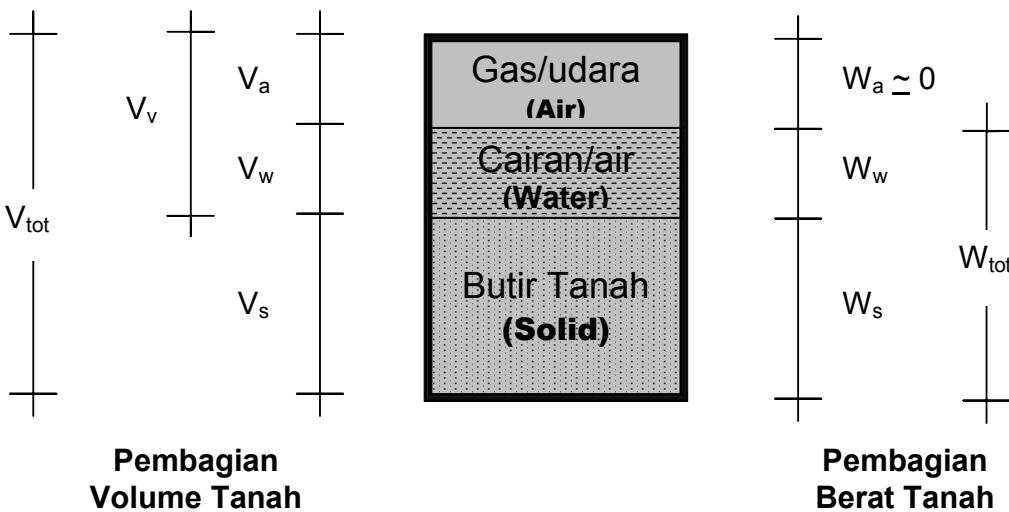
$$n = \frac{V_v}{V_{tot}}$$

1.6

Berat volume kering (γ_d), merupakan nilai perbandingan dari berat tanah dalam keadaan kering (butiran tanah) dengan volumenya pada saat basah (volume total). Berat kering merupakan parameter tanah yang sering digunakan dalam rekayasa pemandatan tanah dan perbaikan tanah dengan bahan tambahan. Berat volume kering akan selalu lebih rendah dari berat volume tanah basahnya. Dalam proses pemandatan tanah tertentu, akan dijumpai/terdapat berat volume kering maksimum dengan kadar air tertentu (optimum).

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_{tot}}$$

1.7



Gambar 1.3. Volume dan Berat elemen tanah

Kerapatan relatif (D_r), merupakan parameter yang diturunkan dari beberapa sifat fisik tanah lainnya. Kerapatan relatif adalah prosentase dari perbandingan beberapa nilai berat volume tanah pasir atau angka porinya. Nilai ini menunjukkan kepadatan tanah berbutir seperti dalam Tabel 1.3. berikut:

Tabel 1.3. Nilai Kerapatan dan berat volume beberapa jenis tanah (Das, 1985)

Jenis Kerapatan Tanah	Nilai D_r	$\gamma (\text{t/m}^3)$
Sangat lepas (very loose)	0 – 15	1.1 – 1.6
lepas (loose)	15 – 50	1.4 – 1.8
Sedang (medium)	50 – 70	1.7 – 2.0
Padat (dense)	70 – 85	1.7 – 2.2
Sangat padat (very dense)	85 – 100	2.0 – 2.3

1.1.7. Hubungan sifat-sifat fisik tanah

Pada dasarnya, properti tanah dapat dihubungkan satu dengan yang lain menggunakan persamaan matematis yang sangat sederhana. Hubungan antar parameter tersebut sangat berguna untuk mengestimasi sebuah parameter dari beberapa parameter yang lainnya. Untuk itu diperlukan paling tidak tiga parameter tanah harus diketahui, sehingga parameter lainnya dapat ditentukan berdasarkan hubungan sifat fisik tanah. Dalam Tabel 1.4 diperlihatkan beberapa hubungan parameter yang sering dipergunakan dalam mekanika tanah, sedangkan parameter fisik lainnya dapat diturunkan dari beberapa parameter lainnya.

Tabel 1.4. Hubungan beberapa nilai properti tanah.

I. Kondisi umum			
Jenis properti	Lambang	Satuan	Persamaan
Derajat kejenuhan	S_r	%	$\frac{w G_s}{e}$
Angka pori (void ratio)	e		$\frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1$
Porositas	n		$\frac{e}{e+1}$
Berat volume	γ	t/m^3 (disesuaikan)	$\frac{G_s \gamma_w (1+w)}{1+e}$
Berat volume kering	γ_d	t/m^3 (disesuaikan)	$\frac{G_s \gamma_w}{1+e}$ atau $\frac{\gamma}{1+w}$
Kerapatan relatif (relative density)	D_r	%	$\frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \text{ atau } \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d,min}}{\gamma_{d,max} - \gamma_{d,min}} \right] \frac{\gamma_{d,max}}{\gamma_d}$
II. Kondisi Jenuh			
Derajat kejenuhan	S_r	%	100
Angka pori (void ratio)	e	%	$w \cdot G_s$
Berat volume jenuh	γ_{sat}	t/m^3 (disesuaikan)	$\frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1+e}$

Contoh perhitungan properties tanah

Kasus 1.1

Sebuah sampel tanah dengan volume 0.1 m^3 memiliki berat basah 1.8 kN , setelah dikeringkan beratnya berkurang menjadi 1.6 kN . Bila diketahui spesifik gravity dari tanah tersebut adalah 2.65 , tentukan parameter fisik lainnya.

Solusi:

Untuk mendapatkan solusi dari kasus diatas, dapat diperhatikan kembali Gambar 1.3. Dengan menggunakan gambar tersebut, kita perlu menghitung tiap volume dan berat dari elemen tanah. Beberapa yang telah diketahui dari data kasus diatas adalah:

$$V_{\text{tot}} = 0.1 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{tot}} = 1.8 \text{ kN}$$

$$W_s = 1.6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} W_w &= W_{\text{tot}} - W_s \\ &= 1.8 \text{ kN} - 1.6 \text{ kN} \\ &= 0.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= W_s / (G_s \cdot \gamma_w) \\ &= 1.6 \text{ kN} / (2.65 \cdot 9.81 \text{ kN/m}^3) \\ &= 0.062 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_w &= W_w / \gamma_w \\ &= 0.2 \text{ kN} / 9.81 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0.02 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_v &= V_{\text{tot}} - V_s \\ &= 0.1 \text{ m}^3 - 0.062 \text{ m}^3 \\ &= 0.038 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_a &= V_v - V_w \\ &= 0.038 \text{ m}^3 - 0.02 \text{ m}^3 \\ &= 0.018 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Dengan diperolehnya seluruh berat dan volume dari elemen tanah maka seluruh parameter fisik yang diinginkan dapat dihitung. Hasil perhitungan dicantumkan dalam Tabel K.1. berikut:

Tabel K.1. Propertis fisik tanah untuk kasus 1.1.

Jenis propertis	Lambang	Satuan	Persamaan		Nilai
Kadar air	w	%	$\frac{W_w}{W_s} \cdot 100\%$	$\frac{0.2}{1.6} \cdot 100\%$	12.5%
Derajat kejenuhan	S_r	%	$\frac{V_w}{V_v} \cdot 100\%$	$\frac{0.02}{0.038} \cdot 100\%$	52.6%
Angka pori (void ratio)	e		$\frac{V_v}{V_s}$	$\frac{0.038}{0.062}$	0.61
Porositas	n		$\frac{V_v}{V_{tot}}$	$\frac{0.038}{0.1}$	0.38
Berat volume	γ	kN/m ³	$\frac{W_{tot}}{V_{tot}}$	$\frac{1.8}{0.1}$	18.0
Berat volume Kering	γ_d	kN/m ³	$\frac{W_s}{V_{tot}}$	$\frac{1.6}{0.1}$	16.0

1.2. Sifat Mekanik Tanah

Beberapa sifat mekanik tanah yang sangat penting berkaitan dengan analisis dalam rekayasa pondasi antara lain adalah sifat meluluskan air (permeabilitas tanah), kemampuan tanah akibat adanya beban (konsolidasi) dan kuat geser tanah. Sifat-sifat tersebut akan dibahas secara singkat dalam bagian-bagian berikut. Pemakaian dari parameter-parameter yang menggambarkan sifat-sifat tersebut akan lebih jelas dijabarkan dalam analisis daya dukung pondasi.

1.2.1. Permeabilitas Tanah (k)

Karena adanya perbedaan tekanan, air dapat mengalir melalui pori-pori diantara butiran tanah. Dalam rekayasa geoteknik terkadang perlu diketahui jumlah air yang mengalir melalui suatu titik dalam tanah pada waktu tertentu. Kasus-kasus yang memerlukan analisis berkaitan dengan pengaliran air antara lain adalah bendungan tipe urugan maupun jenis lainnya, dinding penahan tanah dan basement. Untuk mengestimasi jumlah air yang meresap dan memperkirakan tekanan disebabkan oleh aliran air, diperlukan konstanta pengaliran tanah yang sering disebut dengan koefisien permeabilitas tanah.

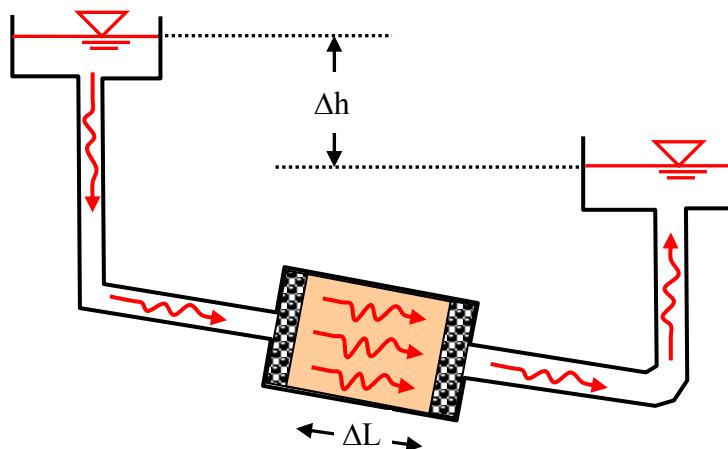
Koefisien permeabilitas didefinisikan sebagai kemampuan tanah untuk mengalirkan air untuk jarak tertentu dalam satuan waktu. Koefisien kemampuan tanah dalam mengalirkan air tersebut dinyatakan dalam persamaan Darcy sebagai berikut:

$$k = \frac{v}{i} \quad 1.8$$

dimana: k adalah koefisien permeabilitas tanah

v adalah kecepatan air mengalir dalam tanah

i didefinisikan sebagai gradien hidrolik yang merupakan perbandingan beda tinggi tekan (Δh) dengan perbedaan jarak tempuh aliran (ΔL).



Gambar 1.4. Gradien hidrolik

Koefisien permeabilitas tanah dapat diuji langsung di lapangan maupun di laboratorium. Pengujian di laboratorium dapat dilakukan dengan menggunakan beda tinggi tekan air yang tetap (constant head) atau pun beda tinggi tekan berkurang (falling head). Pengujian dengan menggunakan beda tinggi tekan air tetap, lebih cocok dilakukan untuk sampel dari tanah bergrasi kasar. Sedangkan untuk tanah berbutir halus, pengujian dengan beda tinggi tekan berkurang lebih tepat dilakukan.

Rentang nilai koefisien permeabilitas untuk beberapa jenis tanah dapat ditampilkan dalam Tabel 1.5. Beberapa peneliti telah mencoba memberikan persamaan empiris untuk nilai permeabilitas berdasarkan nilai void ratio dari tanah. Namun, dengan pengujian yang relatif tidak mahal dan mudah, disarankan nilai koefisien permeabilitas didapat dengan melakukan pengujian di lapangan atau di laboratorium.

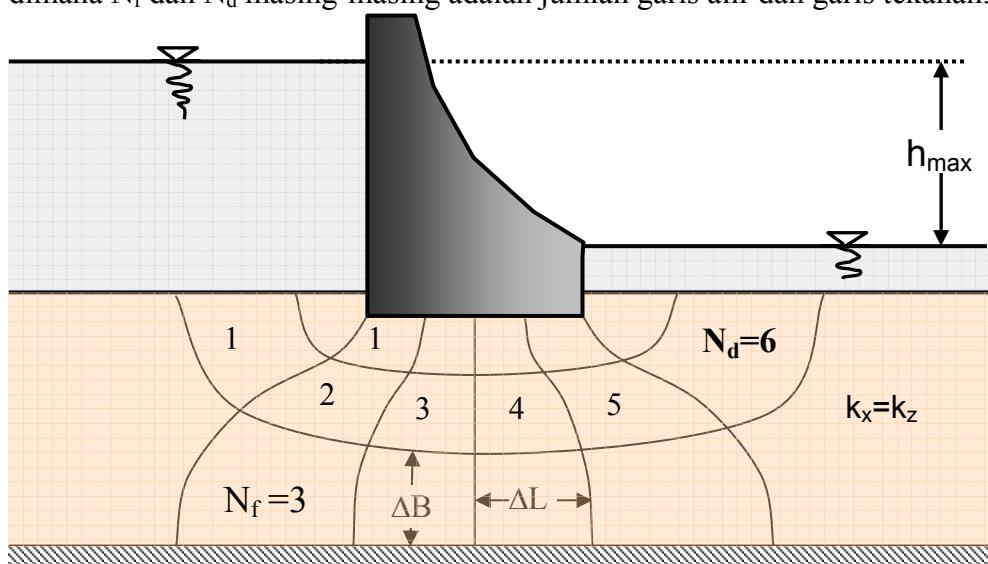
Tabel 1.5. Rentang nilai koefisien permeabilitas (Das, 1990)

Jenis Tanah	Nilai k (cm/detik)
Kerikil kasar hingga sedang	besar dari 0.1
Pasir kasar hingga halus	0.1 – 0.001
Pasir halus, pasir berlanau	0.001 – 0.00001
Lanau, lanau berlempung, lempung berlanau	0.0001 – 0.000001
Lempung (berbagai jenis)	kecil dari 0.000001

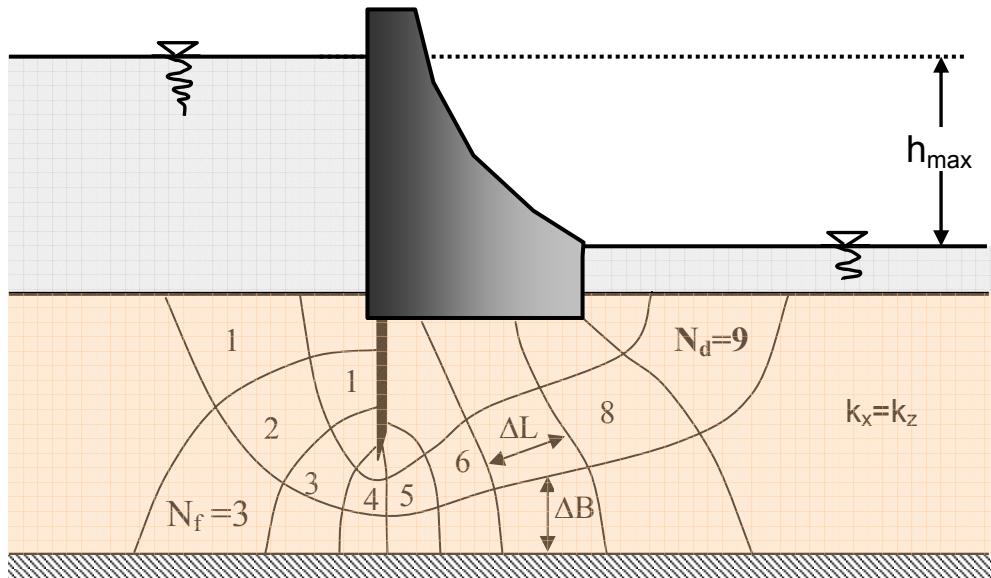
Estimasi jumlah aliran dalam tanah dibawah struktur geoteknik dapat dilakukan dengan menggambarkan garis alir (flow line) dan garis tekanan (equipotential lines) seperti contoh pada Gambar 1.5. Selanjutnya volume air yang mengalir dalam satuan waktu (debit) dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$q = k \cdot h_{\max} \cdot \frac{N_f}{N_d} \cdot \frac{\Delta B}{\Delta L} \quad 1.9$$

dimana N_f dan N_d masing-masing adalah jumlah garis alir dan garis tekanan.



Gambar 1.5.a. Jaring aliran (Flow Net)



Gambar 1.5.b. Jaring aliran (Flow Net)

Kasus 1.2

Sebagai contoh, maka dari gambar tersebut dapat diambil nilai N_f dan N_d masing-masing adalah 3 dan 6. Selanjutnya perbandingan lebar dan tinggi tiap jaringan alir (B/L) dibuat sama dengan 1. Bila diketahui nilai koefisien permeabilitas k adalah 0.0001 cm/dtk, maka dapat dihitung debit yang mengalir keluar sebagai berikut:

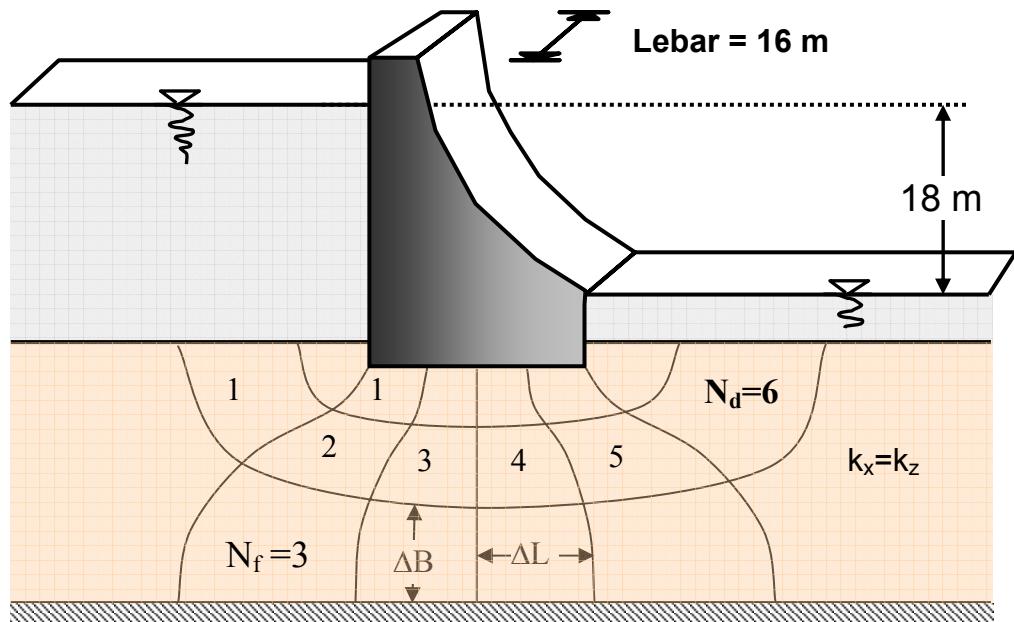
$$q = 0.0001 \text{ cm/dt} \times 10^{-2} \text{ m/cm} (18 \text{ m}) \frac{3}{6} \times 16 \text{ m} \times 1 \\ = 1,44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{dt}$$

atau

$$q = 0,144 \text{ ltr/dt}$$

Pada daerah yang sama, dapat dilakukan pengurangan resapan air dalam tanah dengan membuat diafragma dari lapisan beton grouting atau dengan memasang sheet pile. Selanjutnya dapat digambarkan jaringan alir (seperti Gambar 1.5) dan dihitung kembali estimasi aliran yang meresap sebagai berikut:

$$q = 0.0001 \text{ cm/dt} \times 10^{-2} \text{ m/cm} (18 \text{ m}) \frac{3}{9} \times 16 \text{ m} \times 1 \\ = 0.96 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{dt} (= 0.096 \text{ ltr/dt})$$

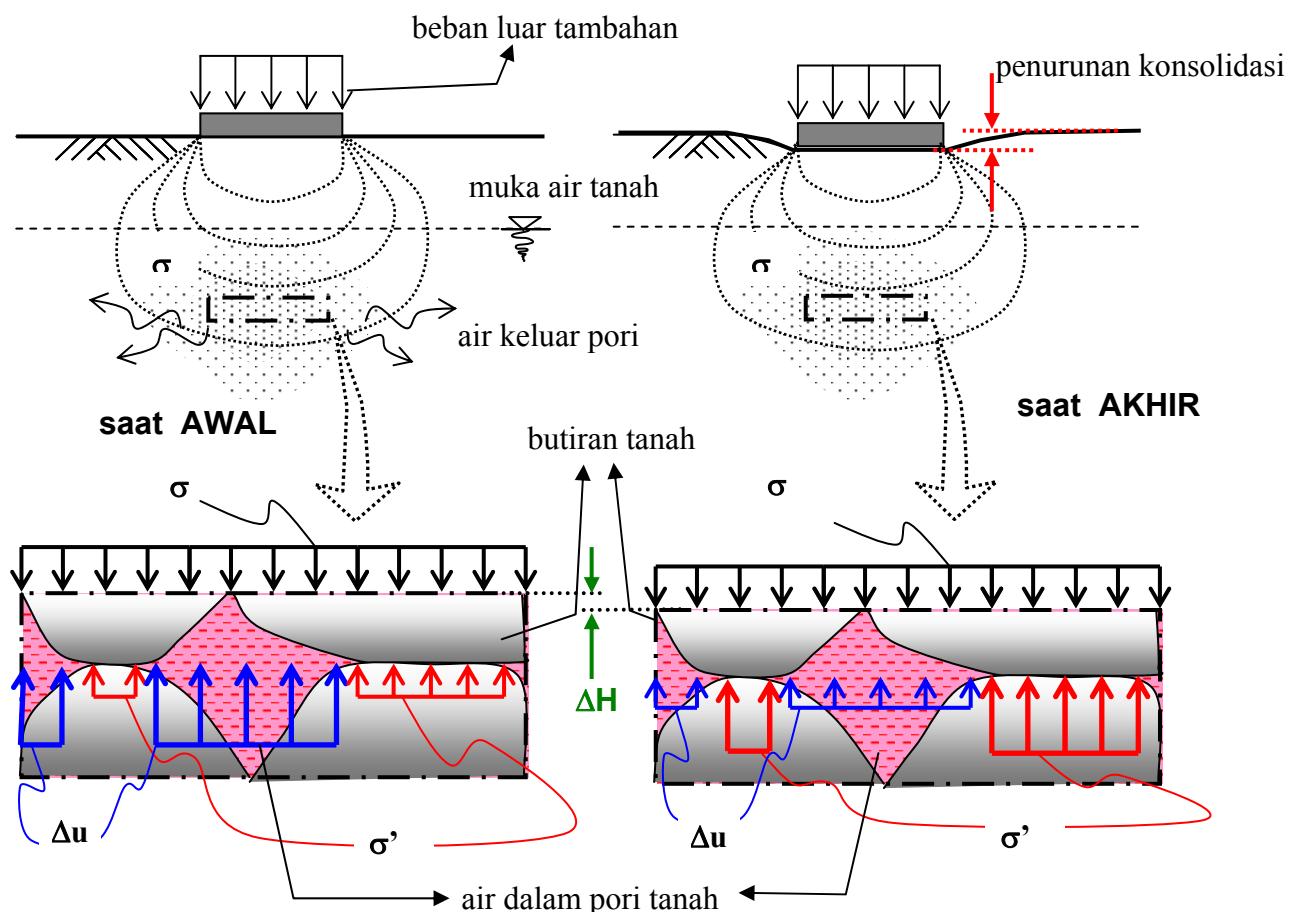


Gambar K1.2 Jaring aliran (Flow Net)

1.2.2. Konsolidasi

Konsolidasi dapat didefinisikan sebagai keluarnya air dari dalam pori tanah diikuti dengan bekurangnya volume tanah. Bila orientasi berkurangnya volume tanah adalah arah vertikal, maka yang terjadi adalah penurunan. Keluarnya air pori dari dalam tanah dapat disebabkan oleh meningkatnya tekanan air pori tersebut, akibat pertambahan beban misalnya, atau dapat pula disebabkan oleh tertariknya air oleh adanya muatan listrik seperti pada proses dewatering menggunakan arus listrik.

Proses konsolidasi berlangsung selama keluarnya air pori dalam tanah disebabkan meningkatnya tegangan air pori dari dalam tanah akibat adanya beban tambahan tetap yang cukup lama, seperti beban timbunan dan beban pondasi bangunan. Beban tambahan σ , pada saat seketika (saat pertama diberikan, $t=0$) ditahan oleh air pori dalam tanah, Δu . Sebagaimana sifat fluida tertekan, secara berangsur-angsur, air pori akan mengalir menuju tekanan yang lebih rendah ke atas, bawah atau sisi-sisinya. Dengan mengalirnya air ini, tekanan yang ditahan air dialihkan kepada tekanan antar butiran tanah. Proses tersebut berlangsung untuk jangka waktu yang lama tergantung kepada beberapa sifat tanah. Proses konsolidasi berhenti setelah tegangan air pori kembali seperti semula, seperti sebelum terjadi peningkatan beban ($\Delta u = 0$) dan seluruh beban tambahan ditahan oleh butiran tanah (tegangan effektif, σ').



Gambar 1.6. Konsolidasi massa tanah

a. Waktu Konsolidasi

Waktu berlangsungnya konsolidasi (lama konsolidasi) sangat tergantung kepada kecepatan pengaliran air keluar dari pori-pori tanah. Untuk tanah pasir yang sangat poros, waktu (lamanya) konsolidasi berlangsung sangat singkat. Tetapi untuk tanah lempung pada umumnya, mempunyai waktu konsolidasi yang cukup lama hingga dalam hitungan tahunan. Kecepatan aliran ini selanjutnya dalam ilmu mekanika tanah ditentukan dengan derajat kecepatan konsolidasi (c_v). Perlu diperhatikan bahwa dalam teori konsolidasi, kecepatan konsolidasi ini dibedakan dengan kecepatan pengaliran air seperti pada kasus permeabilitas tanah (k).

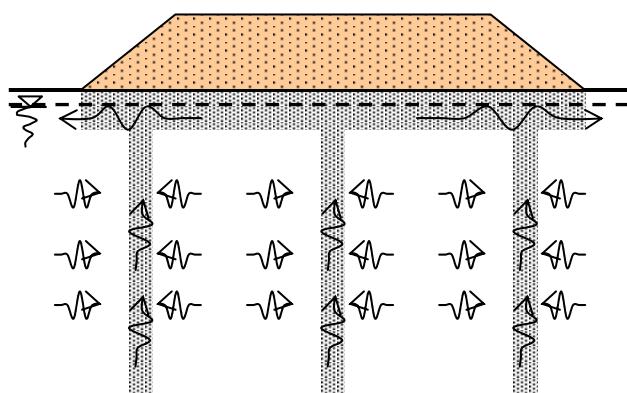
Lamanya waktu yang diperlukan untuk terjadinya konsolidasi biasanya ditentukan pada derajat konsolidasi 90%, sebab secara teori proses konsolidasi mencapai 100% terjadi pada waktu yang sangat lama (tak terhingga). Pada penurunan mencapai 90% dari total penurunan tersebut waktu yang diperlukan adalah:

$$t_{90\%} = \frac{0.848 H_{dr}^2}{C_v} \quad 1.10$$

dimana: H_{dr} adalah panjang aliran air pada tanah yang terkonsolidasi yang tergantung pada jenis lapisan tanah di atas/bawahnya.

C_v adalah koefisien kecepatan konsolidasi yang nilainya didapat dari hasil uji konsolidasi di laboratorium

Selain itu, pada kasus di lapangan, kecepatan aliran ini juga ditentukan oleh panjangnya jalur yang harus ditempuh oleh partikel air menuju tegangan normalnya (biasanya sama dengan tegangan hidrostatik/air diam). Untuk itu, dalam upaya untuk mempercepat proses konsolidasi, dapat dilakukan usaha untuk mempersingkat waktu konsolidasi dengan cara memperpendek jalur yang harus ditempuh air. Cara ini biasanya dilakukan dengan membuat draenase (jalur khusus air untuk mengalir) tambahan pada jarak-jarak tertentu atau pada posisi tertentu. Bahan draenase tersebut dapat terbuat dari bahan alami (misal kolom pasir/sand drained) atau bahan buatan (geotextile). Sketsa dari pemasangan draenase dapat dilihat pada Gambar 1.7. berikut:



Gambar 1.7. Vertikal drain untuk mempercepat konsolidasi

b. Besarnya Penurunan Konsolidasi

Besarnya penurunan yang terjadi akibat konsolidasi tergantung pada beberapa hal berikut:

1. Jenis tanah yang mengalami konsolidasi
2. Tebalnya lapisan tanah yang terkonsolidasi
3. Jumlah lapisan tanah yang mengalami konsolidasi
4. Besarnya kemampatan tanah
5. Besarnya beban yang diberikan
6. Lamanya proses konsolidasi telah berlangsung

Penurunan maksimum yang ditentukan saat akhir proses konsolidasi (derajat konsolidasi 100%) dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$S_{100\%} = \sum_{i=1}^n \left[\frac{C_c H_i}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma_{0,i} + \Delta\sigma_i}{\sigma_{0,i}} \right) \right] \quad 1.11$$

dimana: $S_{100\%}$ adalah penurunan pada saat konsolidasi 100% selesai
 $i = 1, \dots, n$ adalah jumlah lapisan tanah
 H_i = tebal lapisan tanah ke- i (yang terkonsolidasi)
 $\sigma_{0,i}$ = tegangan normal tanah effektif awal
 $\Delta\sigma_i$ = tambahan tegangan normal tanah (akibat beban luar)
 e_0 = angka pori awal dari tanah
 C_c = koefisien pemampatan tanah (hasil uji konsolidasi di laboratorium).

Koefisien pemampatan tanah (C_c) ditentukan dari kurva penurunan yang diplotkan pada bidang tekanan (σ) versus angka pori (e). Kurva tersebut adalah hasil pengolahan data pengujian konsolidasi di laboratorium terhadap sampel tanah. Untuk perkiraan praktis, Terzaghi dan Peck (1967) mengusulkan persamaan empiris untuk menduga nilai C_c sebagai berikut:

$$C_c = 0.009 (w_{LL} - 10) \quad 1.12$$

untuk tanah lempung asli (tidak terganggu/undisturbed sample)

$$C_c = 0.007 (w_{LL} - 10) \quad 1.13$$

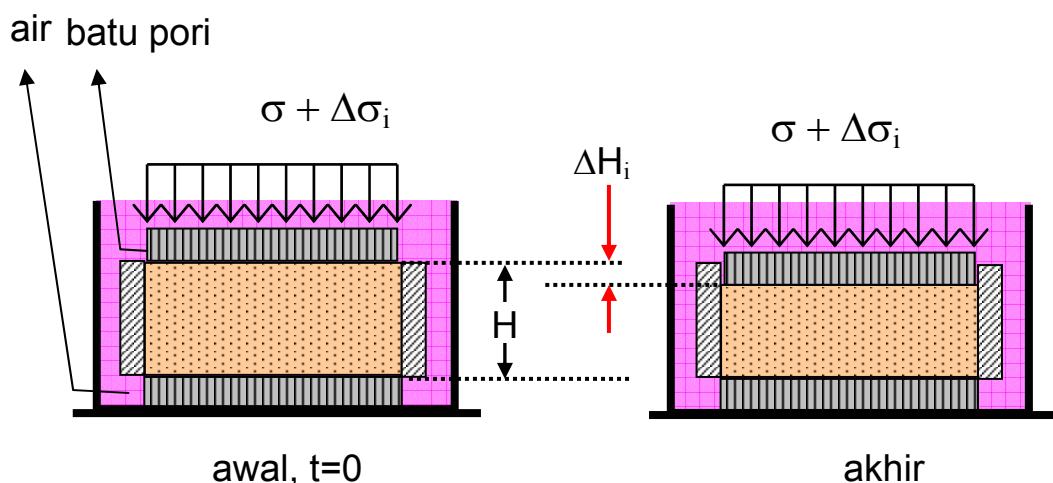
untuk tanah lempung terganggu (remolded/disturbed sample)

Penelitian tentang nilai empiris untuk koefisien pemampatan tersebut telah banyak dilakukan di masa yang lalu. Namun untuk keperluan analisis yang baik, maka sangat dianjurkan untuk melakukan pengujian konsolidasi di laboratorium terhadap sampel tanah pada lokasi rencana. Dibandingkan dengan kerugian yang timbul akibat kemungkinan salah estimasi nilai penurunan dengan metoda empiris, biaya pengujian di laboratorium tidak mempunyai arti yang besar.

c. Pengujian Konsolidasi di Laboratorium

Konsolidasi pada masa tanah memberikan beberapa kerugian dan keuntungan. Kerugian yang dapat dialami akibat perilaku ini adalah turunnya bangunan secara perlahan dan terjadinya perbedaan penurunan pada bangunan akibat perbedaan beban pada titik-titik bangunan. Keuntungan perilaku konsolidasi antara lain adalah meningkatnya daya dukung tanah akibat berkurangnya kadar air tanah. Beberapa jenis tanah mempunyai sifat mengalami peningkatan kuat gesernya dengan berkurangnya kadar air.

Untuk memprediksi penurunan dan waktu yang diperlukan oleh proses konsolidasi tanah akibat beban tambahan rencana, sangat dianjurkan untuk melakukan pengujian konsolidasi di laboratorium. Pengujian konsolidasi di laboratorium dilakukan dengan alat yang dinamakan Oedometer (atau Consolidometer). Gambar skematik dari pengujian tersebut dapat dilihat pada Gambar 1.8.



Gambar 1.8. Pengujian Konsolidasi

Pengujian konsolidasi bertujuan untuk mendapatkan parameter (koefisien) tanah yang digunakan untuk analisis konsolidasi yaitu C_c , C_v dan C_s . Masing-masing akan dibahas singkat dan tersendiri pada bagian berikut. Pengujian dilakukan dengan memberi beban secara bertahap (biasanya lima tahap). Pada masing-masing tahap pembebanan, penurunan yang terjadi dicatat untuk waktu-waktu tertentu (biasanya hingga 24 jam). Selanjutnya hasil pencatatan tersebut diplotkan dalam kurva penurunan versus waktu (Gambar 1.9). Gambar ini digunakan untuk mendapatkan nilai c_v dari sampel tanah. Nilai c_v yang digunakan untuk analisis diambil rata-rata dari keseluruhan tahapan pembebanan.

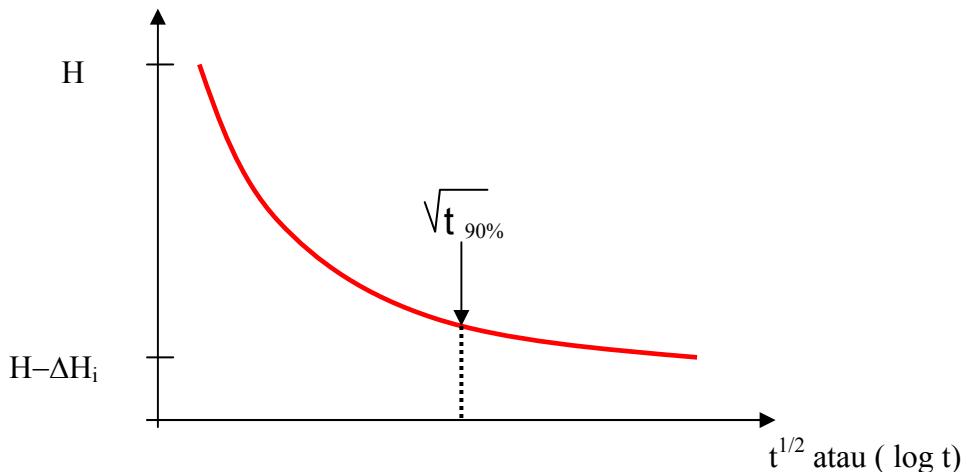
Dari tiap tahap pembebanan, perubahan nilai angka pori Δe (pada penurunan maksimum) dihitung dan diplotkan terhadap beban yang diberikan dalam skala semi logaritmik. Kurva ini digunakan untuk menentukan nilai koefisien pemampatan C_c yaitu nilai kemiringan kurva penurunan tersebut. Pada tahap akhir, beban dikurangi

secara bertahap dan pengembangan tanah kembali dicatat. Selanjutnya nilai angka pori tiap tahap dihitung dan kembali diplotkan ke kurva yang sama seperti saat pengujian pembebahan. Kemiringan garis dari kurva beban berkurang ini adalah nilai koefisien pengembangan C_s (swelling) dari tanah tersebut (Gambar 1.10). Perubahan nilai angka pori dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\Delta e_i = \frac{\Delta H_i}{H_s} \quad 1.14$$

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s \gamma_w} \quad 1.15$$

$$H_v = H - H_s \quad 1.16$$



Gambar 1.9. Pengujian Konsolidasi

Angka pori awal dan saat akhir pembebahan ke-i dihitung dengan:

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v}{H_s} \quad 1.17$$

$$e_i = e_0 - \Delta e_i \quad 1.18$$

dimana H_s adalah tinggi butiran tanah kering

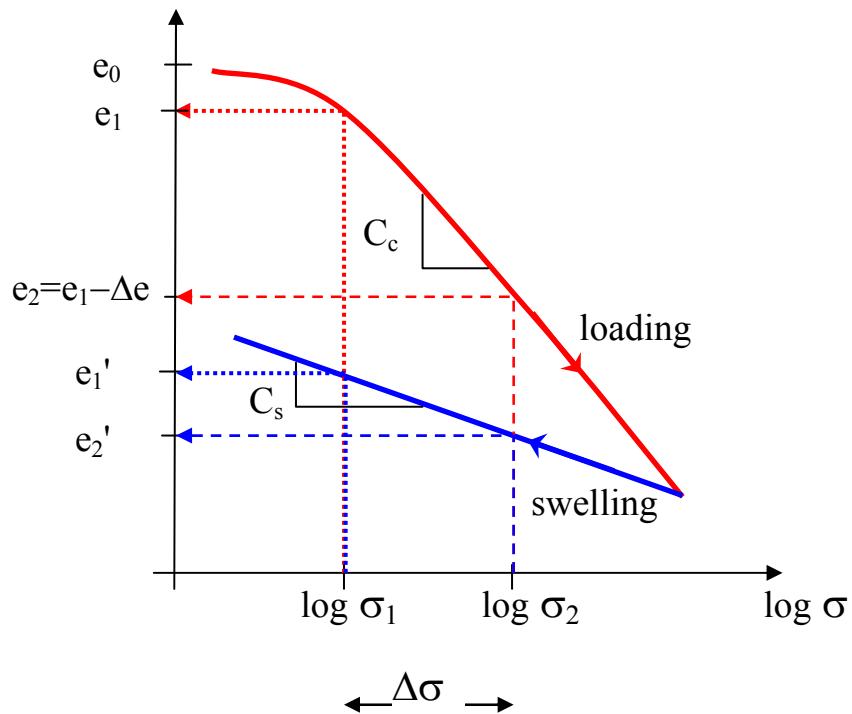
H_v = tinggi pori tanah (void)

H dan A adalah tinggi dan luas penampang sampel saat awal

ΔH_i = besarnya penurunan maksimum (akhir) pada saat pembebahan ke-i

G_s dan W_s adalah spesific gravity dan berat tanah kering

γ_w adalah berat satuan air (1 t/m^3 , 1 gr/cm^3 atau 9.81 kN/m^3)



Gambar 1.10. Kurva Pemampatan Konsolidasi

Parameter-parameter konsolidasi dapat dihitung sebagai berikut:

Koefisien konsolidasi:

$$C_v = \frac{0.848 H_{dr}^2}{t_{90\%}} \quad 1.19$$

Nilai H_{dr} untuk pengujian oedometer adalah $\frac{1}{2}H_i$ (tinggi awal sampel pada pembebanan ke-i), sedangkan nilai $t_{90\%}$ diambil seperti pada Gambar 1.9. Satuan untuk C_v yang biasa digunakan adalah cm^2/dt , namun harus diperhatikan juga satuan dari H_{dr} dan $t_{90\%}$ yang digunakan.

Dengan memperhatikan kurva pemampatan pada Gambar 1.10 dengan seksama, maka nilai C_c dan C_s dapat ditentukan sebagai berikut:

Koefisien/indeks pemampatan:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} \quad 1.20$$

Sedangkan indeks swelling adalah:

$$C_s = \frac{e_1' - e_2'}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} \quad 1.21$$

Walaupun keduanya tidak biasa dituliskan dengan satuan, tapi dalam penggunaannya (dalam analisis konsolidasi), satuan yang digunakan hendaknya tetap konsisten.

Untuk kasus yang umum, nilai C_s akan selalu lebih kecil dari nilai C_c dengan kisaran antara 10% hingga 20%.

1.2.3. Kuat geser tanah

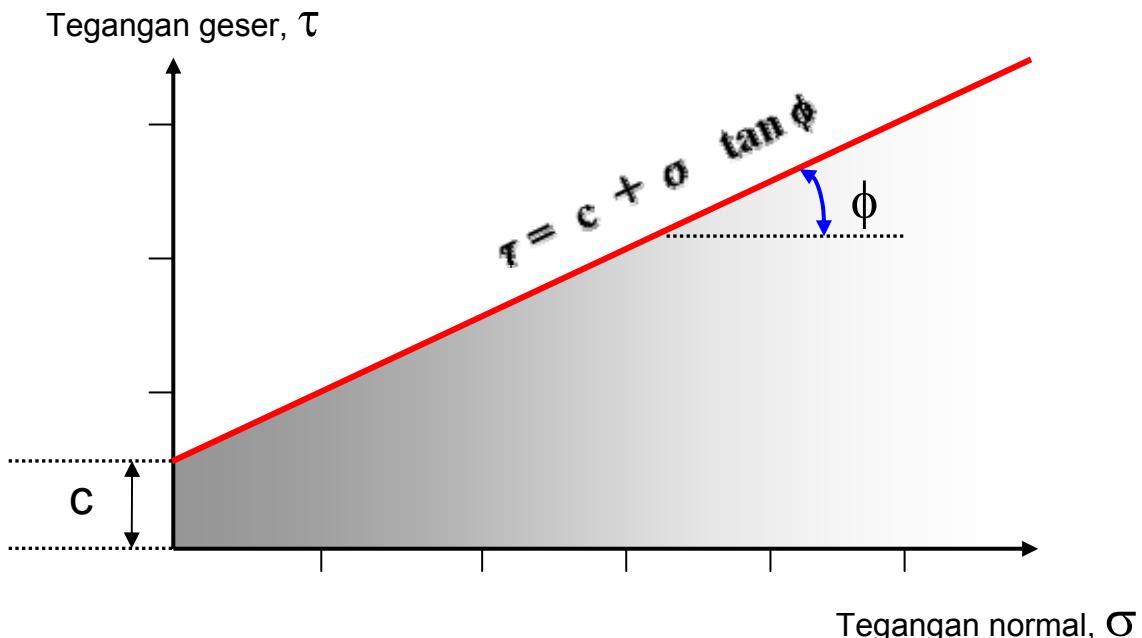
Kekuatan tanah (strength) dinyatakan dalam kekuatannya menahan tekanan dan geseran. Namun pada kenyataannya, kekuatan geser tanah adalah bagian yang lemah dari tanah. Lebih lagi tanah selalu diasumsikan sebagai material berbutir yang saling lepas dimana bila diberi tekanan, masing-masing butir akan saling bergeser. Sebenarnya selain terjadi geser antar butiran tanah, terjadi pula tekanan pada butiran itu sendiri. Namun biasanya akibat beban yang bekerja, tahanan geser antar butir tanah akan terlampaui dahulu sebelum butirannya hancur tertekan. Oleh sebab itu, dalam ilmu mekanika tanah, kecenderungan untuk menggunakan sifat geser tanah untuk menyatakan kekuatan tanah terhadap beban-beban yang bekerja.

Tahanan geser tanah adalah nilai tegangan geser tanah (τ), yang merupakan penjumlahan dari sifat rekat tanah (c = kohesi) dengan perkalian dari koefisien geser tanah ($\tan \phi$) dengan tegangan normal (σ) yang bekerja, ditulis sebagai:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad 1.22$$

Persamaan diatas bila diplotkan dalam bidang tegangan normal-tegangan geser, adalah merupakan persamaan garis lurus yang dinyatakan sebagai garis batas keruntuhan (failure line/envelope). Nama lain dari garis tersebut adalah garis Mohr-Coulomb untuk memberikan penghargaan pada peneliti pendahulu.

Dalam ilmu mekanika di bidang lainnya, nilai ' $\tan \phi$ ' dikenal dengan koefisien geser material dari sebuah bidang geser. Namun telah menjadi kebiasaan di bidang mekanika tanah, bahwa koefisien geser tanah tidak disebutkan secara langsung akan tetapi disebutkan sudut yang dibentuk garis keruntuhan terhadap bidang horizontal (seperti pada Gambar 1.11). Sehingga dalam ilmu mekanika tanah lebih dikenal kohesi, c dan sudut geser dalam, ϕ sebagai parameter geser tanah.



Gambar 1.11. Garis keruntuhan di bidang tegangan normal-geser

Parameter kuat geser tanah dinyatakan dalam bentuk kerekatannya (c = kohesi) antar partikel tanah dan sudut geser dalam tanah (ϕ). Kohesi yang ada di dalam tanah diakibatkan oleh kekuatan tarikan ion-ion yang membentuk mineral tanah. Kohesi ditentukan sebagai kekuatan geser tanah tanpa adanya tegangan normal yang bekerja atau perpotongan garis keruntuhan dengan sumbu tegangan geser. Sudut geser dalam tanah adalah sudut yang dibuat di atas kertas dalam menggambarkan tegangan-tegangan yang terjadi pada tanah. Sudut geser dalam tanah adalah sudut yang dibentuk oleh garis batas keruntuhan (failure envelope) dengan sumbu mendatar (tegangan normal). Perkembangan ilmu mekanika dan rekayasa pondasi telah didasarkan pada penggunaan garis keruntuhan tersebut.

Garis keruntuhan menyatakan batasan dari kombinasi tegangan-tegangan (geser dan normal) yang bekerja di dalam tanah. Kombinasi tegangan yang berada diantara garis keruntuhan dengan sumbu tegangan normal (yang berarsir di Gambar 1.11), masih mampu ditahan oleh tanah (atau tidak terjadi keruntuhan geser). Kombinasi tegangan yang berada tepat di garis keruntuhan akan mengakibatkan terjadinya keruntuhan (geser) pada tanah. Sedangkan kombinasi tegangan geser dan normal yang berada diatas garis keruntuhan dan sumbu tegangan geser, secara teoritis tidak mungkin terjadi sebab tahanan geser tanah telah terlampaui sebelumnya.

Kuat geser tanah tergantung beberapa hal dan kondisi:

1. Materi yang membentuk tanah (mineral tanah)
2. Ukuran butiran tanah (termasuk bentuk permukaan butiran)
3. Kadar air (terutama tanah berbutir halus)
4. Tegangan yang terjadi (termasuk sejarah pembebangan)
5. Cara pengujian (pemberian beban)

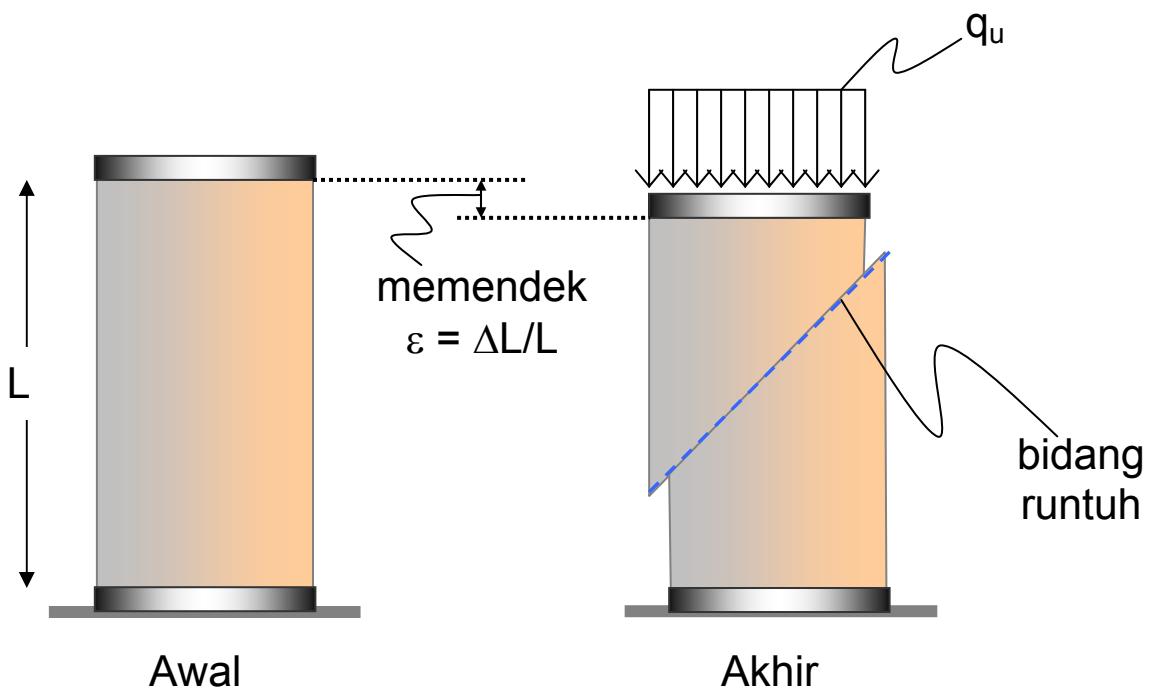
Pada kenyataan di lapangan pelaku konstruksi sering dihadapkan pada permasalahan yang tidak menguntungkan dalam pemanfaatan kekuatan tanah. Untuk itu maka diperlukan inovasi rekayasa geoteknik dengan memanfaatkan pengetahuan tentang mekanika tanah dan teknologi yang sedang berkembang. Sebagai contoh, pada permasalahan rekayasa pondasi diatas tanah lunak, maka hal yang paling mudah untuk meningkatkan kuat geser tanah adalah menggantikan tanah tersebut dengan material lain yang memiliki daya dukung lebih baik. Namun hal tersebut biasanya dibatasi oleh masalah besarnya dana yang tidak realistik. Dalam kasus tersebut, maka jenis konstruksi pondasi yang cocok untuk digunakan perlu dipertimbangkan. Selain itu, kemungkinan penggunaan bahan aditif untuk meningkatkan daya dukung tanah juga merupakan alternatif yang mungkin dilakukan disamping penggunaan bahan perkuatan geosintetis.

1.3. Pengujian kuat geser tanah di laboratorium

Pengujian kuat geser tanah merupakan bagian yang sangat penting dipahami dalam rekayasa pondasi. Ketelitian dalam mendapatkan parameter tanah akan mempunyai pengaruh langsung dalam memprediksi daya dukung pondasi. Berbagai pengujian untuk mendapatkan parameter kuat geser tanah telah dikembangkan sejalan dengan perkembangan ilmu mekanika tanah itu sendiri. Pengujian kuat geser tanah dapat dilakukan di laboratorium terhadap sampel tanah atau secara langsung dilakukan di lapangan. Terdapat beberapa jenis pengujian yang menghasilkan parameter yang serupa namun memiliki perbedaan cara pengujianya. Untuk itu pembahasan mengenai pengujian di laboratorium dan di lapangan dalam mendapatkan parameter kuat geser tanah secara khusus dibahas tersendiri dalam bagian-bagian berikut.

1.3.1. Uji tekan bebas (Unconfined Compression Test)

Uji tekan bebas (unconfined compression shear test = UCST) hanya dapat dilakukan untuk tanah berkohesi. Sebab tanah tanpa kohesi tidak dapat ditest tanpa tegangan (unconfined). Nilai (parameter tanah) yang didapat dari pengujian ini adalah tegangan batasnya, yaitu tegangan maksimum selama pengujian. Nilai ini dilambangkan dengan q_u (untuk kemudahan, q inisial dari quantity = nilai terukur, dan u berarti un-confined = tak terkekang / bebas, bedakan dengan tegangan batas dalam daya dukung pondasi). Pengujian UCST dilakukan dengan sangat cepat dan sederhana sehingga sering dilaksanakan dan mempunyai aplikasi yang cukup luas. Banyak parameter-parameter tanah lainnya yang dikaitkan dengan pengujian ini untuk berbagai aplikasi dan prediksi perilaku tanah. Selain itu karena kemudahannya dalam melakukan pengujian ini, untuk menggolongkan kepadatan tanah lempung, digunakan batasan nilai q_u dari UCST (Terzaghi dan Peck, 1946).



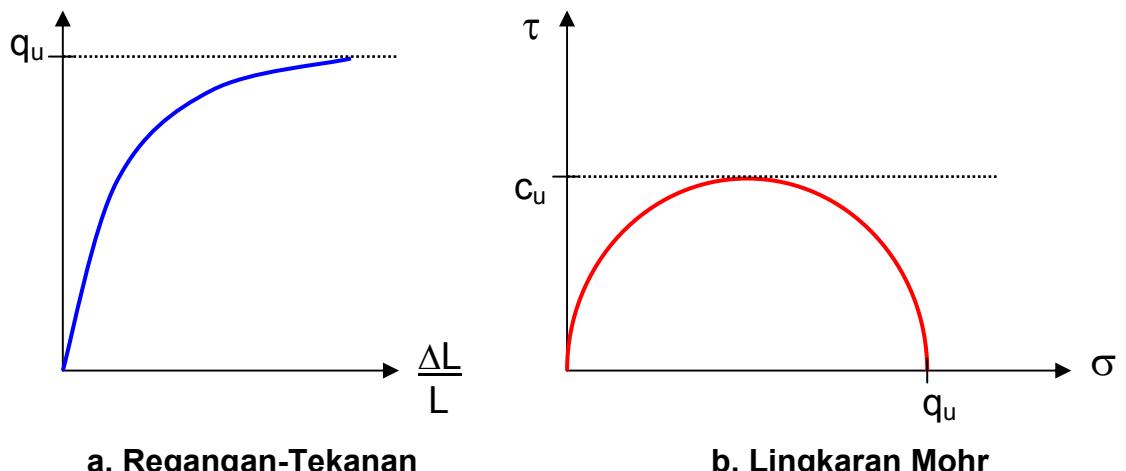
Gambar 1.12. Sampel pada pengujian UCST

Untuk lempung normal (Normally Consolidated Clay) dalam keadaan jenuh, parameter kekuatan geser dari pengujian UCST ini dapat ditentukan berupa nilai kohesi un-draine (c_u) yaitu:

$$c_u = \frac{1}{2} q_u$$

1.23

Secara skematis penurunan nilai kohesi diatas dapat dijelaskan dengan Gambar 1.13 yang menunjukkan hasil test UCST untuk lempung normal.

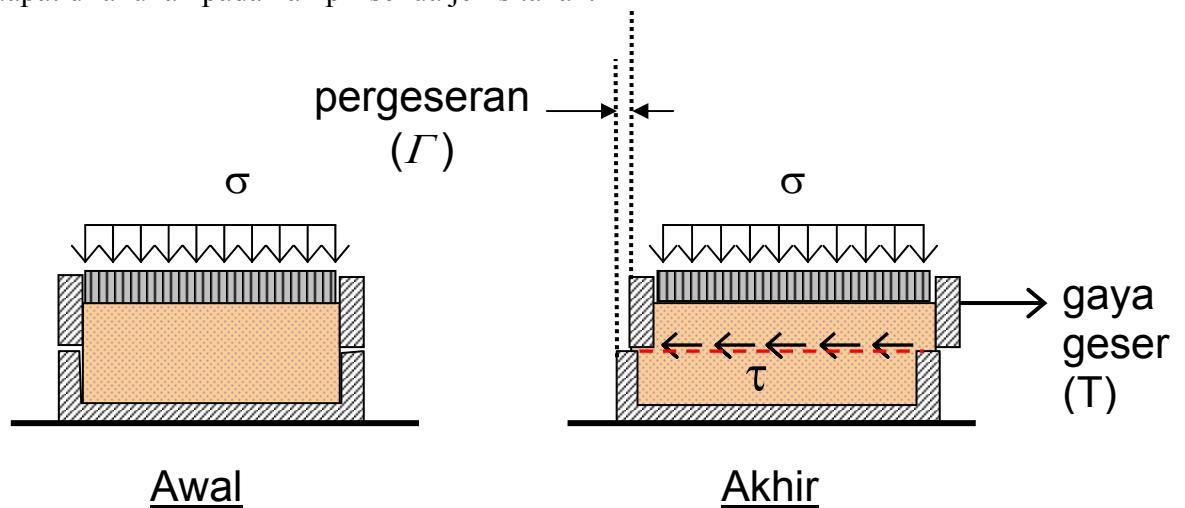


Gambar 1.13. Grafik hasil pengujian UCST

Pengujian UCST sebaiknya diikuti dengan pengujian kadar air, sebab kekuatan tanah lempung sangat dipengaruhi oleh kadar airnya. Pada tanah yang sama di lapangan terutama yang berada di atas muka air tanah minimum, kekuatannya akan berubah dari waktu ke waktu tergantung dari kadar air yang dikandungnya. Hal serupa sering terjadi pada kasus stabilitas lereng dimana saat awal dibentuknya lereng, kemiringan yang dibuat dalam keadaan cukup aman. Akan tetapi dengan turunnya hujan yang meningkatkan kadar air dari tanah pembentuk lereng, stabilitas lereng menjadi berkurang. Kasus kelongsoran lereng pada musim hujan telah menjadi hal biasa dan jarang diperhatikan penanganannya.

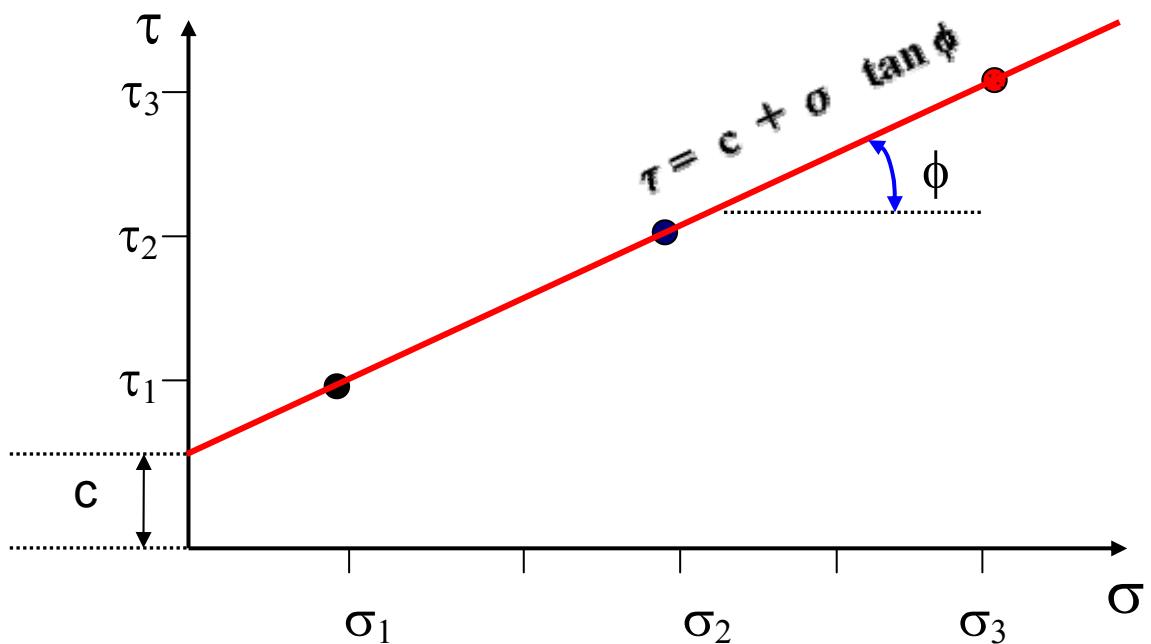
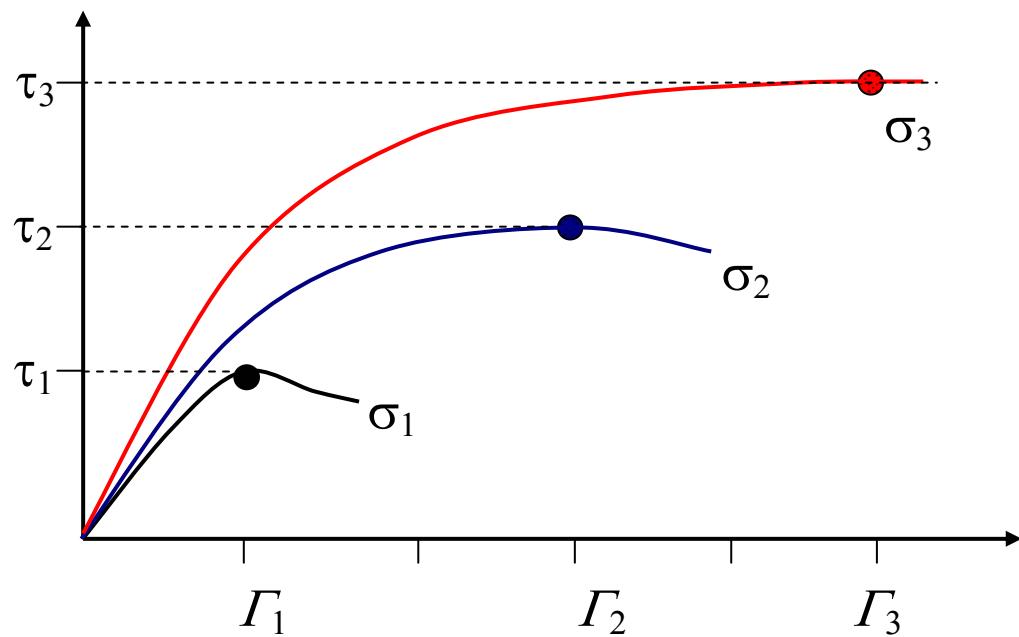
1.3.2. Uji geser langsung (Direct Shear Test)

Sketsa dari pengujian geser langsung dapat dilihat seperti pada Gambar 1.14 berikut. Pengujian ini adalah pengujian yang paling disukai mengingat kemudahannya dan dapat dilakukan pada hampir semua jenis tanah.



Gambar 1.14. Uji Geser Langsung

Pengujian geser langsung umumnya dilakukan sebanyak tiga kali pada tanah yang sama. Masing-masing benda uji, diberi beban normal yang berbeda. Kemudian digeser dengan memberikan gaya dari arah tegak lurus terhadap gaya normal sebelumnya. Selama pemberian beban geser tersebut, perpindahan dan besarnya gaya geser dicatat hingga terjadi keruntuhan. Hasilnya kemudian diplotkan dalam bentuk kurva tegangan-regangan dan tegangan normal-geser untuk menentukan parameter c dan ϕ (Gambar 1.15).



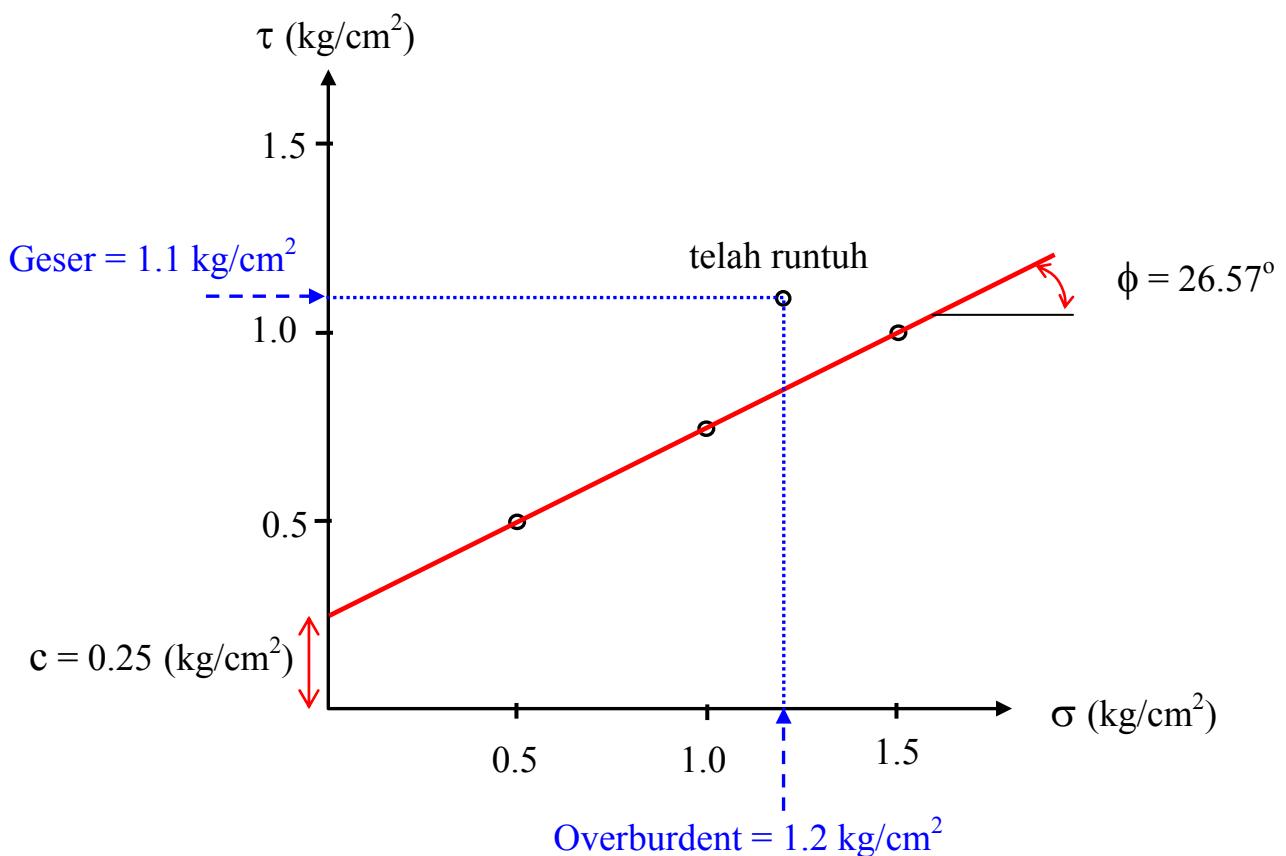
Gambar 1.15. Hasil olah data uji geser langsung

Kasus 1.3

Dari hasil uji geser langsung di laboratorium terhadap sampel tanah diperoleh nilai-nilai tegangan normal dan geser (dengan satuan kg/cm^2) pada saat runtuh: test ke-1: $\sigma = 0.5 \text{ t}=0.5$, test ke-2 $\sigma = 1.0 \text{ t}=0.75$ dan test ke-3: $\sigma = 1.5 \text{ t}=1.0$. Gambarkan garis batas keruntuhan untuk sampel tanah tersebut dan tentukan nilai-nilai parameter kekuatan geser berdasarkan teori Mohr-Coulomb. Pastikan apakah tanah yang dibebani dengan tekanan overburden effektif di lapangan sebesar $1.2 \text{ kg}/\text{cm}^2$, lalu diberi beban sehingga mengalami tegangan geser sebesar $1.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$, masih berada pada kondisi stabil atau akan mengalami keruntuhan.

Solusi:

Data-data hasil pengujian diplotkan dalam bidang tegangan normal-geser seperti ditampilkan dalam Gambar K1.3.1 berikut:

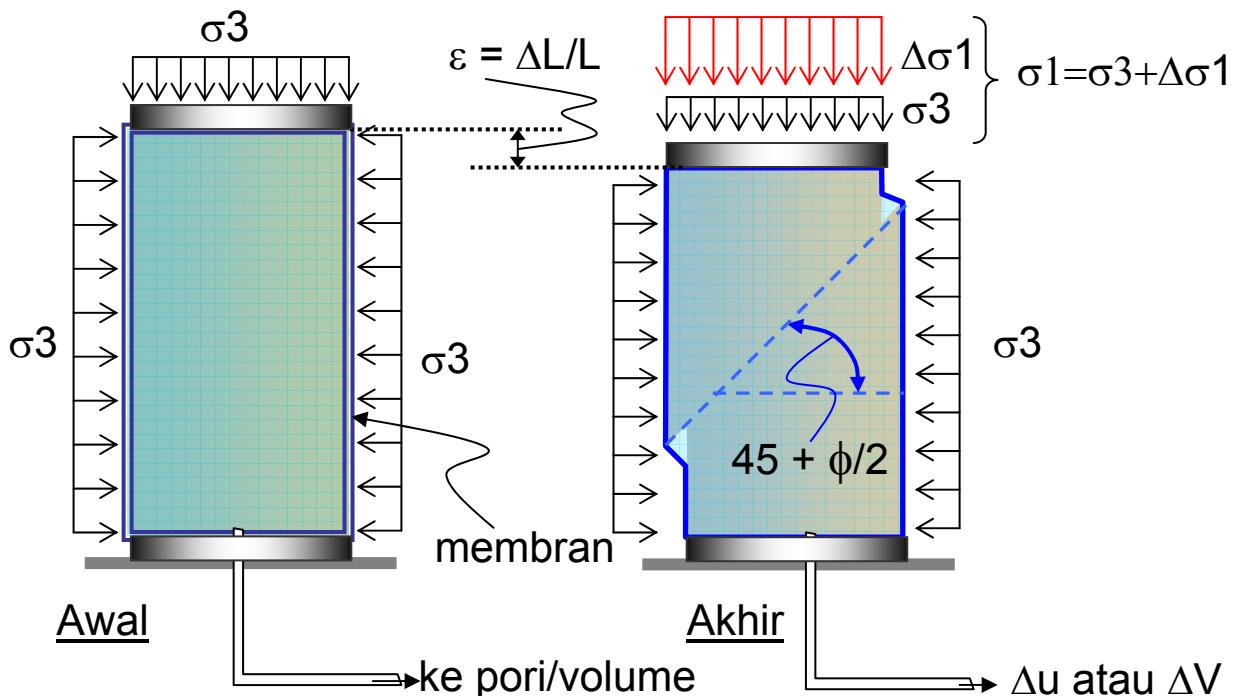


Gambar K1.3.1 Plot tegangan normal-geser

Berdasarkan gambar tersebut diatas, maka dapat diperoleh parameter kekuatan geser tanah yaitu tahanan kohesi tanah adalah $C = 0.25 \text{ (kg}/\text{cm}^2\text{)}$ dan sudut geser dalam adalah $\phi = 26.57^\circ$. Selanjutnya dengan memplotkan nilai tegangan overburden kedalam tegangan normal pada gambar dan tegangan geser yang sesuai, maka dapat dilihat bahwa kondisi tanah yang sama telah berada diatas garis batas runtuh atau dengan kata lain tanah tersebut telah mengalami keruntuhan terlebih dahulu.

1.3.3. Uji triaksial (Triaxial Test)

Uji triaksial adalah pengujian kuat geser tanah yang lebih baik dari pengujian sebelumnya. Dengan pengujian ini dapat diberikan tegangan yang serupa dengan yang mungkin terjadi di lapangan.



Gambar 1.16. Skematik uji triaxial

Terdapat beberapa jenis pengujian dengan menggunakan alat triaxial. Perbedaan dari jenis-jenis pengujian (dengan menggunakan alat yang sama) tersebut adalah pada:

1. Kemampatan awal (mampat/consolidated=C atau tak-mampat/unconsolidated=U)
 - Kemampatan awal ditentukan saat kondisi awal (seperti Gambar 1.16 diatas), dengan tergantung keadaan keran ke pori atau volume yang terbuka. Bila keran ke pori yang terbuka, akibat tekanan σ_3 yang diberikan, pori dalam tanah akan ikut tertekan dan nilai tekanan air pori dalam tanah (Δu) terbaca pada dial penunjuk tekanan air pori. Bila hal ini yang dilakukan berarti tidak terjadi pemampatan tanah atau tidak terjadi aliran dalam tanah dan disebut dengan unconsolidated. Selanjutnya pada jenis pengujian ini dilambangkan dengan **U** (inisial dari unconsolidated).
 - Bila pada kondisi awal pemberian beban cell (tekanan σ_3) air dalam pori dibiarkan mengalir ke pembacaan volume, maka akan terbaca perubahan volume sampel akibat tekanan tersebut (ΔV). Perubahan volume tersebut menunjukkan berkurangnya volume (sampel) tanah akibat tekanan awal tersebut yang berarti terjadi pemampatan dengan keluarnya air pori dari dalam tanah (terkonsolidasi). Jenis pengujian dengan kondisi awal ini dilambangkan dengan **C** (inisial dari consolidated).

2. Kondisi air pori saat pembebanan (mengalir/drained=**D** atau tidak/undrained=**U**)
 - Setelah pemberian beban cell awal (tekanan σ_3), selanjutnya pada bagian atas dari sampel diberi dengan beban tambahan (deviatorik = $\Delta\sigma_1$). Pada pembebanan ini, kembali aliran air dari dalam pori tanah menentukan jenis dari pengujian triaxial. Bila keran ke pori yang terbuka berarti yang dibaca adalah nilai tekanan dan tidak ada aliran air dari dalam pori tanah. Akibat tambahan tekanan σ_1 yang diberikan, pori dalam tanah akan ikut tertekan dan nilai tekanan air pori dalam tanah (Δu) terbaca pada dial penunjuk tekanan air pori. Bila hal ini yang dilakukan berarti tidak terjadi pemampatan tanah atau tidak terjadi aliran dalam tanah dan disebut dengan undrained (tak terdaenase). Jenis pengujian ini dilambangkan dengan **U** (inisial dari undrained).
 - Namun bila pada saat pemberian beban tambahan ini (σ_1) air dalam pori diperbolehkan mengalir ke pembacaan volume, maka akan terbaca perubahan volume sampel akibat tambahan tekanan tersebut (ΔV). Perubahan volume tersebut menunjukkan berkurangnya volume (sampel) tanah akibat tekanan deviatorik tersebut yang berarti terjadi pemampatan tanah dengan keluarnya air pori dari dalam tanah (air teralirkkan / terdaenase). Jenis pengujian dengan kondisi awal ini dilambangkan dengan **D** (inisial dari drained).
3. Cara pemberian beban (ditekan/compression atau ditarik/extension)
 - Setelah pemberian beban cell awal (tekanan σ_3), selanjutnya pada bagian atas dari sampel diberi dengan beban tambahan (deviatorik = $\Delta\sigma_1$). Pemberian beban deviatorik ini biasanya dilakukan beberapa saat setelah tidak terjadi lagi perubahan tekanan air pori atau volume setelah pemberian tekanan cell. Pemberian beban deviatorik ini dapat dilakukan dengan cara menekan (compression dilambangkan **C**) atau tarikan (extension dilambangkan **E**).
 - Pemberian beban juga membedakan nama dari pengujian sampel dengan alat triaksial. Bila beban yang diberikan pada sampel tanah hanya mempunyai dua beban yang berbeda yaitu beban cell atau minor (σ_3) yang arahnya horizontal dan beban axial atau major (σ_1) yang arahnya vertikal, maka jenis pengujian ini disebut dengan pengujian triaxial konvensional (Conventional Triaxial test = CT). Jenis pengujian ini yang umum dilakukan dan lebih mudah dan cukup untuk memodelkan perilaku tanah. Sedangkan pengujian yang tidak konvensional menggunakan sampel yang berbentuk kotak (tidak silinder) dengan pemberian beban pada tiga arah yaitu minor/ σ_3 , middle/ σ_2 dan major/ σ_1 . Pengujian ini jarang dilakukan kecuali untuk pengujian yang bersifat pengembangan teori.

Dari jenis pengujian sampel dengan alat triaxial ini maka terdapat beberapa pengujian yaitu CTC=Conventional Triaksial Compression yang berarti pengujian triaksial biasa dengan cara ditekan dan CTE= Conventional Triaksial Extension yang berarti pengujian triaksial biasa dengan pemberian beban deviatorik secara ditarik. Selanjutnya untuk pengujian tersebut terdapat beberapa test yaitu:

- **Unconsolidated Undrained** = UU-test berarti test CTC tak-terkonsolidasi dan tak-terdrainase. Pengujian ini biasa disebut dengan Quiuck test (test cepat), yaitu pengujian untuk kondisi tekanan yang dibaca adalah tekanan total (σ).
- **Consolidated Undrained** = CU-test, berarti test CTC yang saat kondisi awalnya melakukan konsolidasi pada sampel dan dilanjutkan dengan beban deviatorik tanpa aliran air dari pori (tak-terdrainase) untuk melakukan pembacaan perubahan tekanan air pori (Δu).
- **Consolidated Drained** = CD-test yang berarti test CTC yang pada kondisi awal melakukan konsolidasi pada sampel dan dilanjutkan dengan pemberian beban deviatorik dengan aliran air dari pori (terdrainase) untuk melakukan pembacaan perubahan volume (ΔV). Pada pengujian ini, jenis tekanan yang terbaca adalah tekanan effektif tanah (σ').

Sebagaimana pengujian geser langsung, pengujian tanah dengan triaksial umumnya dilakukan sebanyak tiga kali juga. Masing-masing benda uji, diberi beban confinig (beban sell) yang berbeda. Kemudian digeser dengan cara memberikan gaya aksial pada bidang tegak lurus sumbu sampel. Selama pemberian beban tersebut, perpindahan dan besarnya gaya yang diberikan dicatat hingga terjadi keruntuhan. Hasilnya kemudian diplotkan dalam bentuk kurva tegangan aksial-regangan dan setengah lingkaran pada bidang tegangan normal-geser untuk menentukan parameter c dan ϕ (Gambar 1.17). Batas keruntuhan tanah dinyatakan dengan garis lurus yang menyentuh (mewakili) seluruh lingkaran yang dibuat.

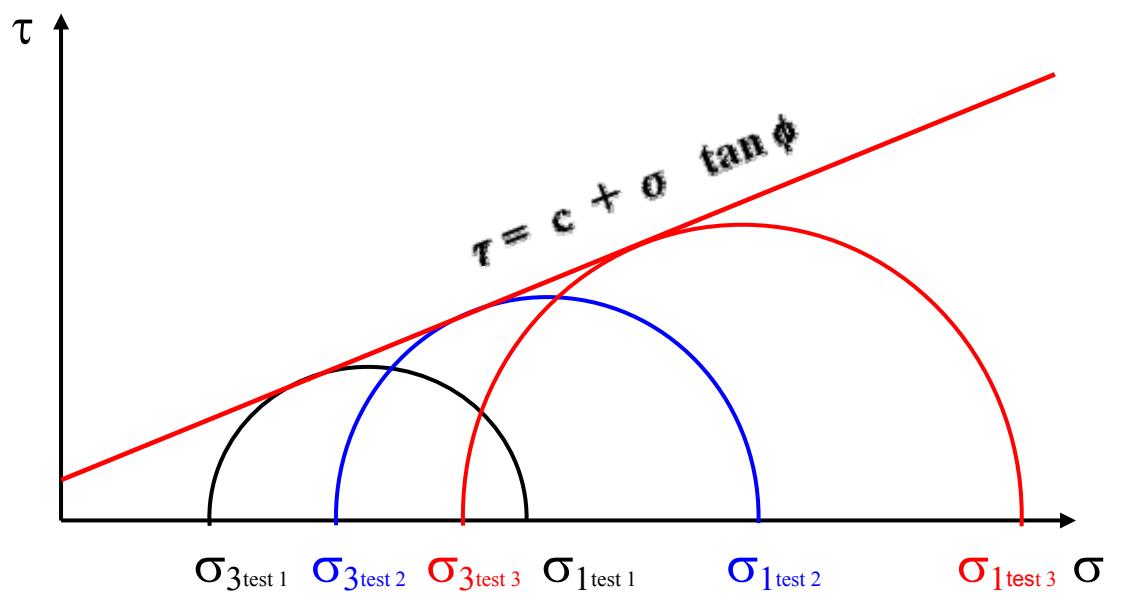
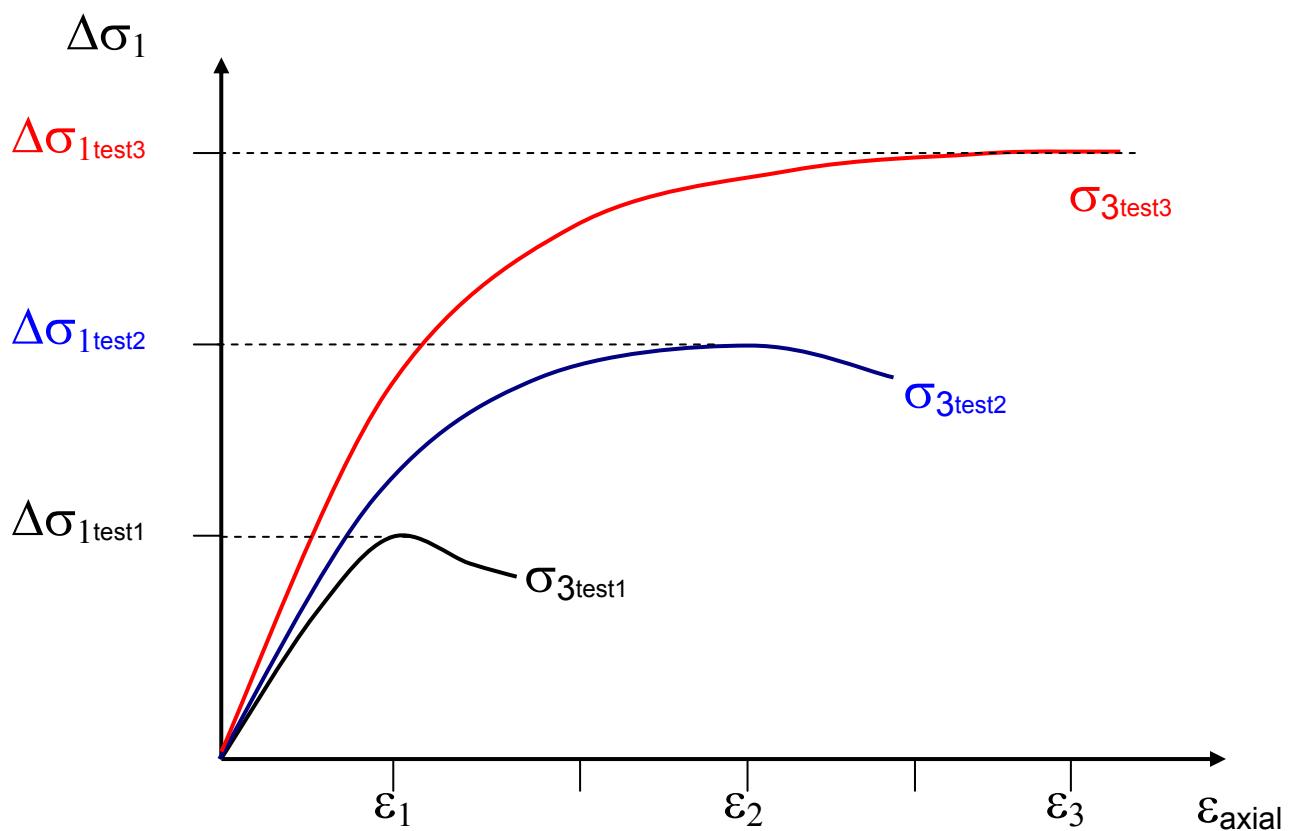
Uji triaksial dapat dilakukan baik pada tanah kohesif maupun non-kohesif. Akan tetapi pengujian pada tanah kohesif jauh lebih mudah dibandingkan tanah non-kohesif. Beberapa teknik pembuatan sampel tanah non-kohesif termasuk dengan cara pembekuan sampel telah diselidiki. Akan tetapi pembuatan sampel tanah non-kohesif yang sama dengan keadaan tanah di lapangan masih tetap hal sulit terlebih untuk tanah lepas (loose) adalah hal yang tidak mungkin.

Sekilas pengujian ini hampir sama dengan pengujian UCST. Namun perbedaannya adalah penggunaan tegangan sell (σ_3) dalam pengujian triaksial sedang dalam UCST tidak ($\sigma_3 = 0$). Selain itu, pada pengujian ini, sampel diselubungi dengan membran sehingga tegangan-tegangan dan perubahan volume yang terjadi di dalam pori dapat diukur dan dicatat selama pengujian. Pemberian tegangan cell pada triaksial sebaiknya berada pada rentang dimana tegangan-tegangan yang terjadi di lapangan dapat terwakili di laboratorium. Akan tetapi pemberian tegangan yang terlalu kecil sangat tidak dianjurkan sebab berdasarkan pengalaman akan memberikan hasil pengujian yang tidak memuaskan. Pemberian tegangan sampel yang diambil pada kedalaman D_s dengan berat isi γ dapat diperkirakan sekitar:

$$\sigma_c = \sigma_3 = n \gamma D_s$$

1.24

Dimana n adalah faktor pengali berkisar antara 0.3 hingga 1.0.



Gambar 1.17. Lingkaran tegangan hasil uji triaxial

1.4. Konsep tegangan effektif

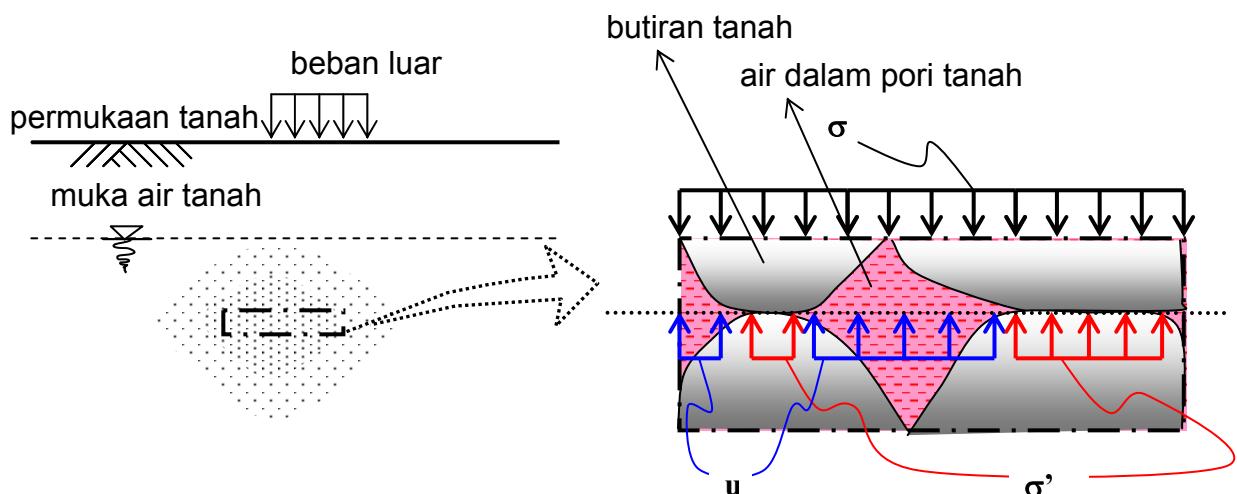
Tegangan effektif dapat didefinisikan sebagai tegangan (yang terjadi pada massa tanah) yang dialami oleh butiran tanah itu sendiri. Tegangan yang terjadi massa tanah dapat dialami oleh butiran tanah dan cairan pada pori-pori antar butiran tanah. Dalam hal ini, tegangan yang dialami oleh gas (udara) dalam butiran tanah dan diantara butiran tanah diabaikan. Selain itu dianggap pula bahwa tidak ada cairan ataupun rembesan yang terjadi di dalam butiran tanah. Persamaan tegangan effektif dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma' = \sigma - u$$

1.25

dengan σ' adalah tegangan effektif pada massa tanah
 σ tegangan total dan
 u adalah tegangan pada pori-pori tanah

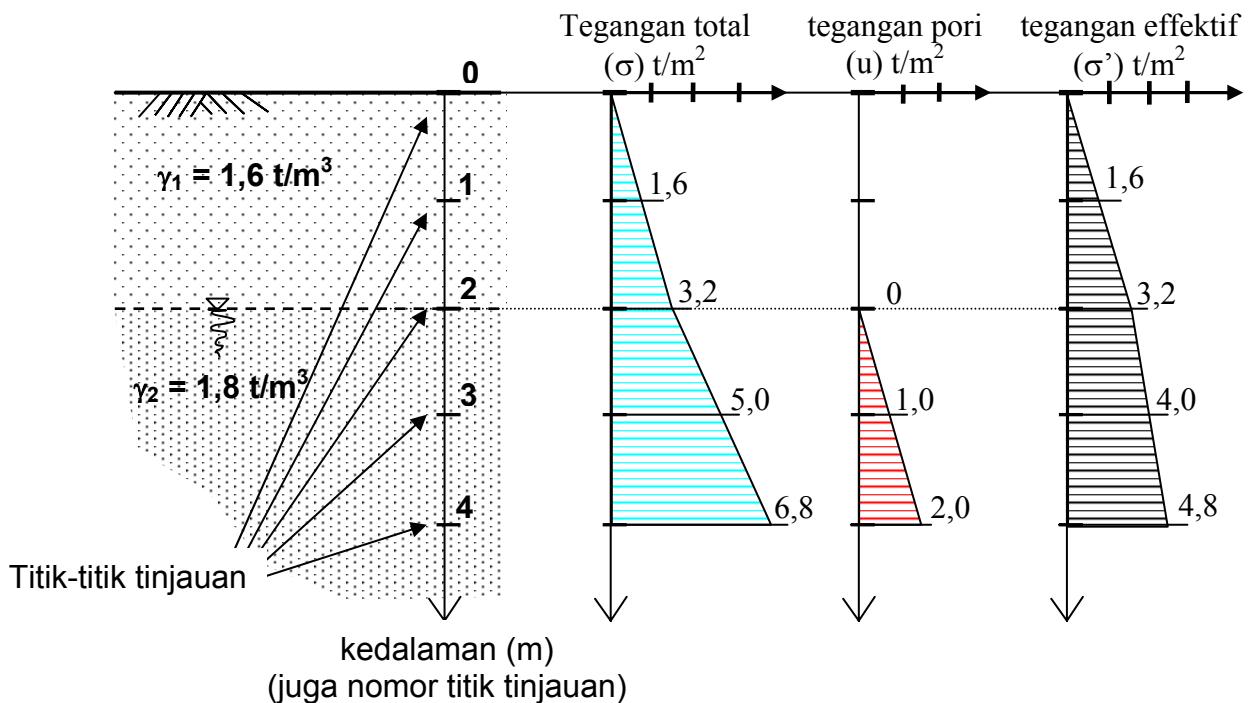
Secara skematis dapat dijelaskan mengenai tegangan total, effektif dan tegangan pori seperti pada Gambar 1.18.



Gambar 1.18. Tegangan effektif pada massa tanah

Konsep tegangan effektif sangat berguna di dalam ilmu mekanika tanah dan rekayasa pondasi mengingat pada dasarnya, tegangan yang didistribusikan dalam tanah nantinya harus dapat ditahan oleh butiran tanah saja. Apabila tegangan effektif yang terjadi sangat kecil dibandingkan dengan tegangan pada pori tanah, maka dapat mengakibatkan butiran tanah kehilangan kontak. Kehilangan kontak ini mengakibatkan hilangnya kekuatan geser tanah, sehingga tanah tidak berperilaku seperti material padat lagi melainkan dapat berperilaku seperti material cair dan mudah bergerak. Kondisi ini sangat tidak menguntungkan untuk mendapatkan dukungan yang diperlukan pada sebuah deposit tanah.

Untuk dapat mengerti mengenai konsep tegangan effektif tanah, dapat diperhatikan penjelasan berikut. Pada Gambar 1.19, dapat dilihat sebuah deposit tanah yang mempunyai dua lapisan dengan lapisan pertama setebal 2m terletak diatas muka air tanah sedangkan lapisan kedua berada di bawah muka air tanah. Lapisan tanah yang berada diatas muka air tanah dianggap kering dan mempunyai berat satuan (γ =berat volume) sebesar $1,60 \text{ t/m}^3$ sedangkan lapisan tanah yang berada dibawah muka air tanah dianggap jenuh dan mempunyai berat volume $\gamma = 1,80 \text{ t/m}^3$. Maka dapat dihitung besarnya tegangan effektif tanah pada kedalaman tertentu dan grafik tegangan dapat digambar seperti terlihat dalam gambar tersebut.



Gambar 1.19. Tegangan effektif akibat berat sendiri

Kasus 1.4

Sebagai contoh, dengan data yang sama seperti pada Gambar 1.19, bila diinginkan tegangan effektif pada kedalaman 1m, 2m, 3m dan 4m yang diakibatkan oleh **berat sendiri tanah** dapat dihitung sebagai berikut:

Untuk kedalaman 1 m:

Tegangan total

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma_1 \cdot 1 \text{ m} \\ &= 1,60 \text{ t/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \\ &= 1,60 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan air pori

$$u = 0,0 \text{ t/m}^2 \text{ (tidak ada air, sebab muka air tanah berada dibawah dari titik ini)}$$

Tegangan effektif

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma - u \\ &= (1,60 - 0,0) \text{ t/m}^2 \\ &= 1,60 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Untuk kedalaman 2 m:

Tegangan total

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma_1 \cdot 2 \text{ m} \\ &= 1,60 \text{ t/m}^3 \cdot 2 \text{ m} \\ &= 3,20 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan air pori

$$\begin{aligned}u &= \gamma_w \cdot 0,0 \text{ m} \text{ (kedalaman muka air tanah sama dengan nol)} \\ &= 0,0 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan effektif

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma - u \\ &= (3,20 - 0,0) \text{ t/m}^2 \\ &= 3,20 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Untuk kedalaman 3 m:

Tegangan total

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma_1 \cdot 2 \text{ m} + \gamma_2 \cdot 1 \text{ m} \\ &= 1,60 \text{ t/m}^3 \cdot 2 \text{ m} + 1,80 \text{ t/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \\ &= 3,20 \text{ t/m}^2 + 1,80 \text{ t/m}^2 \\ &= 5,00 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan air pori

$$\begin{aligned}u &= \gamma_w \cdot 1,0 \text{ m} \text{ (kedalaman muka air tanah sama dengan 1,0 m)} \\ &= 1,0 \text{ t/m}^3 \cdot 1,0 \text{ m} \\ &= 1,0 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan effektif

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma - u \\ &= (5,00 - 1,0) \text{ t/m}^2 \\ &= 4,00 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Untuk kedalaman 4 m:

Tegangan total

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma_1 \cdot 2 \text{ m} + \gamma_2 \cdot 2 \text{ m} \\ &= (1,60 \text{ t/m}^3 \cdot 2 \text{ m}) + (1,80 \text{ t/m}^3 \cdot 2 \text{ m}) \\ &= 3,20 \text{ t/m}^2 + 3,60 \text{ t/m}^2 \\ &= 6,80 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan air pori

$$\begin{aligned} u &= \gamma_w \cdot 2,0 \text{ m} \text{ (kedalaman muka air tanah sama dengan } 2,0 \text{ m)} \\ &= 1,0 \text{ t/m}^3 \cdot 2,0 \text{ m} \\ &= 2,0 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Tegangan effektif

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma - u \\ &= (6,80 - 2,0) \text{ t/m}^2 \\ &= 4,80 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan tegangan effektif dalam massa tanah dapat juga dilakukan dengan menambahkan tegangan effektif pada lapisan atas ditambah dengan pertambahan tegangan effektif pada bagian bawahnya. Dalam bentuk persamaan matematika dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma' = \sigma'_{\text{atas}} - \Delta\sigma'$$

1.26

Dengan :

$$\Delta\sigma' = \Delta h \cdot \gamma'$$

1.27

Dimana: $\Delta\sigma'$ adalah pertambahan tegangan effektif pada massa tanah
 Δh = pertambahan kedalaman
 γ' = berat volume tanah effektif
 $\gamma' = \gamma - \gamma_w$, untuk lapisan tanah dibawah muka air tanah
 $\gamma' = \gamma$, untuk tanah diatas muka air tanah
 γ_w adalah berat volume air (biasanya diambil $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$)

Dengan menggunakan persamaan pertambahan tegangan effektif tersebut, dapat dihitung kembali tegangan effektif pada contoh Kasus 1.4 sebelumnya sebagai berikut:

Untuk kedalaman 1 m (diatas muka air tanah):

Tegangan effektif

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \gamma \cdot 1 \text{ m} \\ &= 1,60 \text{ t/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \\ &= 1,60 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk kedalaman 2 m (tepat dimuka air tanah; harus selalu menjadi perhatian):

pertambahan kedalaman dari titik sebelumnya adalah:

$$\begin{aligned} \Delta h &= 2\text{m} - 1\text{m} \\ &= 1\text{m} \end{aligned}$$

Tegangan effektif

$$\begin{aligned}\sigma_2' &= \sigma_1' + \gamma \cdot 1 \text{ m} \\ &= 1,60 \text{ t/m}^2 + (1,60 \text{ t/m}^3 \cdot 1 \text{ m}) \\ &= 1,60 \text{ t/m}^2 + 1,60 \text{ t/m}^2 \\ &= 3,20 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Untuk kedalaman 3 m (dibawah muka air):

pertambahan kedalaman dari titik sebelumnya adalah:

$$\begin{aligned}\Delta h &= 3 \text{ m} - 2 \text{ m} \\ &= 1 \text{ m}\end{aligned}$$

Karena dibawah muka air tanah maka pertambahan tegangan dihitung dengan berat satuan effektif:

$$\begin{aligned}\gamma' &= \gamma - \gamma_w \\ &= 1,80 \text{ t/m}^3 - 1,0 \text{ t/m}^3 \\ &= 0,8 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

Tegangan effektif

$$\begin{aligned}\sigma_3' &= \sigma_2' + \gamma' \cdot 1 \text{ m} \\ &= 3,20 \text{ t/m}^2 + (0,80 \text{ t/m}^3 \cdot 1 \text{ m}) \\ &= 3,20 \text{ t/m}^2 + 0,80 \text{ t/m}^2 \\ &= 4,0 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Untuk kedalaman 4 m (dibawah muka air):

pertambahan kedalaman dari titik sebelumnya adalah:

$$\begin{aligned}\Delta h &= 4 \text{ m} - 3 \text{ m} \\ &= 1 \text{ m}\end{aligned}$$

Karena dibawah muka air tanah maka pertambahan tegangan dihitung dengan berat satuan effektif:

$$\begin{aligned}\gamma' &= \gamma - \gamma_w \\ &= 1,80 \text{ t/m}^3 - 1,0 \text{ t/m}^3 \\ &= 0,8 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

Tegangan effektif

$$\begin{aligned}\sigma_4' &= \sigma_3' + \gamma' \cdot \Delta h \\ &= 4,00 \text{ t/m}^2 + (0,80 \text{ t/m}^3 \cdot 1 \text{ m}) \\ &= 4,00 \text{ t/m}^2 + 0,80 \text{ t/m}^2 \\ &= 4,80 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Dapat dilihat bahwa hasil perhitungan diatas sama dengan hasil perhitungan sebelumnya. Yang perlu diperhatikan adalah dalam menghitung pertambahan tegangan effektif dibawah muka air tanah, harus ditentukan dari tegangan effektif tepat pada level muka air tanah.

1.5. Tekanan tanah lateral

Tekanan tanah lateral yang disebabkan oleh berat sendiri tanah dapat dibagi dalam beberapa jenis sesuai dengan keadaan pergerakan material tanah relatif terhadap dinding disebelahnya. Tekanan tanah dalam kondisi diam perlu diestimasi dalam perhitungan daya dukung selimut pada pondasi tiang. Untuk memperkirakan stabilitas dinding penahan tanah, gaya utama yang bekerja adalah tekanan tanah lateral yang bekerja dibelakang dinding (terutama kantilever, dinding grafitasi dan bronjong), karena fungsi utama dari struktur penahan tanah adalah menahan gaya ini. Teori tentang perhitungan tekanan lateral tanah akibat berat sendiri mulanya dikembangkan oleh Coulomb. Selanjutnya Rankine mengusulkan prosedur perhitungan yang lebih sederhana berdasarkan pengamatannya di laboratorium. Metoda Rankine telah luas digunakan dan terdapat hampir di semua buku referensi mekanika tanah yang membahas tentang tekanan tanah lateral. Metoda Rankine yang sederhana dan mudah dipahami ini akan diulas pada bahagian berikut.

1.5.1 Tekanan tanah diam /*at rest* (σ_o)

Tekanan tanah diam adalah tekanan tanah lateral pada kondisi tanah tidak bergerak. Tekanan tanah ini mempunyai banyak peran dalam aplikasinya diantaranya adalah:

- Perhitungan kekuatan dinding penahan tanah dan sheet-pile. Karena tekanan dalam keadaan diam lebih besar dari tekanan aktif, maka lebih aman apabila kekuatan struktur penahan tanah dihitung berdasarkan tekanan tanah dalam kondisi diam.
- Analisis daya dukung sisi (kulit, shaft, skin friction) pada pondasi tiang.
- Penentuan tekanan sell pada pengujian triaksial. Untuk menggambarkan tekanan sesuai dengan yang ada di lapangan, sebaiknya pemberian tekanan sell triaksial berada disekitar (dan lebih besar) tekanan diam pada tanah di kedalaman sampel tersebut diambil.

Suatu elemen tanah yang terletak pada kedalaman z akan mengalami tekanan arah vertikal σ_v dan tekanan arah horizontal diam σ_o , (sementara tegangan geser pada bidang tegak dan bidang datar diabaikan). Dalam keadaan diam, yaitu tidak ada pergerakan butiran tanah dari posisi awal, maka masa tanah akan berada dalam keadaan keseimbangan elastis (*elastic equilibrium*). Perbandingan tekanan tanah horizontal dan tekanan tanah vertikal dinamakan koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*coefficient of earth pressure at rest*), K_o yaitu :

$$K_o = \sigma_o / \sigma_v$$

1.28

Dengan memasukkan nilai tekanan akibat berat sendiri tanah (dengan berat satuan γ) pada kedalaman z sebesar $\sigma_v = \gamma z$, maka tekanan tanah lateral pada kondisi diam adalah :

$$\sigma_o = \gamma z K_o$$

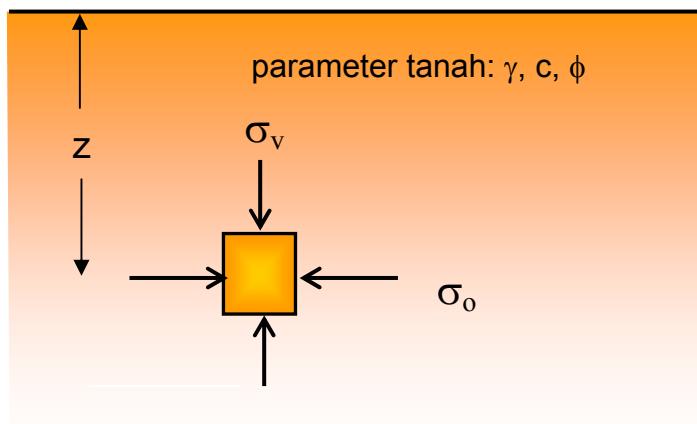
1.29

Berdasarkan teori elastis, koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat dituliskan sebagai fungsi dari Poisson's ratio (μ):

$$K_o = \frac{\mu}{1-\mu} \quad 1.30$$

Untuk tanah berbutir dan tanah lempung dalam keadaan terkonsolidasi normal (NC Clay), koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris yaitu:

$$K_o = 1 - \sin \phi \quad 1.31$$



Gambar 1.20. Tekanan tanah diam

1.5.2 Tekanan tanah pasif (σ_p)

Tekanan tanah pasif adalah tekanan tanah lateral pada kondisi tanah bergerak akibat ter dorong oleh gaya luar. Hal ini terjadi pada tanah di bawah dan di sisi pondasi telapak atau di belakang dinding penahan tanah yang rebah kearah timbunan dibelakangnya.

Dengan memperhatikan Gambar 1.21, maka pada elemen tanah di kedalaman z , tekanan vertikal pada elemen tanah sama dengan $\sigma_v = \gamma z$ dan tekanan tanah horizontal pada tanah di kedalaman tersebut adalah sebesar:

$$\begin{aligned} \sigma_p &= \sigma_v \tan^2(45 + \phi/2) + 2c \tan(45 + \phi/2) \\ &= \gamma z \tan^2(45 + \phi/2) + 2c \tan(45 + \phi/2) \end{aligned}$$

dengan mengambil nilai koefisien tekanan tanah pasif, K_p sebagai:

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) \quad 1.32$$

maka tekanan tanah lateral pasif adalah:

$$\boxed{\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c \sqrt{K_p}} \quad 1.33$$

Untuk menentukan resultan gaya akibat tekanan tanah pasif, dapat dijelaskan sebagai berikut. Pada permukaan timbunan dibelakang dinding dari **tanah yang kohesif**, kedalaman $z = 0$, dengan tekanan akibat berat sendiri tanah $\sigma_v = 0$, nilai tersebut memberikan harga tekanan pasif sebesar:

$$\sigma_p = 2c \sqrt{K_p}.$$

Sementara pada kedalaman $z = H$, tekanan tanah akibat berat sendiri adalah $\sigma_v = \gamma H$. Nilai tersebut memberikan harga tekanan tanah pasif sebesar:

$$\sigma_p = \gamma H K_p + 2c \sqrt{K_p}$$

Gaya resultan akibat tekanan pasif (**gaya tekan pasif**) adalah luas dari diagram tegangan seperti terplot pada Gambar 1.21, sebesar:

$$\boxed{P_p = P_{p,\gamma} + P_{p,c}} \quad 1.34$$

$$\boxed{P_{p,\gamma} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p} \quad 1.35$$

Gaya tekan $P_{p,\gamma}$ bekerja pada kedalaman $z_{p,\gamma} = \frac{2}{3}H$ dari muka timbunan, dan

$$\boxed{P_{p,c} = 2c H \sqrt{K_p}} \quad 1.36$$

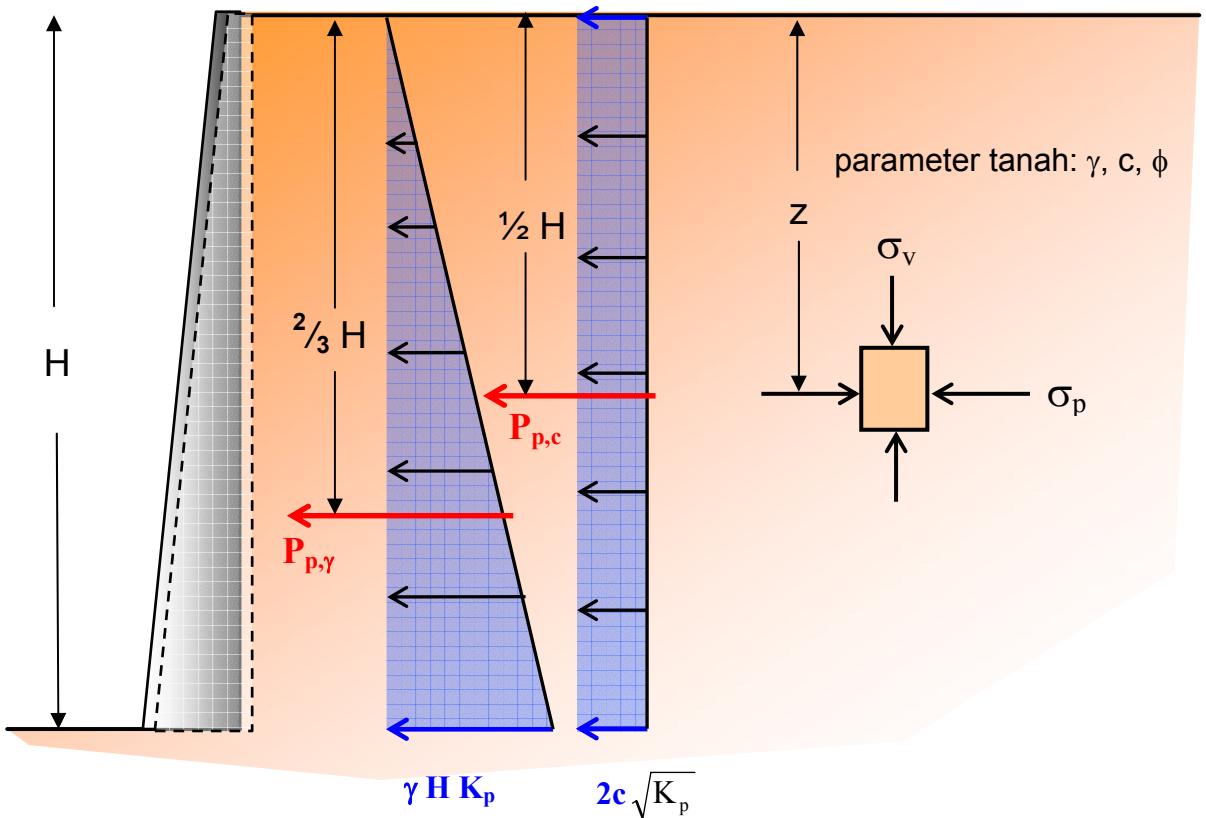
Gaya $P_{p,c}$ bekerja pada kedalaman $z_{p,c} = \frac{1}{2}H$ dari muka timbunan.

Untuk **tanah non-kohesif** ($c = 0$), tekanan tanah lateral pasif dapat dituliskan sebagai:

$$\sigma_p = \sigma_v K_p$$

sehingga, resultan gaya tekan pasif yang bekerja pada dinding hingga kedalaman $z=H$ hanya disumbangkan oleh berat tanah sendiri yaitu:

$$\boxed{P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p} \quad 1.37$$



Gambar 1.21. Tekanan tanah pasif

1.5.3 Tekanan tanah aktif (σ_a)

Jika dinding terdorong keluar akibat tekanan tanah dibelakangnya sejauh Δ_x , maka akan terjadi kondisi **tekanan tanah aktif**. Besarnya tekanan tanah tersebut menurut Rankine dapat ditentukan sebagai berikut:

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2(45 - \phi/2) - 2c \tan(45 - \phi/2)$$

dengan mengambil nilai koefisien tekanan tanah aktif, K_a sebagai:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

1.38

maka tekanan tanah lateral aktif adalah:

$$\boxed{\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c \sqrt{K_a}} \quad 1.39$$

Seperti pada tekanan tanah aktif, untuk menentukan resultan gaya akibat tekanan tanah aktif, dapat dijelaskan sebagai berikut. Pada permukaan timbunan dibelakang dinding dari tanah yang berkohesif, kedalaman $z = 0$, dengan tekanan akibat berat sendiri tanah $\sigma_v = 0$, nilai tersebut memberikan harga tekanan aktif sebesar:

$$\sigma_a = -2c \sqrt{K_a}.$$

Sementara pada kedalaman $z = H$, tekanan berat sendiri $\sigma_v = \gamma H$ hingga memberikan harga tekanan tanah aktif:

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

Gaya resultan akibat tekanan aktif (**gaya tekan aktif**) adalah luas dari diagram tegangan aktif seperti dapat dilihat pada Gambar 1.22, sebesar:

$$\boxed{P_a = P_{a,\gamma} - P_{a,c}} \quad 1.40$$

$$\boxed{P_{a,\gamma} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a} \quad 1.41$$

Gaya $P_{a,\gamma}$ bekerja pada kedalaman $z_{a,\gamma} = \frac{2}{3} H$ dari muka timbunan, dan

$$\boxed{P_{a,c} = 2c H \sqrt{K_a}} \quad 1.42$$

Garis kerja gaya $P_{a,c}$ berada pada kedalaman $z_{a,c} = \frac{1}{2} H$ dari muka timbunan dengan arah berlawanan dengan gaya $P_{a,\gamma}$. Arah kerja yang berlawanan ini mempunyai arti bahwa tekanan tanah aktif pada tanah yang berkohesi akan berkurang akibat tarik-menarik antar partikel tanah itu sendiri.

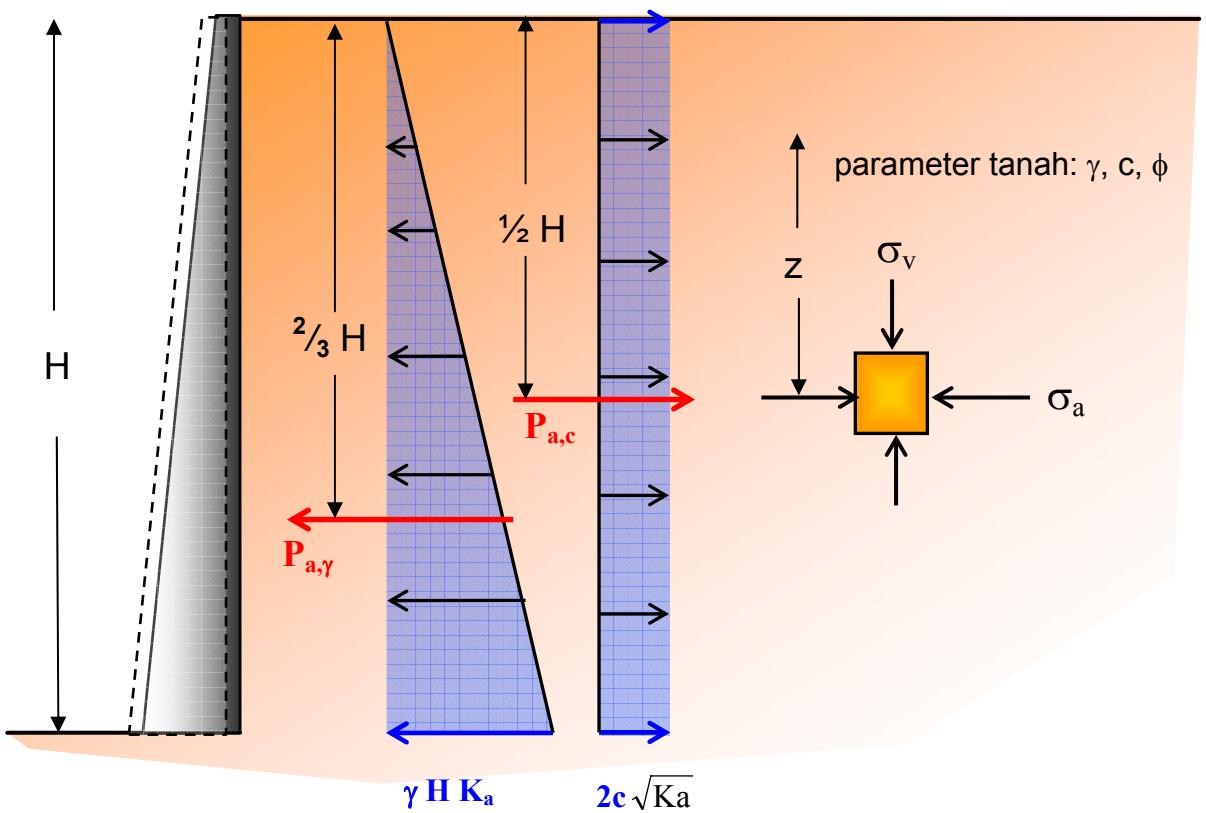
Untuk **tanah non-kohesif** ($c = 0$), tekanan tanah lateral aktif dapat dituliskan sebagai:

$$\sigma_a = \sigma_v K_a$$

sehingga, resultan gaya tekan aktif yang bekerja dibelakang dinding hingga kedalaman $z = H$ hanya disumbangkan oleh berat tanah sendiri yaitu:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

1.43



Gambar 1.22. Tekanan tanah aktif

Arah kerja yang berlawanan dari tekanan tanah aktif akibat berat sendiri $P_{a,\gamma}$ dan $P_{a,c}$ menunjukkan bahwa tekanan tanah aktif pada tanah yang berkohesi pada kedalaman tertentu terdapat nilai nilai resultan gaya akibat tegangan yang sama dengan nol. Kedalaman tersebut disebut dengan kedalaman kritis, H_c . Kedalaman kritis mempunyai arti bahwa pada tanah berkohesi, akan mempunyai keamanan kritis ($=1$) bila dilakukan penggalian hingga kedalaman tersebut. Nilai H_c dapat ditentukan pada kedalaman dimana $P_{a,\gamma}$ dan $P_{a,c}$ mempunyai nilai yang sama (Lihat Gambar 1.23) sehingga memberikan nilai:

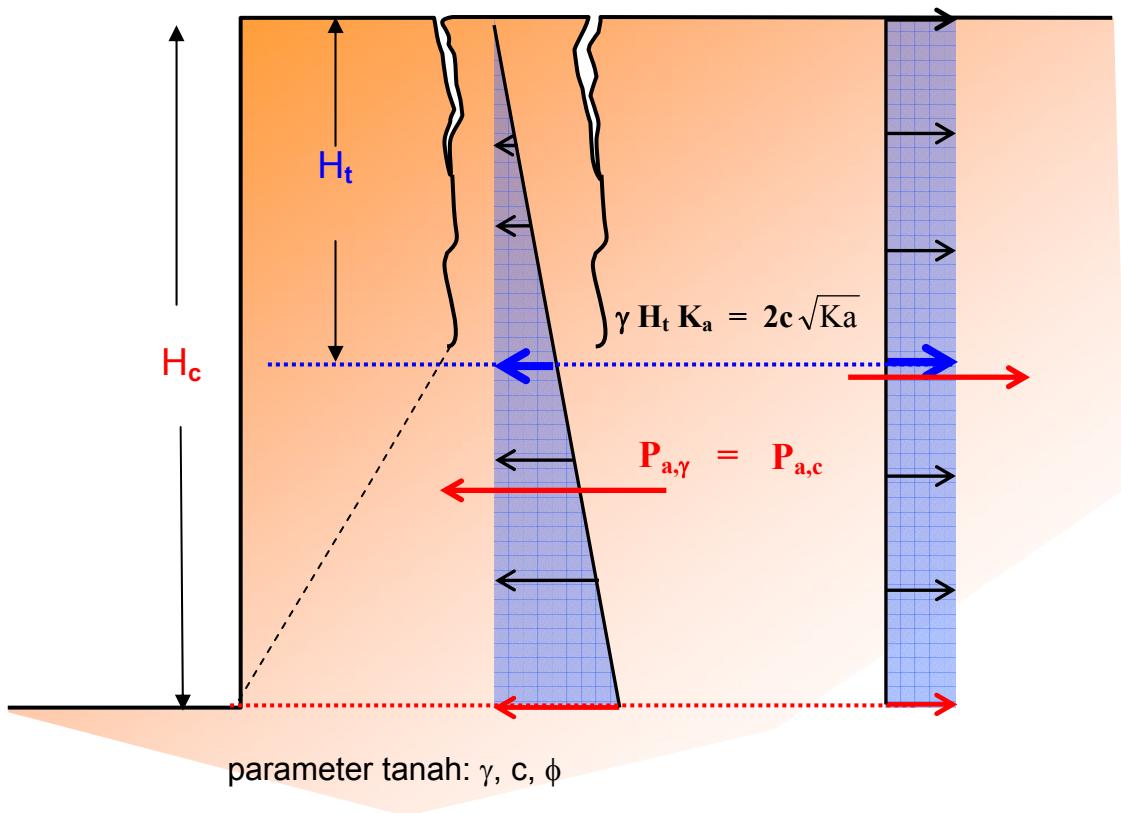
$$H_c = \frac{4c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

1.44

Selain itu, akibat dari tarik-menarik material kohesif tersebut, dapat memungkinkan terjadi retakan pada tanah hingga kedalaman H_t . Nilai tersebut dapat ditentukan pada nilai tekanan $\sigma_{a,\gamma}$ dan $\sigma_{a,c}$ yang sama, sehingga menghasilkan besaran setengah dari kedalaman retakan tersebut ($H_t = \frac{1}{2} H_c$).

$$H_t = \frac{1}{2} H_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

1.45



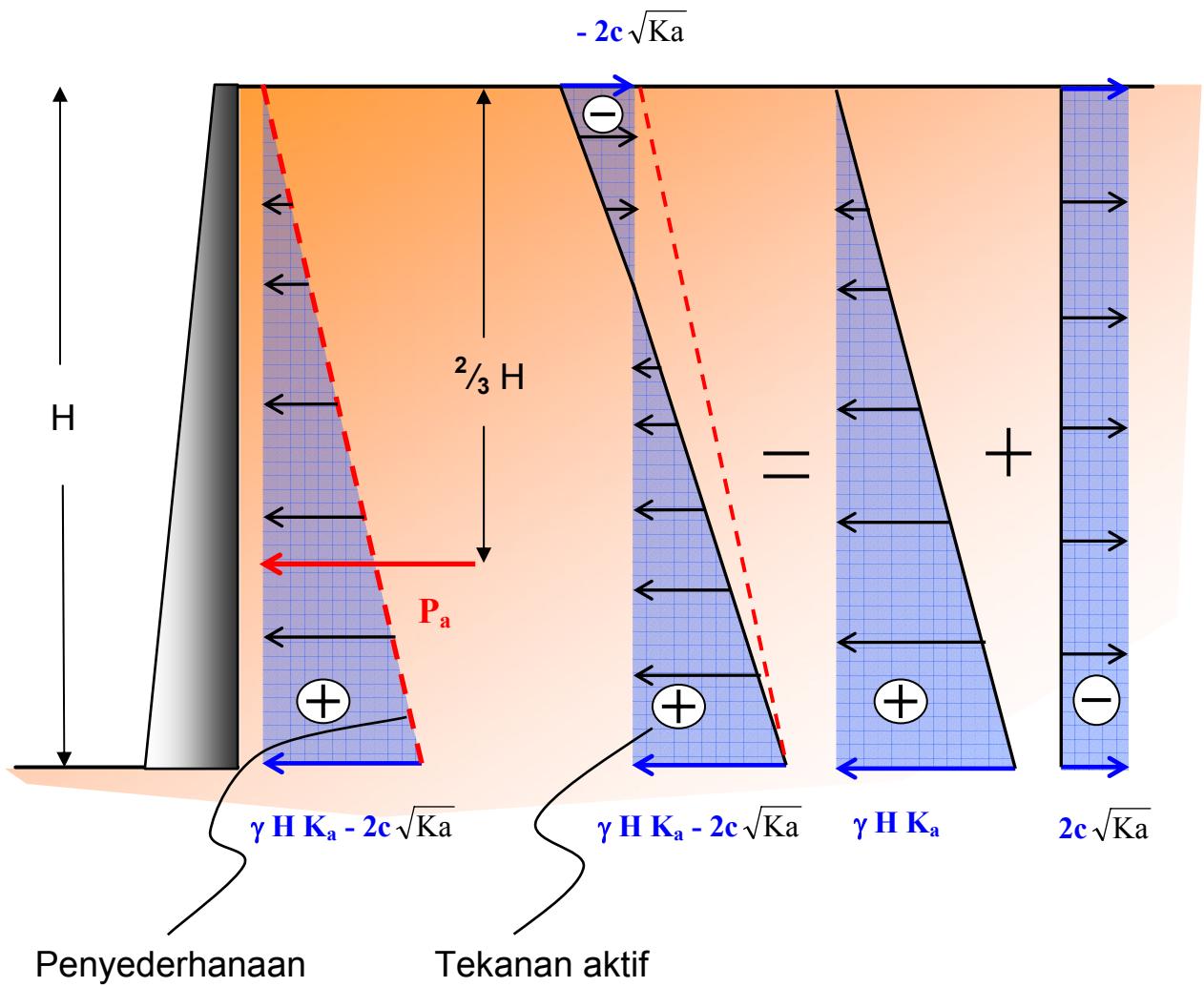
Gambar 1.23. Kedalaman retakan dan penggalian kritis

Kombinasi tekanan aktif akibat berat sendiri dan kohesi tanah memberikan diagram tegangan yang negatif. Untuk keperluan perhitungan praktis perhitungan gaya aktif dapat ditentukan dengan mengabaikan tekanan negatif dari tanah. Sehingga gaya

tekan aktif pada timbunan yang homogen akan bekerja pada kedalaman $z = \frac{2}{3} H$ dengan resultan gaya sebesar (Lihat Gambar 1.24):

$$P_{a,\gamma} = \frac{1}{2} H (\gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a})$$

1.46

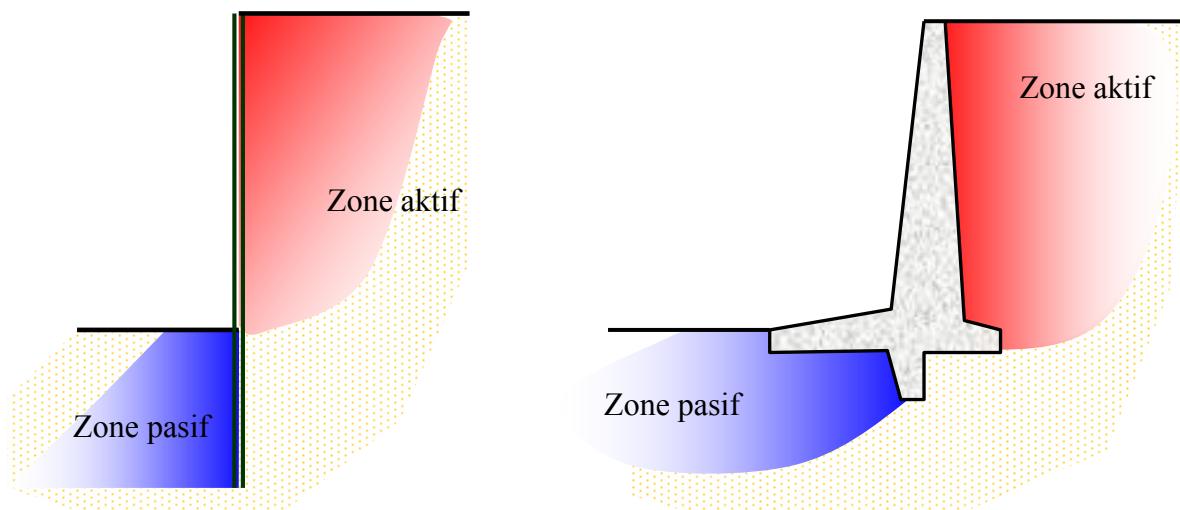


Gambar 1.24. Penyederhanaan tekanan tanah aktif tanah kohesif

Diskusi

Tekanan tanah lateral akan bekerja pada tanah yang sama tergantung dari pergerakan yang timbul (atau ditimbulkan). Tekanan tanah diam akan terjadi pada tanah yang dalam kondisi diam, kasus yang memerlukan analisis ini misalnya pada pondasi dengan beban tetap. Sedangkan tekanan tanah pasif akan bekerja mencapai nilai maksimum apabila tanah mendapat tekanan yang cukup besar. Hal ini mungkin terjadi pada dinding penahan tanah yang dibuat bersandar pada lereng (lay dam) misalnya. Sedangkan tekanan tanah aktif bekerja pada bangunan yang ter dorong oleh tanah seperti pada bahagian belakang timbunan dinding penahan tanah.

Baik tekanan tanah pasif maupun aktif dapat bekerja secara bersamaan pada sebuah sistem struktur geoteknik. Contoh kasus yang dapat menggambarkan hal tersebut adalah pada dinding turap dan dinding penahan tanah yang dasarnya tertanam dibawah permukaan tanah (Gambar 1.25).



Gambar 1.25. Zone tegangan pada sistem struktur geoteknik

Koefisien tekanan tanah aktif adalah kebalikan dari koefisien tekanan tanah pasif. Secara teori, koefisien tekanan tanah pasif akan selalu lebih besar dari koefisien tekanan tanah aktif. Secara metematis dapat dituliskan:

$$K_a = \frac{1}{K_p}$$

1.47

Perlu menjadi penekanan dalam perhitungan stabilitas dinding penahan tanah, sheet pile (turap) dan konstruksi penahan tekanan tanah lainnya, besarnya gaya dan garis kerja gaya harus ditentukan secara seksama. Sebab dalam prosedur perhitungan yang melibatkan banyak lapisan tanah, akan terdapat banyak gaya-gaya yang mempunyai garis kerja yang berbeda-beda. Kesalahan dalam menentukan garis kerja tersebut akan mengakibatkan estimasi stabilitas menjadi tidak benar.

1.6. Pengujian kekuatan tanah lapangan

Penyelidikan tanah untuk keperluan perencanaan struktur geoteknik seperti pondasi bangunan, dinding penahan tanah, pilar jembatan dan sebagainya merupakan langkah awal yang sangat menentukan keberhasilan dari sebuah proyek pembangunan. Penyelidikan ini diperlukan untuk memberikan informasi yang diperlukan seperti jenis lapisan tanah, muka air tanah dan parameter tanah. Selanjutnya informasi yang diperoleh dianalisis dan diolah untuk membuat rekomendasi yang berkaitan dengan kondisi geoteknik tanah. Untuk beberapa kasus, penyelidikan geoteknik tanah diperlukan sebagai syarat untuk mengeluarkan izin dari pendirian bangunan dimana berkaitan dengan kelayakan dan keselamatan serta dampak lingkungan dari pembangunan. Biaya yang dibutuhkan untuk melakukan investigasi ini tergantung dari kepentingan konstruksi dan biasanya berkisar antara 0.5 s/d 1.0 % dari biaya keseluruhan yang diperlukan untuk sebuah proyek konstruksi.

Jumlah pengujian pada suatu lokasi yang meliputi jumlah titik pengujian dan dalam pengujian adalah tergantung dari ketelitian yang diinginkan. Namun pengujian yang melebihi jumlah titik pondasi adalah sangat berlebihan. Sekecil apapun konstruksi yang akan dibangun, pengujian yang kurang dari dua titik uji adalah sangat kurang mengingat informasi yang didapat tidak memberikan nilai pembanding. Kedalaman pengujian untuk memberikan informasi tanah yang dilakukan dengan bor, sejauh masih dapat dilakukan, dapat ditentukan dengan rumusan berikut (Sowers dan Sowers, 1970):

$$D_{bor} = 3(S_{bangunan})^{0.7}$$

untuk bangunan sempit dan ringan

1.48

dan

$$D_{bor} = 6(S_{bangunan})^{0.7}$$

untuk bangunan luas dan berat

1.49

dimana D_{bor} adalah kedalaman lobang bor (dalam meter) dan $S_{bangunan}$ adalah jumlah lantai (tingkat) dari bangunan.

Jumlah dari titik bor atau jarak dari satu titik bor ke titik yang lain juga tidak dapat ditentukan dengan pasti. Pada lokasi pembangunan yang mempunyai keragaman yang banyak, sebaiknya setiap titik pengujian menggambarkan keragaman tersebut. Hal ini dapat diperkirakan melalui singkapan dan kondisi permukaan (termasuk vegetasi) yang ada pada permukaan tanah. Tetapi hal tersebut dapat menjadi sulit dilakukan pada banyak kasus, untuk itu perkiraan selang antara lobang bor dapat diambil seperti pada Tabel 1.6 berikut:

Tabel 1.6. Perkiraan selang antara lobang bor (Das, 1990)

Jenis Bangunan	Jarak antar titik bor (m)
Gedung bertingkat	10 - 30
Bangunan pabrik tidak bertingkat	20 - 60
Jalan Raya	250 - 500
Perumahan pemukiman	250 - 500
Bandungan dan tanggul	40 - 80

1.6.1. Pelaporan pengujian lapangan

Sangatlah mengherankan apabila sebuah proyek konstruksi tidak didahului dengan penyelidikan tanah. Walaupun untuk beberapa bangunan ringan investigasi tanah tidak dilakukan, namun untuk beberapa alasan mengenai kekuatan teknik, keamanan dan keselamatan, hal tersebut sangat tidak dianjurkan. Untuk itu, sekecil apapun bangunan yang akan dibuat, harus didahului dengan penyelidikan tanah. Dengan bervariasinya jenis dan fungsi bangunan yang ada saat ini, penyelidikan tanah mempunyai beberapa maksud yang berbeda. Mengingat pentingnya informasi kondisi tanah tiap meternya dalam segala arah, secara umum, investigasi tanah dapat melaporkan beberapa informasi sebagai berikut:

1. Letak lapisan tanah keras untuk dasar pondasi (untuk keperluan jenis pondasi: dangkal atau dalam).
2. Informasi tentang parameter tanah yang diperlukan untuk menganalisis daya dukung pondasi, termasuk perkiraan muka air tanah.
3. Sejumlah data untuk memprediksi penurunan yang akan terjadi akibat beban bangunan.
4. Informasi yang diperlukan untuk memperkirakan masalah yang akan dihadapi dalam proses konstruksi dan rekomendasi sejumlah solusi untuk mengatasinya.
5. Informasi yang diperlukan untuk memperkirakan pengaruh konstruksi yang direncanakan terhadap bangunan dan benda-benda disekitarnya.
6. Memperkirakan dampak terhadap lingkungan dan solusi mengatasinya.

Walaupun investigasi tanah umumnya diawali dan selesai sebelum pelaksanaan konstruksi dilakukan, dalam beberapa kasus monitoring kondisi geoteknik diperlukan sepanjang proses konstruksi dan tetap dilakukan pada masa layanan bangunan. Kegiatan ini terutama untuk bangunan yang sangat penting bagi kemaslahatan umum seperti bangunan pembangkit listrik, bangunan bendungan irigasi dan air minum, bangunan pembuangan sampah yang mempunyai resiko kelongsoran tinggi dan sebagainya.

1.6.2. Pengeboran

Pengujian pengeboran dapat dilakukan dengan menggunakan tenaga manusia (hand-boring). Pengujian ini dapat dilakukan dengan kedalaman 2 sampai 5 m. Walaupun menurut pengalaman pengujian ini dapat dilakukan hingga 30 meter kedalam tanah, namun untuk pengeboran dengan tenaga manusia yang melebihi 10 meter sudah sangat tidak layak. Pengeboran dengan hand-bore juga hanya dapat dilakukan pada tanah yang tidak mengandung batu. Pada pengeboran pada lapisan tanah yang mengandung kerikil, terkadang juga tidak dapat dilakukan. Selain itu, pengeboran yang dilakukan pada tanah pasir lepas, akan mengakibatkan kelongsoran yang terus menerus sehingga usaha pengaboran tanpa menggunakan casing akan menjadi sia-sia. Hal yang sama dapat terjadi pada tanah sangat lunak hingga lunak.

Dengan menggunakan motor (mesin) pemutar bor, explorasi lapisan tanah dapat dilakukan lebih dalam hingga kedalaman beberapa puluh, ratusan bahkan ribuan meter. Untuk beberapa jenis lapisan tanah dan batuan, juga diperlukan mata bor khusus menembusnya. Berbagai jenis mata bor telah dibuat sesuai dengan keperluan dan kegunaannya. Umumnya peralatan ini memiliki harga yang cukup mahal dikarenakan cara dan material pembuatan serta jumlah pembuatannya yang sangat sedikit. Bor mesin biasanya digunakan pada penyelidikan tanah untuk bangunan-bangunan yang berat ataupun bangunan khusus. Pada kedalaman tertentu, pengeboran dapat dikombinasikan dengan pengujian kekuatan tanah lainnya seperti SPT, pressure test, vane shear test, pengambilan sampel tak terganggu dan lainnya.

Pengeboran tanah merupakan pekerjaan explorasi geoteknik untuk mengetahui jenis lapisan tanah dibawah permukaan tanah. Pekerjaan ini akan memakan waktu yang lama dan biaya yang cukup mahal. Sehingga keputusan untuk melakukan pekerjaan ini harus melibatkan pertimbangan yang komprehensif seperti pertimbangan teknis keperluan pengeboran, pertimbangan biaya dan bahkan keamanan dari pekerjaan itu sendiri. Telah terjadi beberapa kasus di lapangan dimana pengeboran yang tidak mempertimbangkan keadaan lapisan tanah dibawah, mengakibatkan kerusakan yang tidak dapat diperbaiki dengan teknologi yang ada. Contoh bencana akibat pengeboran di Sidoarjo sebagai salah satu pelajaran yang tidak dapat dilupakan dalam sejarah bangsa ini.

Untuk itu, rangkaian pengujian yang melibatkan pertimbangan berbagai disiplin ilmu dan teknologi akan memberikan tingkat keamanan yang baik dalam pekerjaan pengeboran. Seperti penggunaan geosonding merupakan langkah awal untuk memperkirakan jenis lapisan tanah. Meski dalam kenyataannya, pengujian ini tidak mempunyai aplikasi yang memuaskan untuk keperluan pekerjaan rekayasa. Kepastian jenis tanah dan pendataan parameter tanah dibawah permukaan selanjutnya dapat ditentukan dengan pengujian pengeboran yang diikuti dengan pengujian kekuatan di lapangan dan pengujian sampel tanah di laboratorium.

1.6.3. Pengambilan sampel

Dalam penyelidikan tanah, akan diperoleh dia jenis sampel: terganggu (disturbed) dan tak terganggu (undisturbed). Keduanya dapat digunakan untuk penyeledikan propertis tanah lebih lanjut di laboratorium. Tanah terganggu dapat digunakan untuk pengujian:

1. Analisis partikel (saringan) tanah.
2. Perkiraan jumlah kandungan organik.
3. Spesific gravity dari butiran tanah.
4. Pengklasifikasian tanah.
5. Pengujian batas cair dan plastis untuk tanah kohesif.
6. Uji kepadatan tanah.

Sedangkan pengujian berikut ini memerlukan pengambilan sampel tanah tak terganggu, yaitu:

1. Uji konsolidasi.
2. Pengujian kekuatan tanah (triaksial, unconfined dan direct shear test).
3. Berat volume tanah.
4. Angka pori.
5. Kadar air asli.
6. Pengujian lain yang menggambarkan tanah asli di lapangan.

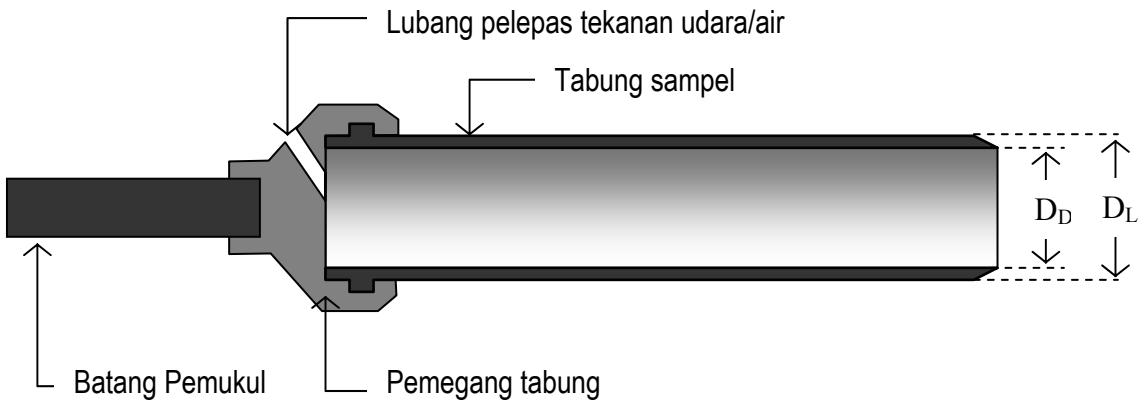
Terganggu atau tidaknya sampel tanah sangat tergantung dari cara pengambilannya. Sampel yang dikatakan tidak terganggu apabila kondisi keseluruhan sampel adalah sama seperti sebelum diambil. Pengambilan sampel tidak-terganggu dapat dilakukan dengan menggunakan tabung yang ditekan atau dipukul kedalam tanah. Ketebalan tabung sangat menentukan keaslian dari kondisi tanah. Metoda untuk menentukan derajat ketergangguan (disturbance degree) untuk sampel tanah dapat dilakukan dengan membandingkan selisih kwadrat diameter luar tabung dan diameter dalam tabung sampel tanah sebagai berikut:

$$R_{GD} = \frac{D_L^2 - D_D^2}{D_D^2} (100\%)$$

1.50

dimana: R_{GD} adalah rasio gangguan akibat diameter tabung sampel.
 D_L dan D_D diameter luar dan diameter dalam dari tabung dalam satuan cm.

Sampel tanah dapat dikatakan tidak terganggu bila nilai rasio gangguan (R_{GD}) lebih kecil atau sama dengan 10%. Sebagai contoh, split-spoon untuk pengujian SPT mempunyai nilai $R_{GD}=115\%$ yang berarti tanah tersebut sangat terganggu.



Gambar 1.26. Tabung sampel tak-terganggu

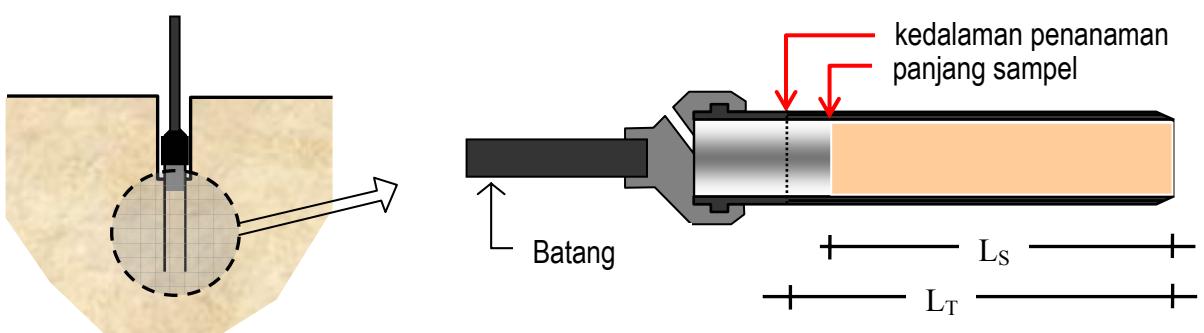
Selain itu, cara lain untuk mengetahui terganggu atau tidaknya sampel tanah setelah pengambilan dengan tabung sampel adalah dengan membandingkan selisih panjang sampel tanah yang terambil (L_S) dengan panjang penanaman tabung sampel (L_T):

$$R_{GL} = \frac{L_T - L_S}{L_T} (100\%)$$

1.51

dimana: R_{GL} adalah rasio gangguan akibat perbedaan panjang sampel.
 L_T dan L_S panjang pemberian dan sapel tanah terambil dalam tabung.

Dengan mengambil kriteria yang sama dengan sebelumnya, sampel tanah dapat dikatakan tidak terganggu bila nilai rasio gangguan (R_{GD}) berkisar $\pm 5\%$. Batasan 5% ini diambil dari kebiasaan yang digunakan pada pemanatan tanah. Apabila R_{GD} bernilai negatif, berarti tanah mengalami pengembangan (swelling/heaving) yang dapat disebabkan hilangnya tekanan overburden pada kondisi sebenarnya. Akan tetapi, apabila nilai R_{GD} bernilai besar (lebih dari 5%), berarti terjadi pemanatan tanah yang dapat diakibatkan oleh gesekan tabung dengan sampel tanah atau ketajaman bibir tabung yang kurang. Untuk itu perlu selalu dijaga agar lapisan dalam tabung selalu dalam kondisi bersih dan licin serta bibir tabung tetap dijaga dalam keadaan yang cukup tajam untuk menembus deposit tanah.



Gambar 1.27. Sampel dalam tabung sampel tak-terganggu

1.6.4. Sondir – Cone Penetration Test (CPT)

Sondir adalah alat uji tahanan tanah yang telah lama sangat popular dan digemari untuk digunakan di Indonesia. Sondir berasal dari kata sounding yang berarti pendugaan. Sebutan lain dari alat yang sama adalah Cone Penetration Test (CPT), Dutch Cone Penetration Test (DCPT) dan Static Penetration Test. Dibandingkan dengan alat uji tahanan tanah yang lain seperti SPT, alat ini lebih mudah dibawa, dioperasikan dan relatif cepat dan murah dalam menduga daya dukung tanah. Selain itu, hasil pengujian sondir memberikan data yang dapat diandalkan dimana untuk pengujian yang sama pada titik yang berdekatan akan memberikan nilai yang berdekatan pula. Dalam perkembangannya, alat sondir telah mengalami beberapa penyempurnaan hingga bentuk yang saat ini. Alat ini telah distandardisasi oleh ASTM dengan code D 3441.

Dalam pengoperasiannya bagian ujung sondir yang berbentuk kerucut (cone) disebut konus ditekan kedalam tanah dengan kecepatan 1 cm hingga 2 cm per detik (penetrasi) sejauh 5 cm dan nilai tahanan ujung (q_c) dibaca melalui indikator tekanan yang disebut manometer dalam satuan kg/cm^2 . Kemudian ujung sondir ditekan secalam 5 cm lebih jauh sehingga sisi kerucut ikut bergerak sehingga tahanan total (q_t) dari ujung dan selimut konus (sleeve=skin) dapat dibaca pada penunjuk tekanan (manometer). Selanjutnya tahanan sisi dari selimut konus (q_s) dapat dihitung dari selisih pembacaan tekanan total dengan tahanan ujung (q_c):

$$q_s = (q_t - q_c) \cdot f_k \quad 1.52$$

dengan f_k adalah faktor korelasi dari pembacaan penunjuk tahanan ujung menjadi tahanan sisi yang merupakan perbandingan dari luas penampang kerucut dibandingkan dengan luas selimut konus:

$$f_k = \frac{\text{luas penampang ujung konus}}{\text{luas sisi selimut konus}} \quad 1.53$$

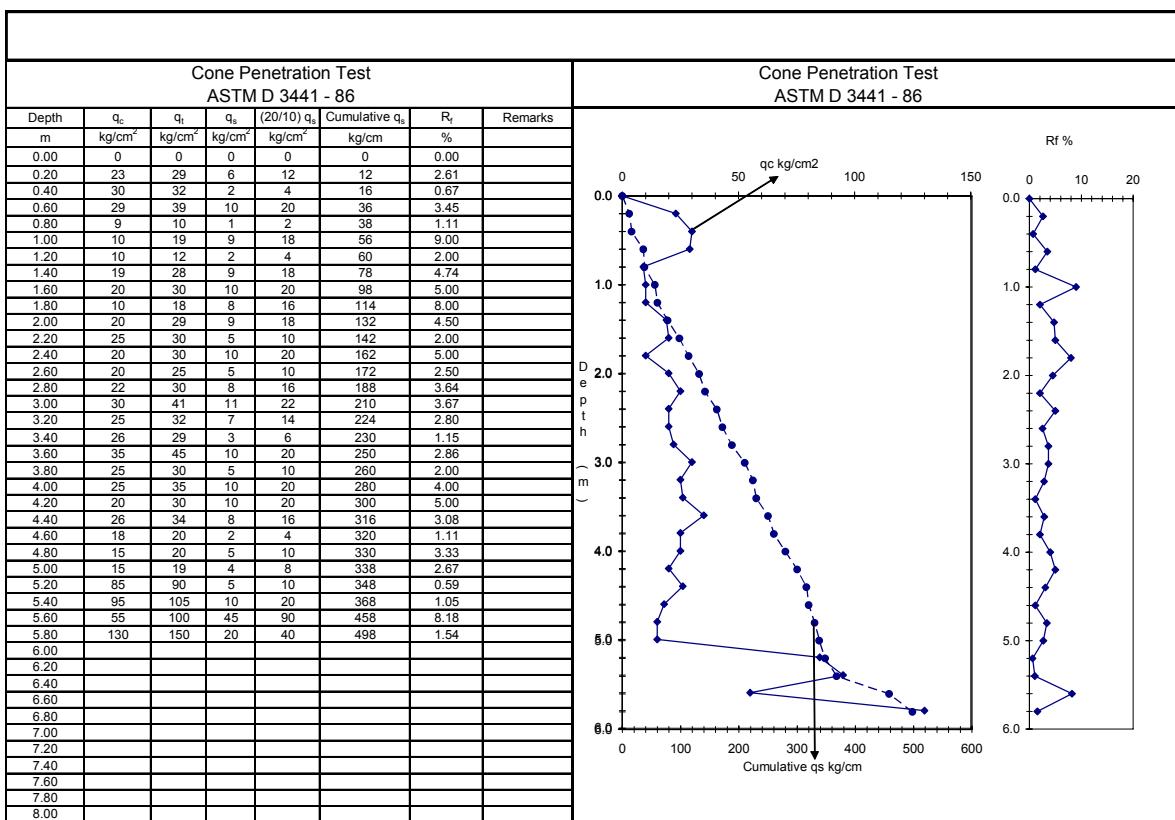
Luas penampang ujung konus umumnya sama yaitu sebesar 10 cm^2 , sedangkan luas sisi selimut bervariasi dari 110 hingga 150 cm^2 . Dengan memasukkan harga tersebut kedalam persamaan 1.53, nilai faktor koreksi f_k adalah antara 0.067 hingga 0.091 . Selanjutnya perbandingan antara nilai tahanan sisi (q_s) dengan tahanan ujung (q_c) dapat dihitung sebagai rasio friksi (R_f). Nilai R_f mempunyai arti yang sangat penting dalam memperkirakan jenis lapisan tanah (stratigrafi) secara empiris. Berdasarkan pengalaman telah diketahui bahwa jenis tanah berbutir kasar (pasir) mempunyai nilai R_f yang lebih kecil dibandingkan tanah berbutir halus (lempung dan lanau).

Penetrasi konus dan pembacaannya diulang-ulang tiap selang 20 cm hingga mencapai kedalaman tertentu tergantung keperluan (biasanya kurang dari 30 meter). Pengujian dapat dihentikan setelah tahanan ujung konus menunjukkan angka 150 kg/cm^2 atau 250 kg/cm^2 . Berdasarkan pengalaman penulis, bila penetrasi terus dilakukan setelah pembacaan manometer melebihi 150 kg/cm^2 , maka kerusakan pada peralatan konus

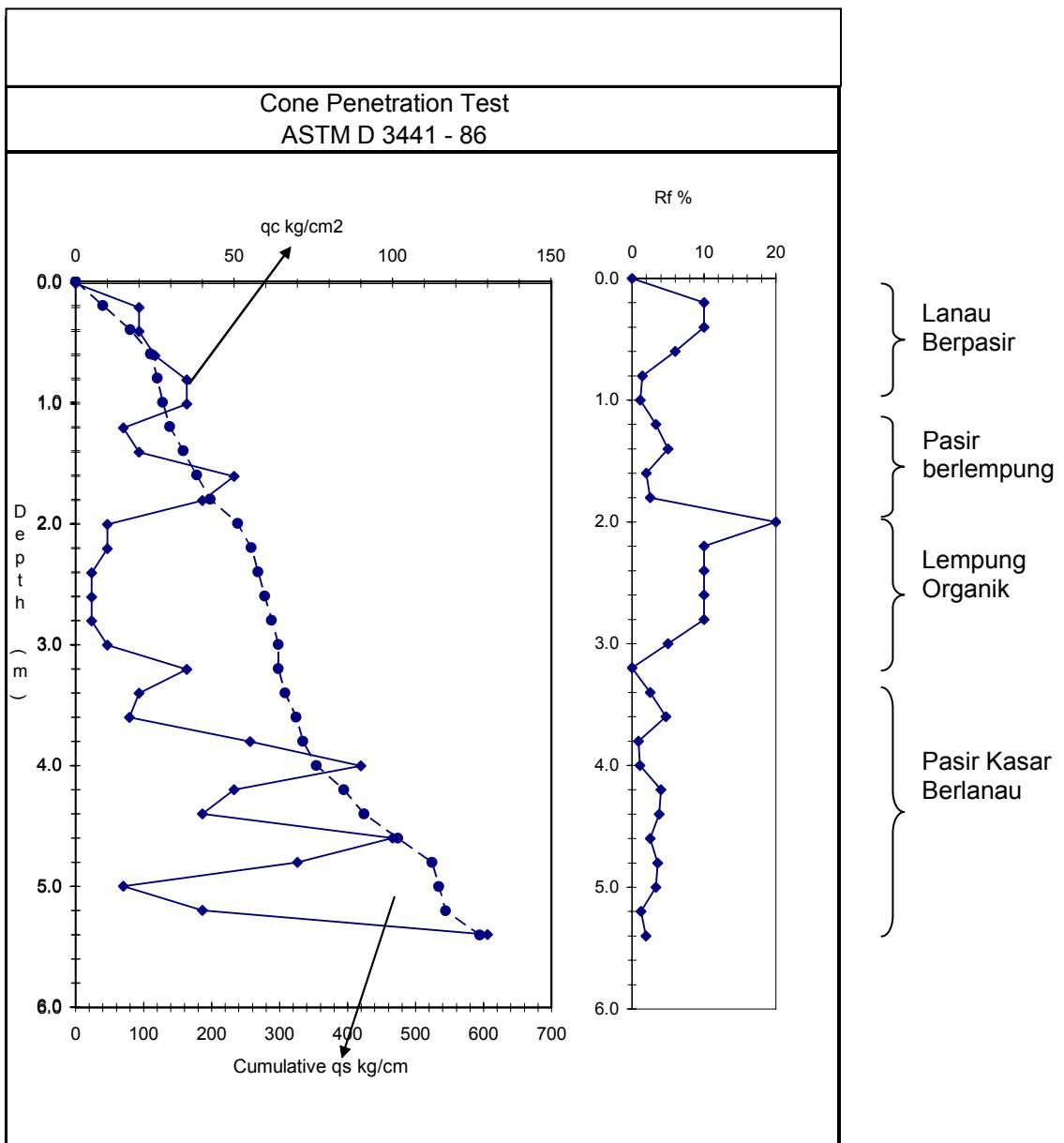
dan batang penusuk (stang sondir) dapat terjadi. Dengan demikian pembacaan yang melebihi dari nilai tersebut sangat tidak dianjurkan.

Pada mulanya, sondir hanya digunakan untuk menduga tahanan dari tanah terhadap beban. Namun pada perkembangannya, hasil pencatatan tahanan konus dapat diinterpretasikan secara empiris untuk keperluan lainnya seperti dalam pendugaan jenis tanah, menentukan besarnya tekanan lateral tanah dan menentukan beberapa parameter tanah lainnya (Meyerhof (1965), Begemann (1965), Schmertmann (1975), dll). Beberapa interpretasi dari hasil pengujian sondir digambarkan seperti pada Gambar 1.28 sampai dengan 1.29

Hasil pengujian sondir dapat dilaporkan dalam beberapa bentuk tergantung dari keperluan. Untuk keperluan perhitungan daya dukung tanah, pelaporan dapat dibuat untuk menampilkan tahanan ujung dan nilai komulatif dari tahanan sisi sesuai kedalaman pengujian. Namun yang lebih umum dan sering dilakukan adalah penggambaran dari tahanan ujung, tahanan sisi dan rasio tahanan ujung dan tahanan sisi (Lihat Gambar 1.29).



Gambar 1.28 Contoh Pelaporan Hasil Uji Sondir



Gambar 1.29. Interpretasi jenis lapisan berdasarkan rasio tahanan tanah (Perkiraan R_f : Pasir: 0-2 %, Lanau: 2-3%, Lempung: 3-6 %, Gambut: > 6%)

1.6.5. Standard Penetration Test (Nspt)

Uji penetrasi standard (SPT), dikembangkan pada tahun 1927 dan langsung mendapat sambutan digunakan secara meluas dikarenakan keunggulan dan kehematannya dalam menyediakan informasi dalam tanah. Diperkirakan lebih dari setengah pondasi bangunan-bangunan yang besar dan berat memiliki pondasi dengan perencanaan didasarkan dari hasil uji penetrasi standar ini. Metoda pengujian SPT telah distandardkan oleh ASTM D 1586 sejak 1958 dan selanjutnya telah pula dilakukan revisi sesuai dengan perkembangan teknologi.

Peralatan dan prosedur pengujian SPT terdiri dari beberapa bagian utama, yaitu:

1. Alat pengambil sampel standar (Standard split-barrel sampler / split-spoon SPT) dengan panjang 18 inchi (46 cm) yang dimasukkan kedalam lobang bor, lalu ditumbuk hingga masuk kedalam tanah. Jumlah tumbukan inilah yang selanjutnya dicatat sebagai nilai tumbukan dari SPT dalam satuan blows/pukulan.
2. Hammer pemukul dengan berat 140 lb (64.5 kg) yang dijatuhkan secara bebas untuk menumbuk sampler diatas hingga masuk ke dalam tanah. Tinggi jatuh dari hammer adalah 30 inchi (76 cm).
3. Jumlah tumbukan dicatat tiap-tiap penurunan 6 inci (15 cm), sehingga terdapat 3 buah nilai tumbukan yang diperlukan untuk memasukkan seluruh panjang sampler kedalam tanah yang dicatat sebagai N_1 , N_2 dan N_3 .
4. Nilai tumbukan yang digunakan untuk keperluan disain, atau disebut dengan N_{spt} adalah jumlah 2 tumbukan terakhir, atau:

$$N_{spt} = N_2 + N_3$$

1.54

Uji pemukulan SPT dinyatakan tidak layak ('refusal') apabila terdapat beberapa hal berikut ini:

1. Pemukulan/penumbukan untuk memasukkan sapler sedalam 15 cm telah melampaui 50 kali penjatuhan hammer.
2. Jumlah 2 pemukulan/penumbukan telah mencapai 100 kali.
3. Setelah pemukulan sebanyak 10 kali, tidak terjadi penurunan yang berarti.

Penghentian uji pekulan ini dilakukan adalah untuk menghindari kerusakan dari alat uji. Dalam beberapa kasus, pemukulan diinginkan penghentian setelah 100 pukulan untuk memasukkan 15 cm sampler. Untuk keperluan ini harus dilakukan negosiasi yang berkaitan dengan harga dari kerusakan alat dan penggunaan mata bor khusus untuk menembus lapisan tanah.

Secara tradisional, uji tumbukan SPT ini dilakukan tiap-tiap 1 sampai 2 meter. Tiap-tiap tumbukan, tanah yang dihasilkan dan tersimpan dalam sapler selanjutnya diidentifikasi dan dapat diteliti guna mendapatkan properties dari tanah. Hasil pengujian ini selanjutnya dilaporkan bersamaan dengan hasil boring (bor-log). Sebagai contoh dari pelaporan adalah seperti pada gambar berikut.

Proyek :			Tgl. Uji :			Elevasi MAT															
Lokasi :			Dilanjut Oleh :			Pagi (m)															
No. Titik :			Diperiksa :			Sore (m)															
Date	Depth	Panjang	Deskripsi Tanah	Muka	Kedalaman cassing	SPT	Nspt	Grafik													
	From (m)	Till (m)	inti (m)	Jenis tanah	Warna	Sifat	Basah Kering	Air Tanah	dari sampai (m)	(m)	N1 (cm)	M1 (cm)	N2 (cm)	M2 (cm)	N3 (cm)	M3 (cm)	N2+N3 (cm)	M2+M3 (cm)	depth (m)	Log	Keterangan
6/6/2005	0	1	1	Pasir berkerikil	hitam		B		27	15	20	15	17	15	37	0	30	0.0			
	1	1.5	0.45 spt	Pasir berkerikil	kuning		B		0	15	0	15	0	15	0	30	30	1.0			
	1.45	2	0.55	Pasir berkerikil	kuning-abu2		B		19	15	50	5			69	20	20	1.5			
	2	2.5	0.45 spt				B		12	15	19	15	35	15	54	30	30	2.0			
	2.45	3	0.55	pasir berkerikil	abu-abu		B		20	15	39	15	50	6	89	21	21	2.5			
	3	3.5	0.45 spt				B		33	15	36	15	50	15	86	30	30	3.0			
	3.45	4	0.55	Pasir kasar	abu-abu		B		25	15	34	15	50	10	84	25	25	3.5			
	4	4.5	0.45 spt				B		28	15	36	15	50	15	86	30	30	4.0			
	4.45	5	0.55	Border berpasir	abu-abu		B											4.5			
	5	5.5	0.45 spt				B											5.0			
	5.45	6	0.55	Border berpasir	abu-abu		B											5.5			
	6	6.5	0.45 spt				B											6.0			
	6.45	7	0.55	Border berpasir	abu2-kuning		B											6.5			
	7	7.5	0.45 spt				B											7.0			
	7.45	8	0.55	Border berkerikil	kuning-kehitaman		B											7.5			
	8	8.5	0.45 spt				B											8.0			
	8.45	9	0.55	Border berkerikil			B											8.5			
																		9.0			

Gambar 1.30. Laporan Pengujian SPT

Selain mendapatkan sampel yang relatif sangat terganggu, pengujian SPT memberikan banyak korelasi terhadap jenis tanah dan banyak rumusan empiris untuk digunakan dalam praktik perencanaan struktur geoteknik. Beberapa korelasi hasil uji tumbukan SPT dapat disadur dari beberapa referensi dapat dilihat pada Tabel 1.7 berikut.

Tabel 1.7. Korelasi nilai N_{SPT} terhadap parameter tanah
(Das, 1990, lihat juga Terzaghi and Peck, 1948)

Nilai N_{SPT}	Tanah Lempung		Tanah Pasir	
	Kepadatan	Unconfined strength q_u kg/cm ²	Kerapatan [Dr (%)]	Sudut geser ϕ (°)
0 – 2	Sangat lunak	0 – 0.25	Sangat Lepas [0 – 5]	25 – 30
2 – 5	Lunak (soft)	0.25 – 0.5		
5 – 10	Sedang (Medium)	0.5 – 1.0	Lepas (loose) [5 – 30]	28 – 35
10 – 20	Kaku (stiff)	1.0 – 2.0	Sedang [30 – 60]	35 – 42
20 – 30	Sangat kaku	2.0 – 4.0		
30 – 50	Keras (hard)	> 4.0	Padat (dense) [60 – 95]	38 – 46

Korelasi antara Nspt dengan sondir untuk berbagai jenis tanah telah dibuatkan oleh Bowles 1988 dalam bentuk grafik hubungan butiran. Berdasarkan grafik tersebut maka diperoleh hubungan tersebut adalah:

Tabel 1.8. Korelasi nilai N_{SPT} terhadap nilai konus sondir, q_c

Jenis Tanah	nilai q_c (kg/cm ²)
Lempung dan lanau	1 – 2 N_{SPT}
Lanau berpasir	2 – 3 N_{SPT}
Pasir berlanau	3 – 4 N_{SPT}
Pasir	4 – 6 N_{SPT}

1.6.6.Dynamic Cone Penetration Test (DPT)

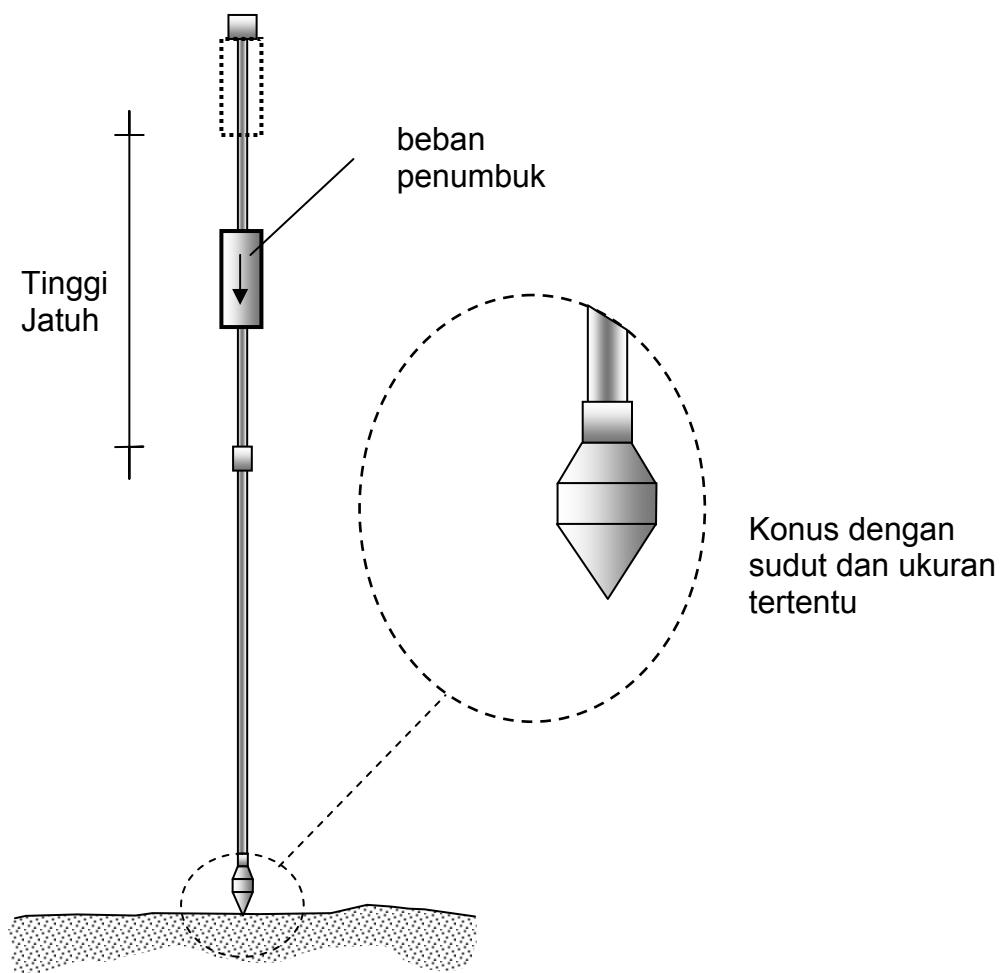
Alat ini tidak umum digunakan di Amerika, akan tetapi sangat populer digunakan di tempat lain. Di Indonesia, Dynamic Cone Penetrometer (sebutan lain = DCP) sering digunakan untuk menentukan daya dukung tanah terutama dalam aplikasi perkerasan jalan raya. Biasanya nilai daya dukung yang peroleh selanjutnya dikonversikan kedalam nilai CBR (California Bearing Ratio) dengan menggunakan grafik empiris. Nilai CBR ini selanjutnya dipergunakan mengikuti prosedur perencanaan perkerasan jalan untuk menentukan tebal komponen-komponen perkerasan jalan. Berbeda dengan sondir, DPT masih dapat digunakan dengan baik pada lapisan tanah berbutir seperti pasir dan kerikil.

Secara skematis, peralatan DPT ini dapat digambarkan seperti pada Gambar 1.31 berikut. Alat ini terdiri dari beban dengan berat tertentu (8 kg), batang dengan pengarah untuk menjatuhkan beban dengan tinggi jatuh tertentu (0.575 m). Dibagian bawah batang pengarah terdapat batang penerus/penalur tumbukan beban yang dilengkapi dengan mistar ukur untuk menentukan dalamnya penetrasi sepanjang 1m. Pada bagian ujung bawah batang penyalur disambungkan dengan konus (cone) yang memiliki sudut keruncingan tertentu (60°). Cara kerja alat ini adalah dengan menjatuhkan beban dengan ketinggian jatuh tertentu sehingga ujung konus terdesak masuk kedalam tanah. Kedalaman penetrasi setiap tumbukan dan jumlah tumbukan selanjutnya dicatat. Dengan menggunakan grafik korelasi empiris, selanjutnya didapat nilai daya dukung tanah berdasarkan nilai tumbukan dan kedalaman penetrasi.

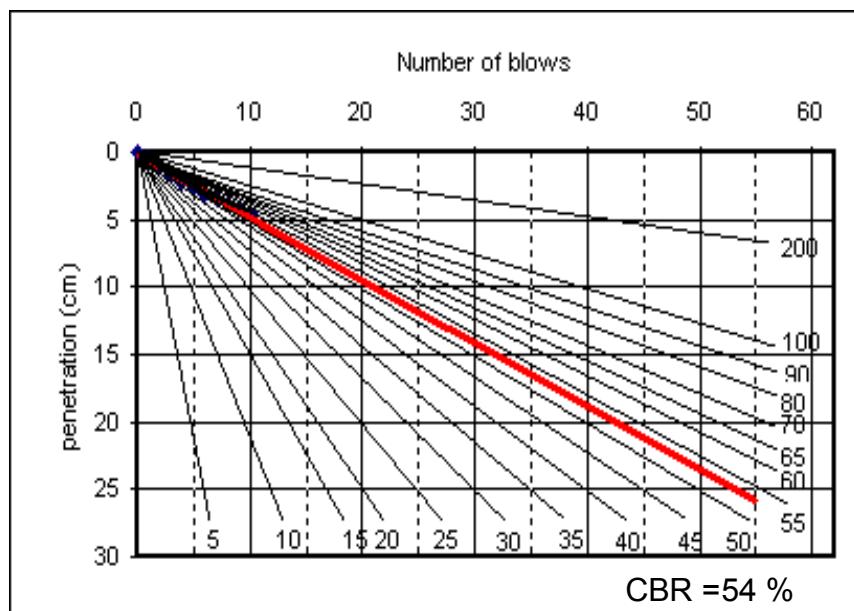
Nilai daya dukung tanah yang diperoleh dari hasil pengujian DPT ini berupa nilai CBR dari tiap lapisan tanah yang mengalami penetrasi tiap tumbukan. Dengan demikian untuk tanah yang mempunyai lapisan dengan kekerasan tertentu, dapat diprediksi kekuatannya untuk ketebalan tertentu. Oleh karena itu, alat uji ini dapat digunakan untuk memperkirakan ketebalan lapisan material dalam struktur perkerasan jalan. Contoh hasil pengujian DPT ini ditampilkan dalam Tabel 1.9 dan selanjutnya diplotkan dalam Gambar 1.32 berikut ini.

Tabel 1.9. Hasil pengujian DPT

No Tumbukan	D (cm)	C _{corrected}	Pre-CBR
0	0.6	0	%
1	0.9	0.3	83
2	1.6	1	36
3	2.3	1.7	36
4	2.8	2.2	50
5	3.3	2.7	50
6	3.8	3.2	50
7	4.1	3.5	83
8	4.5	3.9	63
9	4.8	4.2	83
10	5.1	4.5	83



Gambar 1.31. Alat uji penetrasi dinamik

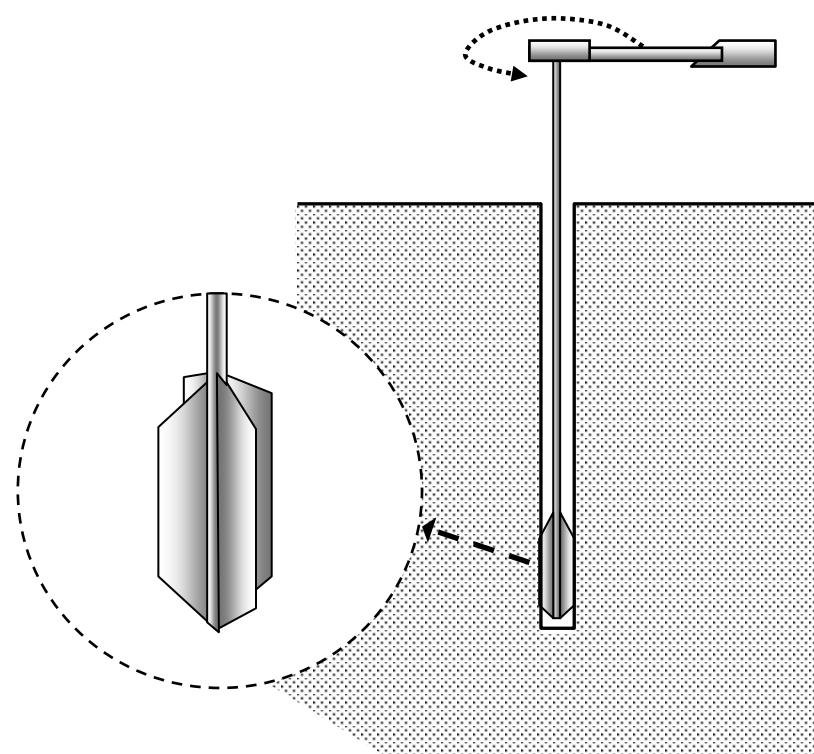


Gambar 1.32. Penentuan nilai CBR dari test DPT

1.6.7. Vane Shear Test

Estimasi dari kekuatan geser tanah dengan menggunakan Vane Shear Test dilakukan dengan menggunakan alat yang ujungnya seperti baling-baling dengan 4 sayap. Baling-baling 4 sayap tersebut direkatkan kuat dengan batang besi dan selanjutnya pada ujung lainnya dihubungkan dengan alat untuk memutar baling-baling tersebut. Cara pengujianya adalah dengan memasukkan ujung 4 sayap kedalam lobang bor selanjutnya dilakukan pemutaran ujung yang lain dengan kecepatan putar 1-6 derajat per menit sehingga sisi-sisi kipas bergeseran dengan tanah pada lobang bor. Gaya putar dan perpindahan sudut tersebut selanjutnya dicatat dan dengan menggunakan rumusan pendekatan (lihat ASTM D 2573), parameter geser tanah tak terdraenase (undrained) dapat diestimasi.

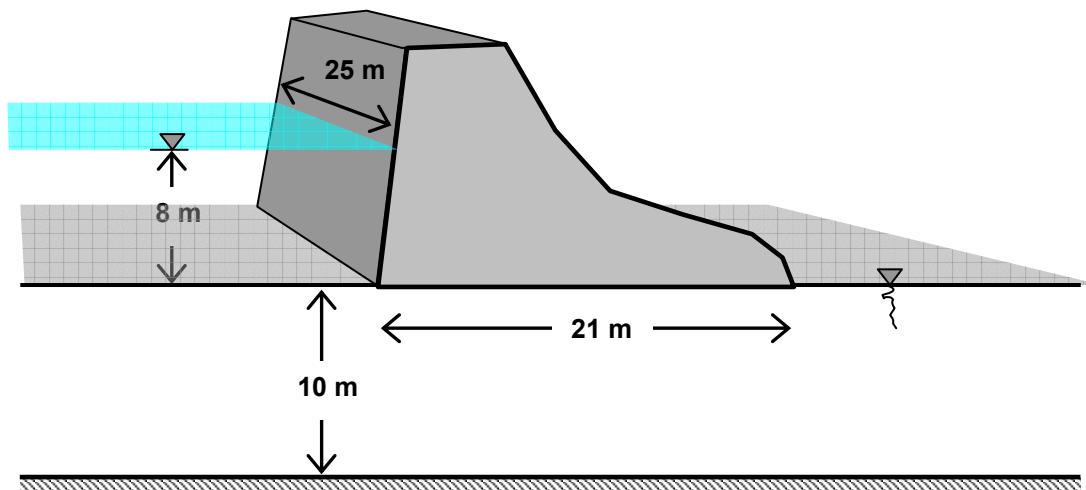
Pengujian dengan menggunakan alat Vane Shear Test ini memang hanya dilakukan untuk tanah berbutir halus (lempung atau lanau) yang lunak dan sensitif. Parameter kekuatan geser tanah yang diperoleh adalah kohesi undrained (c_u) yang menurut beberapa peneliti (Bjerrum (1972), Ladd et al. (1977) dan Aas et al (1986)) memiliki nilai yang terlalu besar untuk digunakan dalam pekerjaan perencanaan sehingga diperlukan koreksi yang dikaitkan dengan parameter lainnya dari tanah seperti indeks plastis. Dengan alasan tersebut, pengujian Vane Shear Test menjadi tidak populer dan tidak ekonomis dilakukan untuk pekerjaan praktis.



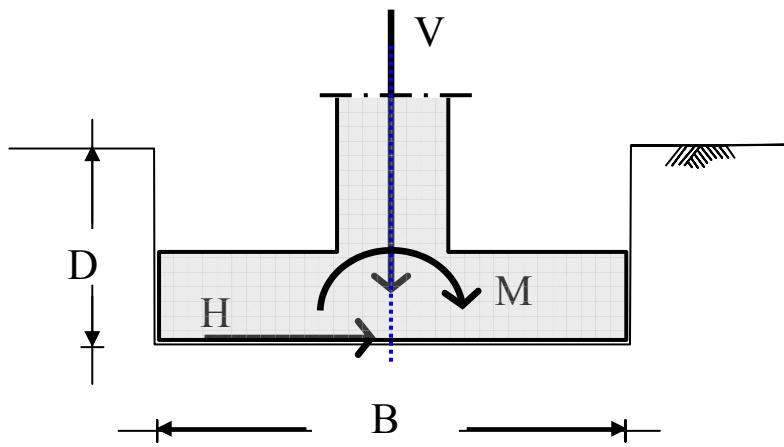
Gambar 1.33. Alat uji vane shear

Kasus-Kasus

- 1.1. Sebuah sampel tanah dengan volume 68 cm^3 memiliki berat basah 117 gr , setelah dikeringkan beratnya berkurang menjadi 96 gr . Bila diketahui spesifik gravity dari tanah tersebut adalah 2.65 , tentukan parameter fisik tanah lainnya.
- 1.2. Sebuah bendungan seperti tergambar, berdiri pada lapisan tanah homogen dengan nilai koefisien permeabilitas k adalah 0.00015 cm/dt . Gambarkan jaringan alir pada lapisan tanah di sekitar bendungan tersebut dan dapatkan nilai N_f dan N_d . Selanjutnya bila perbandingan lebar panjang bendungan dari tebing kiri ke tebing kanan adalah 25m , hitunglah debit yang mengalir merembes keluar di belakang bendungan tersebut.



- 1.3. Dari hasil uji geser langsung di laboratorium terhadap sampel tanah diperoleh nilai-nilai tegangan normal dan geser (dengan satuan kg/cm^2) pada saat runtuh adalah: untuk test ke-1: $\sigma = 0.5 \tau = 0.65$, test ke-2 $\sigma = 1.0 \tau = 0.79$ dan pada test ke-3: $\sigma = 1.5 \tau = 0.95$. Gambarkan garis batas keruntuhan untuk sampel tanah tersebut dan tentukan nilai-nilai parameter kekuatan geser berdasarkan teori Mohr-Coulomb. Bila tanah tersebut dibebani dengan tekanan overburden effektif di lapangan sebesar 1.2 kg/cm^2 , lalu diberi beban sehingga mengalami tegangan geser sebesar 0.85 kg/cm^2 , apakah masih berada pada kondisi stabil atau sudah mengalami keruntuhan.
- 1.4. Hitung dan gambarkan grafik tegangan total, tekanan air dan tegangan effektif yang akibat berat sendiri tanah pada lapisan tanah yang mempunyai berat isi kering sebesar 14.5 kN/m^3 dan berat isi jenuh 17.5 kN/m^3 dengan kedalaman muka air tanah 2.5 m . Pada kedalaman 7m lapisan tanah berubah dengan berat isi tanah jenuh 18.6 kN/m^3 . Diinginkan diagram tegangan hingga kedalaman dan 10m .



Daya Dukung Pondasi Dangkal

Kompetensi yang dituju pada bagian ini adalah:

Menerangkan formula daya dukung pondasi dangkal yang diusulkan oleh Terzaghi.

Menjelaskan teori-teori daya dukung yang diusulkan oleh Meyerhof, Vesic dan Hansen.

Mampu menganalisis daya dukung pondasi dengan dimensi tertentu mempergunakan formula-formula daya dukung dari Terzaghi, Meyerhof, Vesic dan Hansen.

Mampu menghitung daya dukung pondasi dangkal dengan dimensi tertentu mempergunakan parameter-parameter yang diperoleh dari hasil pengujian kekuatan tanah secara langsung di lapangan.

Mampu menentukan dimensi pondasi yang diperlukan untuk menahan beban tertentu dengan tersedianya parameter daya dukung tanah.

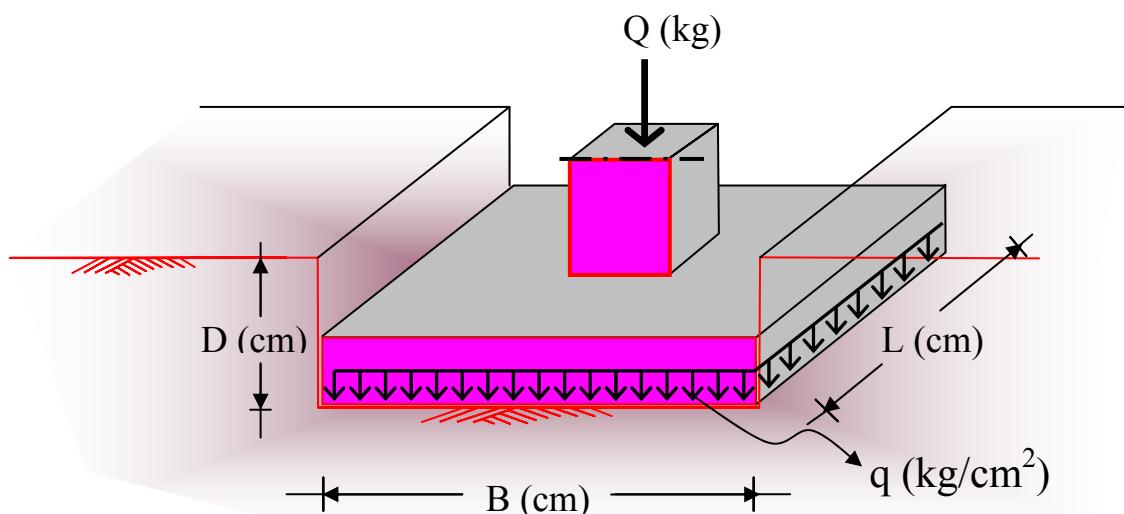
Bab 2

Daya Dukung Pondasi Dangkal

Sebuah pondasi dangkal harus direncanakan mampu mendukung beban rencana sedemikian rupa sehingga tidak terjadi keruntuhan pada sistem pondasi-tanah dan tidak pula terjadi penurunan yang berlebihan. Dengan demikian terdapat dua kriteria yang harus dipenuhi dalam merencanakan sebuah pondasi dangkal, yaitu:

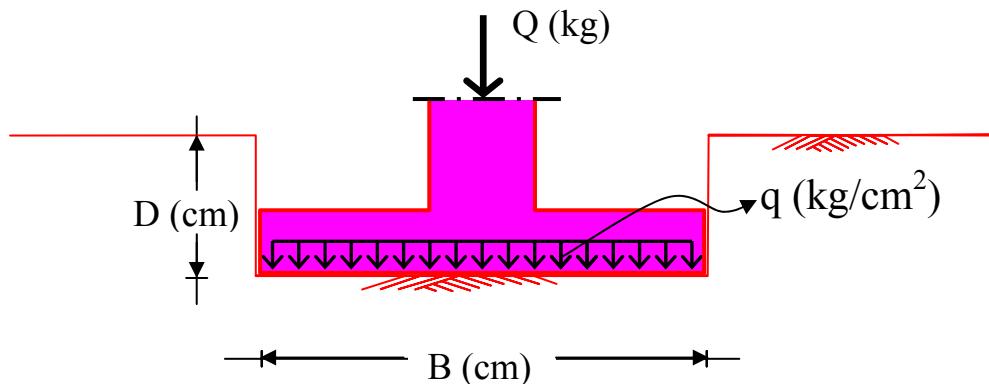
1. Pondasi harus mampu mendukung beban hingga nilai keamanan tertentu.
2. Pondasi harus tetap ditempat dan tidak bergerak hingga batas toleransi tertentu.

Nilai keamanan (faktor keamanan = safety factor) yang biasanya diadopsi untuk sebuah pondasi adalah 3. Sedangkan batas toleransi pergerakan (pergeseran dan/atau penurunan) bervariasi tergantung kepada jenis dan fungsi bangunan yang didukung oleh sistem pondasi-tanah.



(a) Tampak Perspektif (3 dimensi)

Gambar 2.1. Pondasi dangkal dan parameter untuk perencanaan



(b) Tampak samping (2 dimensi)

Gambar 2.1. (Lanjutan)

Untuk membuat gambaran umum dalam penjabaran daya dukung pondasi dangkal pada bagian ini, maka perlu diperhatikan Gambar 2.1 yang memuat simbol-simbol yang digunakan. Simbol-simbol ini mempunyai arti yang tetap dalam bab ini selama tidak diberi keterangan tersendiri. Khusus untuk Gambar 2.1.(b) akan sering muncul dalam bentuk yang serupa, hal ini di karenakan teori tentang daya dukung pondasi pada awalnya dikembangkan dalam dua dimensi (dimensi bidang), baik dalam bentuk bujur sangkar, persegi panjang maupun bulat. Simbol-simbol tersebut adalah:

B = lebar terkecil dari dasar pondasi

D = kedalaman dasar pondasi diukur dari muka tanah

L = panjang dasar pondasi (L selalu lebih besar dari B)

Q = beban terpusat

q = intensitas beban (beban terpusat per satuan luas dasar pondasi)

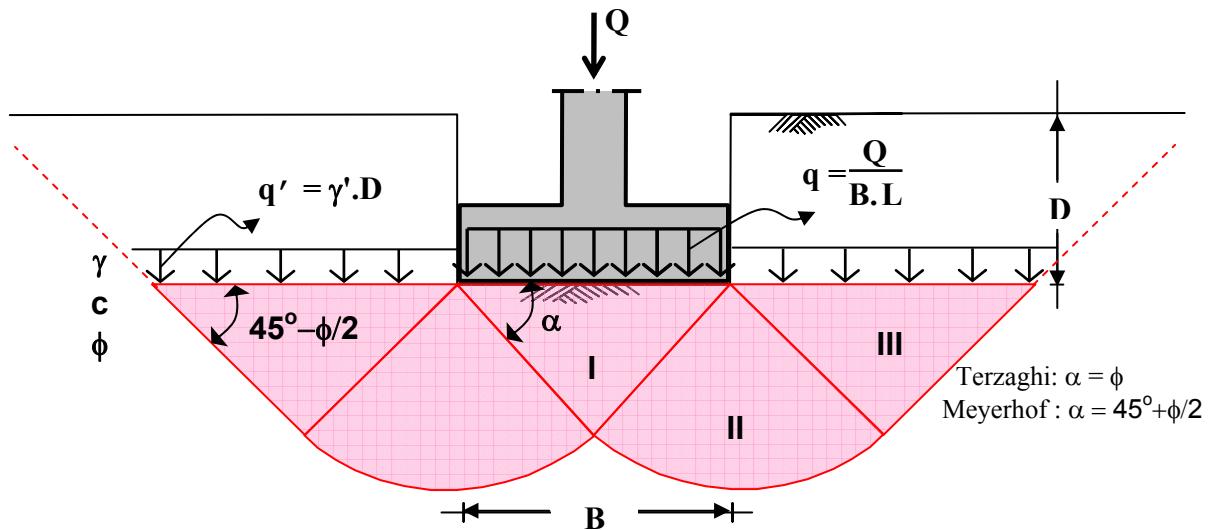
Pada awalnya, kedalaman pondasi dangkal (D) dibatasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi (B). Namun pada perkembangan teori kapasitas daya dukung pondasi dangkal, pondasi yang kedalaman penanamannya kurang dari 4 kali lebarnya ($D \leq 4B$) masih dikategorikan sebagai pondasi dangkal atau tata cara perhitungan pondasi dangkal dengan teori kapasitas daya dukung batas masih berlaku.

2.1. Kapasitas daya dukung pondasi dangkal

2.1.1. Teori Terzaghi

Teori yang menjabarkan tentang perhitungan kapasitas daya dukung pondasi dangkal awalnya dikembangkan secara baik oleh Terzaghi (1943). Teori yang dikembangkan ini pada beberapa referensi lebih dikenal dengan Teori kapasitas daya dukung batas (ultimate bearing capacity). Perhitungan kapasitas daya dukung batas pondasi dangkal menurut teori ini didasarkan pada asumsi bentuk permukaan bidang keruntuhan geser dibawah **pondasi menurus kaku** seperti pada Gambar 2.2. Bidang runtuh tersebut dapat digambarkan berdasarkan pergerakan butiran material tanah yang terdesak akibat tekanan (bebani) diatas pondasi. Daerah keruntuhan dibawah pondasi berdasarkan bentuknya kemudian dibagi menjadi tiga zone, zone I adalah bentuk segitiga tepat dibawah pondasi, zine II berbentuk

lengkung spiral logaritmik sebagai daerah peralihan dan zone III berbentuk segitiga sebagai daerah tekanan pasive.



Gambar 2.2. Bidang keruntuhan dalam tanah dibawah pondasi dangkal.

Selanjutnya dengan melakukan analisis kesetimbangan gaya-gaya pada sistem pondasi-tanah tersebut, kapasitas daya dukung batas selanjutnya dituliskan dalam bentuk:

$$q_u = c N_c (s_c) + q' N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (s_\gamma)$$

2.1

dengan c = nilai kohesi tanah dibawah dasar pondasi

$$q' = \gamma' D$$

γ' = berat volume tanah efektif diatas dasar pondasi

N_c , N_q , N_γ adalah faktor kapasitas daya dukung tanpa satuan (non-dimensional) yang didapatkan hanya dari nilai sudut geser dalam tanah, ϕ .

s_c , s_γ adalah faktor bentuk dari denah dasar pondasi seperti pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 . Faktor bentuk untuk rumus daya dukung Terzaghi

Faktor bentuk	Bentuk Pondasi		
	Menerus ($L \gg B$)	Bujur sangkar ($L=B$)	Lingkaran (diameter = B)
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.8	0.6

Nilai faktor kapasitas daya dukung N_c , N_q , N_γ selanjutnya dapat dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan berikut:

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right]$$

2.2.a

$$N_c = \cot \phi [N_q - 1]$$

2.2.b

$$N_q = \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} \right]$$

2.3

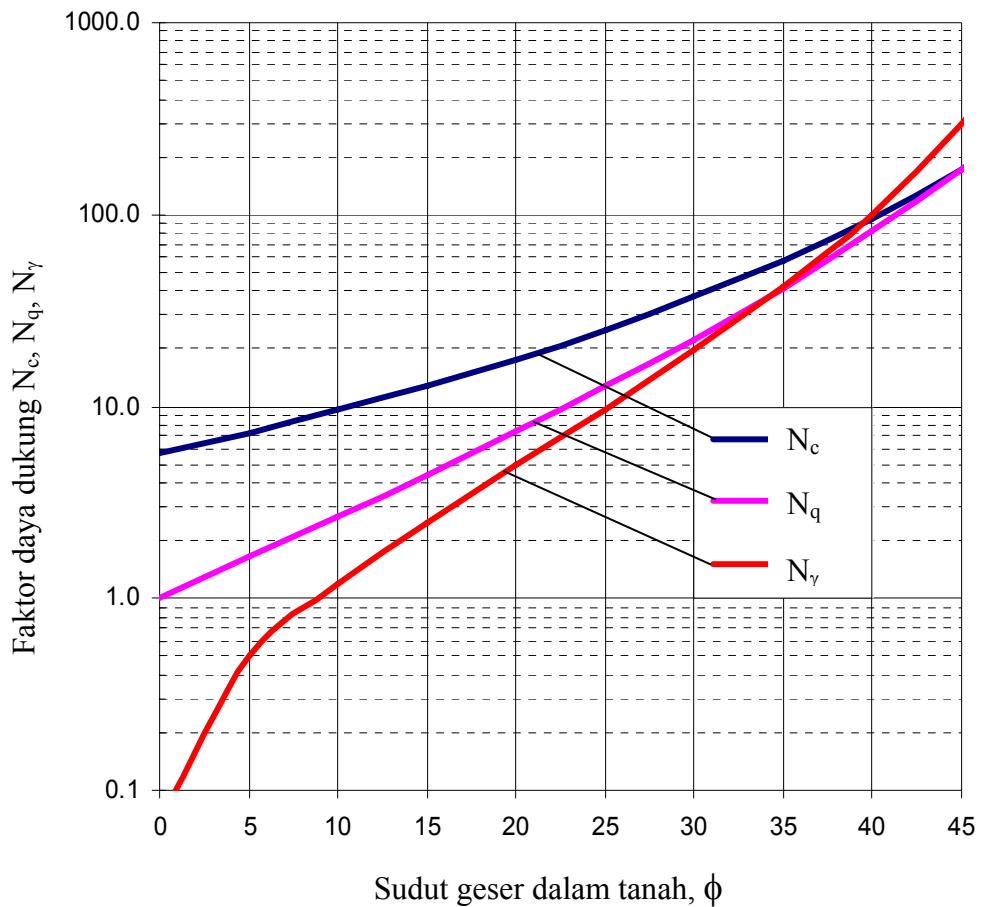
$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left[\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right] \tan \phi$$

2.4

Perlu diingat bahwa untuk pemakaian rumus-rumus diatas, satuan dari sudut harus dalam radian, sehingga perhitungannya akan memberi nilai yang konsisten. Selanjutnya, K_{py} adalah koefisien tekanan tanah pasife buatan Terzaghi, nilai tipikal dari koefisien tersebut untuk beberapa nilai sudut geser dalam ϕ dapat diambil menurut Tabel 2.2. Setelah dihitung ulang oleh Bowles (1988) dari grafik yang dikeluarkan Terzaghi). Pada tabel tersebut juga dicantumkan beberapa nilai faktor-faktor daya dukung untuk beberapa nilai sudut geser dalam tanah. Selanjutnya nilai-nilai tersebut digambarkan ke dalam grafik seperti pada Gambar 2.3.

Tabel 2.2. Nilai faktor daya dukung dihitung dari rumus Terzaghi

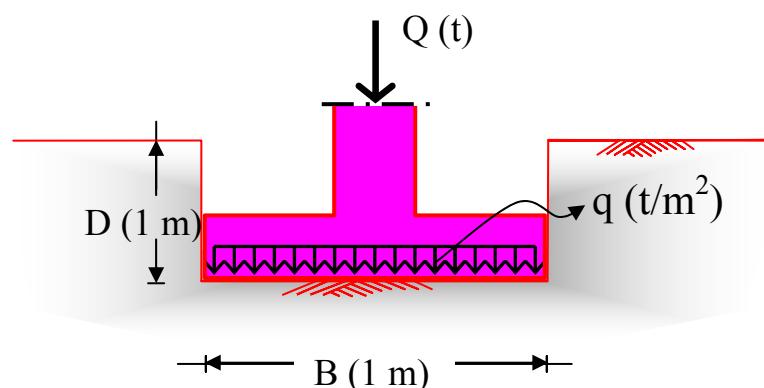
ϕ	N_c	N_q	N_γ	K_{py}
0	5.7	1.0	0.0	10
5	7.3	1.6	0.5	12
10	9.6	2.7	1.2	14
15	12.9	4.4	2.5	18
20	17.7	7.4	5.0	25
25	25.1	12.7	9.7	35
30	37.2	22.5	19.7	52
35	57.8	41.4	42.4	82
40	95.7	81.3	100.4	141
45	172.3	173.3	297.5	298
50	347.5	415.1	1153.2	800



Gambar 2.3. Nilai faktor daya dukung dari rumus Terzaghi

Contoh Kasus K2.1

Sebagai contoh untuk memprediksi daya dukung sebuah pondasi dangkal dengan menggunakan persamaan yang diajukan Terzaghi, diberikan kasus pondasi dangkal pada tanah pasir berikut. Gambar K.2.1.1 memperlihatkan sebuah pondasi bujursangkar dengan lebar 1 m yang ditanam dalam tanah pasir dengan kedalaman 1m. Tanah tersebut mempunyai sudut geser dalam $\phi=30^\circ$ dengan berat isi $\gamma=1.6 \text{ t/m}^3$ dan muka air tanah yang dalam sehingga tidak memberikan effek pada perhitungan daya dukung pondasi. Tahapan perhitungan (estimasi) daya dukung pondasi dapat dilakukan sebagai berikut:



Gambar K2.1.1 Daya dukung pondasi dengan rumus Terzaghi

Rumus Daya Dukung:

$$q_u = cN_c(s_c) + q'N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma(s_\gamma)$$

2.1

Rangkuman Data:

Berat isi , $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$

Kohesi , $c = 0 \text{ t/m}^2$

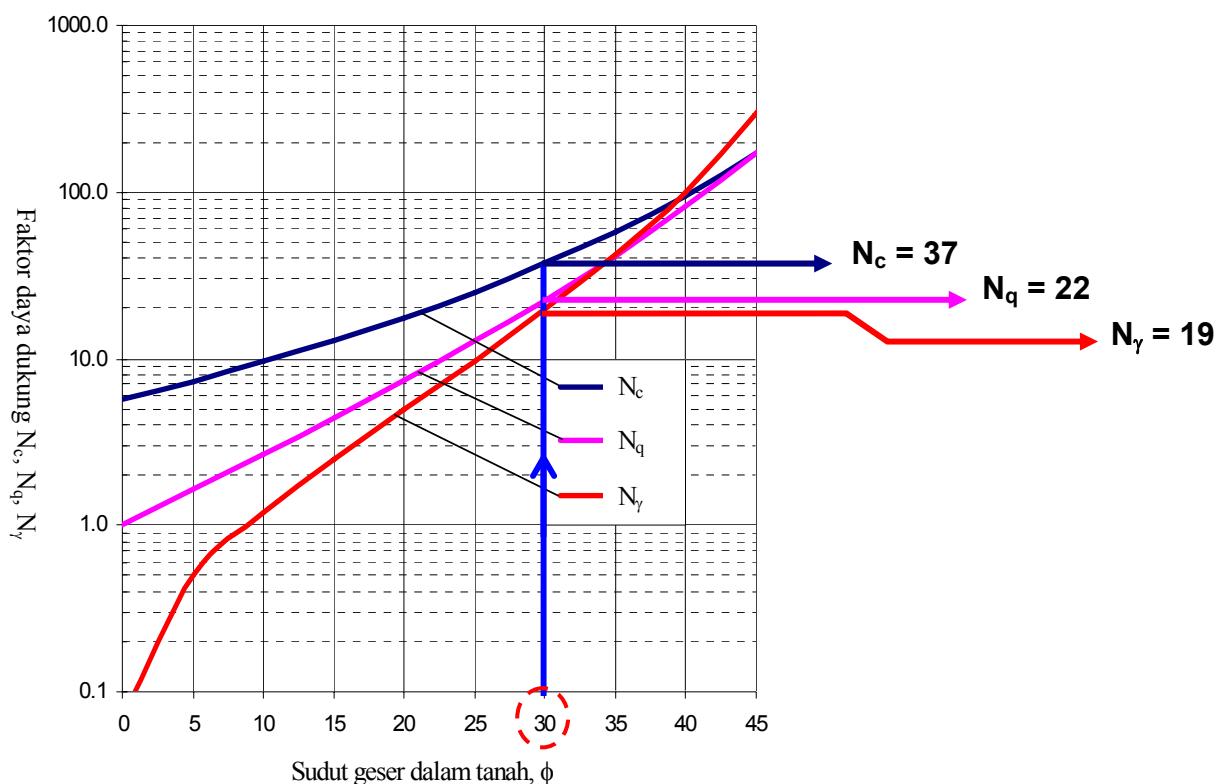
Sudut Geser dalam, $\phi = 30^\circ$

Kedalaman, $D = 1 \text{ m}$

Lebar, $B = 1 \text{ m}$

Nilai faktor daya dukung

Dengan memasukkan nilai sudut geser dalam, $\phi=30^\circ$ pada kurva daya dukung Terzaghi pada Gambar 2.3, yang selanjutnya ditampilkan dalam Gambar K2.1.2, maka diperoleh nilai-nilai faktor daya dukung sebagai berikut:



Gambar K2.1.2 Nilai faktor daya dukung dari rumus Terzaghi

Tegangan effektif akibat berat sendiri tanah pada kedalaman 1 m:
adalah nilai q' pada persamaan 2.1

Tegangan total

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma_1 \cdot 1 \text{ m} \\ &= 1,60 \text{ t/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \\ &= 1,60 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan air pori

$$u = 0,0 \text{ t/m}^2 \text{ (tidak ada air, sebab muka air tanah berada dibawah dari titik ini)}$$

Tegangan effektif

$$q' = \sigma - u = 1,60 \text{ t/m}^2$$

Faktor bentuk s_c dan s_γ (dapat dilihat pada Tabel 2.1):

$$\begin{aligned}s_c &= 1.3 \\ s_\gamma &= 0.8\end{aligned}$$

Memasukkan nilai-nilai diatas kedalam persamaan 2.1:

$$\begin{aligned}q_u &= (0 \text{ t/m}^2) (37) (1.3) + (1.6 \text{ t/m}^2) (22) + \frac{1}{2} (1.6 \text{ t/m}^3) (1 \text{ m}) (19) (0.8) \\ q_u &= 0 \text{ t/m}^2 + 35.2 \text{ t/m}^2 + 12.16 \text{ t/m}^2 \\ q_u &= 47.36 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Beban batas (ultimate) yang mampu ditahan oleh pondasi adalah:

$$\begin{aligned}Q_u &= (B \times B) \cdot q_u \\ &= (1 \text{ m} \times 1 \text{ m}) (47.36 \text{ t/m}^2) \\ &= (1 \text{ m}^2) (47.36 \text{ t/m}^2) \\ &= 47.36 \text{ ton}\end{aligned}$$

Beban izin (allowable) yang boleh diberikan pada pondasi bila faktor keamanan (SF) yang digunakan adalah 3 adalah:

$$\begin{aligned}Q_a &= Q_u / SF \\ &= 47.36 \text{ t} / 3 \\ &= 15.79 \text{ ton}\end{aligned}$$

Selanjutnya untuk membandingkan daya dukung pondasi telapak bujursangkar dan telapak persegi, maka diberikan contoh sebuah pondasi dangkal dengan panjang $L=10 \text{ m}$ dan lebar sisi $B=1 \text{ m}$ yang ditanam dalam tanah pasir dengan kedalaman $D=1 \text{ m}$. Tahapan perhitungan (estimasi) daya dukung pondasi dapat dilakukan dengan menganggapnya sebagai pondasi lajur karena $L>>B$ sebagai berikut:

Rumus Daya Dukung:

$$q_u = c N_c (s_c) + q' N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (s_\gamma)$$

2.1

Rangkuman Data:

Berat isi , $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$

Kohesi , $c = 0 \text{ t/m}^2$

Sudut Geser dalam, $\phi = 30^\circ$

Kedalaman, $D = 1 \text{ m}$

Panjang, $L = 10 \text{ m}$

Lebar, $B = 1 \text{ m}$

Nilai faktor daya dukung

Dengan memasukkan nilai sudut geser dalam, $\phi=30^\circ$ pada kurva daya dukung Terzaghi pada Gambar 2.3, maka diperoleh nilai-nilai faktor daya dukung (sama seperti contoh kasus sebelumnya) sebagai berikut:

$$N_c = 37, N_q = 22 \text{ dan } N_\gamma = 19$$

Tegangan effektif akibat berat sendiri tanah pada kedalaman 1 m:
adalah nilai q' pada persamaan 2.1

Tegangan effektif

$$q' = \sigma' = \sigma = 1,60 \text{ t/m}^2$$

Faktor bentuk s_c dan s_γ (dapat dilihat pada Tabel 2.1):

$$s_c = 1.0$$

$$s_\gamma = 1.0$$

Memasukkan nilai-nilai diatas kedalam persamaan 2.1:

$$q_u = (0 \text{ t/m}^2) (37) (1.0) + (1.6 \text{ t/m}^2) (22) + \frac{1}{2} (1.6 \text{ t/m}^3) (1 \text{ m}) (19) (1.0)$$

$$q_u = 50.4 \text{ t/m}^2$$

Beban batas (ultimate) yang mampu ditahan oleh pondasi adalah:

$$Q_u = (B \times L) \cdot q_u$$

$$= (1 \text{ m} \times 10 \text{ m}) (50.4 \text{ t/m}^2)$$

$$= 504 \text{ ton (atau 50.4 ton untuk tiap m panjang pondasi)}$$

Beban izin (allowable) yang boleh diberikan pada pondasi bila faktor keamanan (SF) yang digunakan adalah 3 :

$$Q_a = Q_u / SF$$

$$= 504 \text{ t} / 3$$

$$= 168 \text{ ton (atau 16.8 ton/m panjang pondasi)}$$

2.1.2. Teori Meyerhof, Hansen dan Vesic

Banyak peneliti-peneliti setelah Terzaghi yang mengusulkan teori tentang perhitungan daya dukung pondasi dangkal. Serupa dengan sebelumnya, parameter tanah yang digunakan masih tetap, namun ada perbaikan untuk kasus-kasus tertentu sehingga membuat rumusan menjadi umum. Secara garis besar, teori-teori tersebut masih mengadopsi apa yang telah dituliskan oleh Terzaghi. Namun terdapat beberapa perubahan terutama mengenai faktor daya dukung. Meyerhof membentuk rumusan baru untuk ketiga faktor daya dukung. Sedang Hansen dan Vesic hanya memperbaiki faktor daya dukung N_y . Hal ini terutama disebabkan rumusan faktor daya dukung Terzaghi terlalu rumit dan banyak mengandung nilai koefisien yang tidak menarik dan tidak jelas. Misalnya, koefisien K_{py} yang tidak mempunyai rumusan pasti dan sama sekali tidak sama dengan nilai K_p menurut teori Rankine.

Kapasitas daya dukung pondasi dangkal **Teori Meyerhof (1965)** ditulis sebagai berikut:

$$q_u = c N_c (s_c d_c i_c) + q' N_q (s_q d_q i_q) + \frac{1}{2} \gamma B N_y (s_y d_y i_y) \quad 2.5$$

dengan N_c, N_q, N_y adalah faktor kapasitas daya dukung Meyerhof tanpa satuan (non-dimensional) yang didapatkan hanya dari nilai sudut geser dalam tanah, ϕ

$s_c, d_c, i_c, s_q, d_q, i_q, s_y, d_y, i_y$ adalah faktor-faktor bentuk, kedalaman dan kemiringan beban seperti pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3 . Faktor bentuk (s=shape), kedalaman (d=depth) dan sudut beban (i=inclination) untuk rumus daya dukung Meyerhof

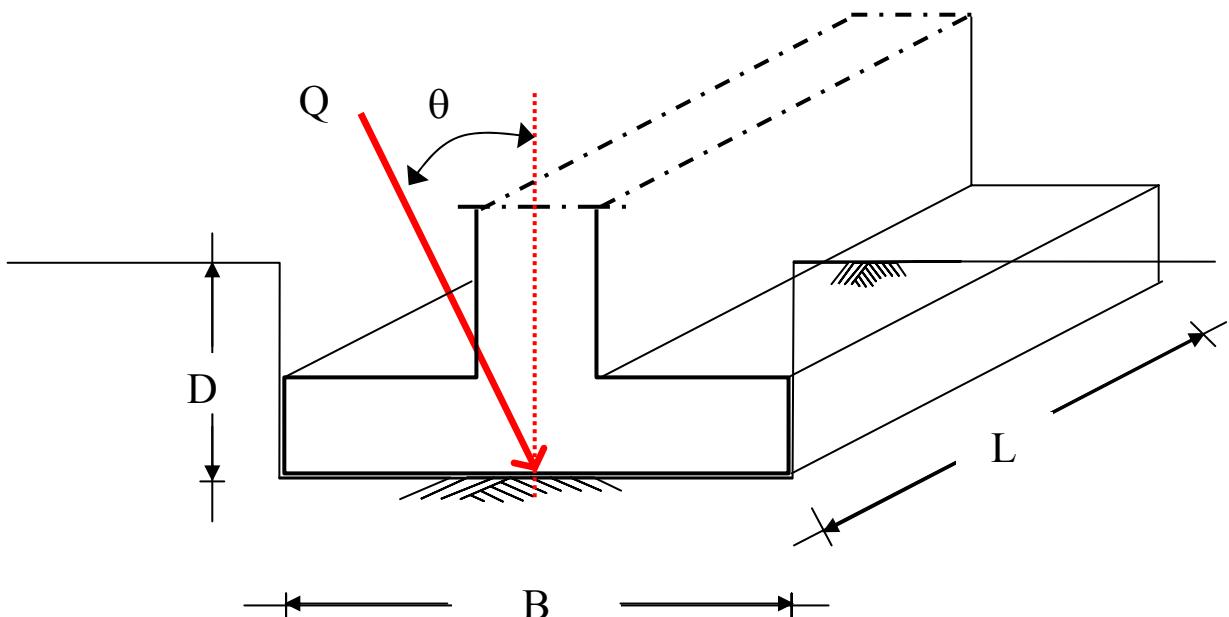
Faktor	Nilai ϕ	Rumus
s_c	semua nilai	$s_c = 1 + 0.2 K_p (B'/L')$
$s_q = s_y$	$\phi > 10$	$s_q = s_y = 1 + 0.1 K_p (B'/L')$
	$\phi = 0$	$s_q = s_y = 1$
d_c	semua nilai	$d_c = 1 + 0.2 (K_p)^{0.5} (D/B)$
$d_q = d_y$	$\phi > 10$	$d_q = d_y = 1 + 0.1 (K_p)^{0.5} (D/B)$
	$\phi = 0$	$d_q = d_y = 1$
$i_c = i_q$	semua nilai	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$
i_y	$\phi > 0$	$i_y = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$
	$\phi = 0$	$i_y = 0$

Nilai K_p yang digunakan Meyerhof adalah nilai dari Rankine:

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

2.6

Sudut beban (inclinasi) adalah sudut yang dibuat oleh beban terpusat terhadap sumbu vertikal seperti mengikuti aturan seperti pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4. Variabel pondasi telapak untuk rumus Meyerhof

Nilai faktor kapasitas daya dukung N_c , N_q , N_γ dari **Meyerhof** selanjutnya dapat dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan berikut:

$$N_c = [N_q - 1] \cot \phi$$

2.7

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

2.8

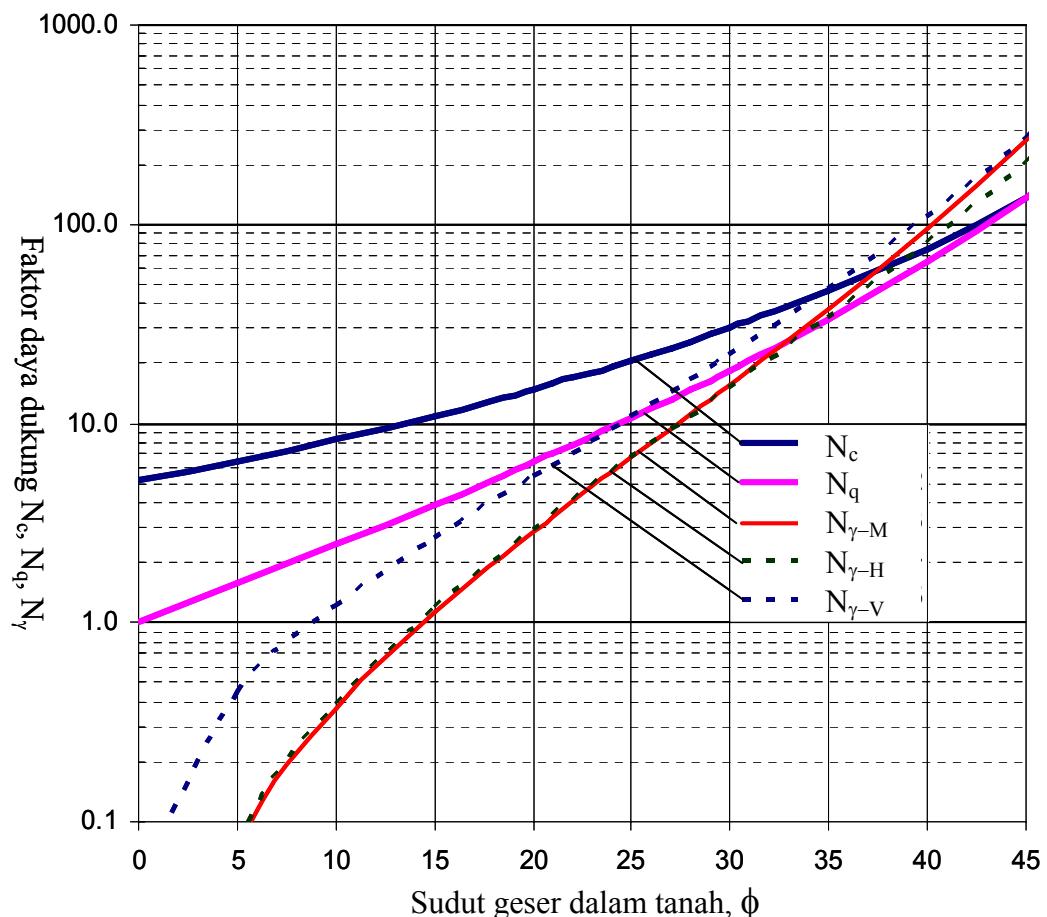
$$N_\gamma = [N_q - 1] \tan(1.4 \phi)$$

2.9

Hasil perhitungan faktor daya dukung dengan menggunakan rumusan dari Meyerhof dapat dilihat pada Tabel 2.4. dan selanjutnya diplotkan dalam Gambar 2.5. Pada tabel dan gambar tersebut juga dicantumkan hasil perhitungan dengan menggunakan teori Hansen dan Vesic. Dari perbandingan nilai faktor daya dukung N_c , N_q dan N_γ , maka dapat diperkirakan bahwa hasil perhitungan dari keempat teori tersebut secara berurutan yang akan memberikan nilai terbesar adalah Terzaghi, Vesic lalu diikuti Meyerhof atau Hansen tergantung nilai sudut geser dalam tanah, ϕ . Namun kenyataannya hasil perhitungan juga dipengaruhi oleh faktor-faktor tambahan s , d , i dan sebagainya.

Tabel 2.4. Nilai faktor daya dukung dihitung dari rumus Meyerhof, Hansen dan Vesic

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma\text{-Meyerhof}}$	$N_{\gamma\text{-Hansen}}$	$N_{\gamma\text{-Vesic}}$
0	5.14	1.00	0.0	0.0	0.0
5	6.49	1.57	0.1	0.1	0.4
10	8.34	2.47	0.4	0.4	1.2
15	10.98	3.94	1.1	1.2	2.6
20	14.83	6.40	2.9	2.9	5.4
21	15.81	7.07	3.4	3.5	6.2
22	16.88	7.82	4.1	4.1	7.1
23	18.05	8.66	4.8	4.9	8.2
24	19.32	9.60	5.7	5.7	9.4
25	20.72	10.66	6.8	6.8	10.9
26	22.25	11.85	8.0	7.9	12.5
27	23.94	13.20	9.5	9.3	14.5
28	25.80	14.72	11.2	10.9	16.7
29	27.86	16.44	13.2	12.8	19.3
30	30.14	18.40	15.7	15.1	22.4
35	46.12	33.30	37.2	33.9	48.0
40	75.31	64.20	93.7	79.5	109.4
45	133.87	134.87	262.7	200.8	271.7
50	266.88	319.06	873.9	568.6	762.9



Gambar 2.5. Nilai faktor daya dukung dari Meyerhof, Hansen dan Vesic

Kapasitas daya dukung pondasi dangkal **Teori Hansen** (1970) melengkapi teori yang telah diusulkan sebelumnya dengan menambahkan faktor kemiringan dari dasar pondasi terhadap tanah dasar dan dituliskan sebagai berikut:

$$q_u = c N_c (s_c d_c i_c g_c b_c) + q' N_q (s_q d_q i_q g_q b_q) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma) \quad 2.10a$$

Khusus untuk nilai $\phi = 0$ (tanah lempung normal undrained), Hansen memberikan:

$$q_u = 5.14 c_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - g'_c - b'_c) + q' \quad 2.10b$$

dimana c_u adalah nilai tahanan kohesi tanah lempung normal kondisi undrained yang diuji dengan menggunakan alat uji unconfined, uji triaksial unconsolidated undrained (UU-test) atau uji geser langsung (direct shear test).

N_c dan N_q adalah faktor kapasitas daya dukung dari Meyerhof

$s_c, d_c, i_c, g_c, b_c, s_q, d_q, i_q, g_q, b_q, s_\gamma, d_\gamma, i_\gamma, g_\gamma, b_\gamma$ adalah faktor-faktor bentuk, kedalaman, sudut beban, kemiringan muka tanah dan kemiringan dasar pondasi seperti pada Tabel 2.5 (untuk rumusan Hansen). Tanda petik pada faktor-faktor ini (misalnya pada s'_c) hanya untuk tanah dengan nilai $\phi=0$.

Hansen menetapkan nilai N_γ adalah:

$$N_\gamma = 1.5 [N_q - 1] \tan \phi \quad 2.11$$

Vesic (1973) tidak membuat rumusan daya dukung, melainkan menggunakan teori kapasitas daya dukung Hansen. Vesic membuat rumusan koefisien N_γ baru dan disesuaikan dengan nilai dari hasil perhitungan N_γ Terzaghi yang terlalu rumit. Sehingga bila di plotkan dalam grafik yang menghubungkan nilai ϕ dan N_γ , maka gambarnya akan serupa dan hampir berimpit dengan milik Terzaghi. Faktor-faktor tambahan yang diberikan Vesic dituliskan pada Tabel 2.6.

Vesic menetapkan nilai N_γ sebagai:

$$N_\gamma = 2 [N_q - 1] \tan \phi \quad 2.12$$

Walaupun teori-teori daya dukung telah disempurnakan mulai dari bentuk awalnya yang sederhana dan menjadi begitu rumit, namun dalam aplikasinya masih tetap terdapat kendala-kendala. Seperti misalnya dalam aplikasi untuk perhitungan kapasitas daya dukung pondasi yang berbentuk segitiga atau bersudut tidak persegi. Untuk itu tetap diperlukan asumsi-asumsi untuk menyederhanakan permasalahan sedemikian rupa sehingga rumusan yang rumit tersebut dapat digunakan dengan baik.

Pada perkembangan selanjutnya, banyak rumus-rumus untuk menghitung kapasitas daya dukung pondasi dengan bentuk dan kondisi yang tidak sesuai dengan rumusan klasik justru dibuat lebih sederhana dengan berdasarkan pada hasil-hasil pengujian langsung baik

dengan menggunakan skala kecil di laboratorium maupun skala besar lapangan. Rumusan-rumusan ini akan dibahas tersendiri dalam bagian selanjutnya di buku ini.

Dalam mempergunakan rumusan-rumusan klasik, perlu diperhatikan kondisi dari tanah di lapangan. Parameter tanah juga harus diteliti dan diuji serta disesuaikan dengan tujuan dari penggunaan parameter tanah tersebut. Hasil perhitungan akan jauh menyimpang dari kondisi sebenarnya apabila parameter tanah yang diperoleh tidak sesuai dengan tujuan dan rumusannya. Walaupun faktor keamanan yang digunakan untuk mereduksi kesalahan dan ketidak pastian cukup besar (minimal = 3) tetapi bila terjadi estimasi yang jauh menyimpang, maka kegagalan/keruntuhan dari sistem pondasi-tanah akan tetap terjadi.

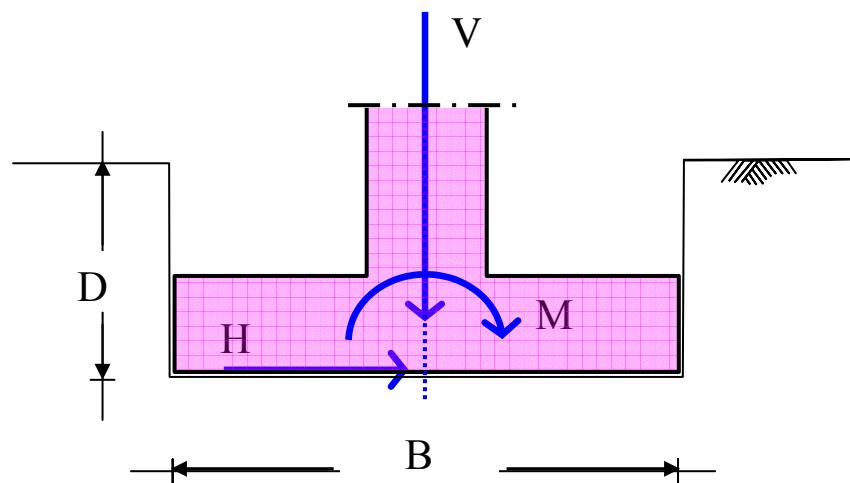
Tabel 2.5. Faktor bentuk (s=shape), kedalaman (d=depth), sudut beban (i=inclination), kemiringan muka tanah (g=ground) dan kemiringan dasar (b=base) dari Hansen

Faktor	Rumus	Keterangan
bentuk	$s'_c = 0.2 (B'/L')$	
kedalaman	$d'_c = 0.2 k (B/L)$	$k = D/B$, untuk $D \leq B$ $k = \tan^{-1}(D/B)$ radian, untuk $D > B$
sudut beban	$i'_c = \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 - \frac{H}{A' c_a}} \right)$	$H = Q \sin \theta$ (lihat Gbr. 2.4 atau 2.7.a) $A' = \text{luas dasar pondasi yang tertekan}$ $A' = B'L'$ (lihat Gbr 2.6.a) c_a diambil berkisar $\frac{2}{3} c_u$ hingga c_u
muka tanah	$g'_c = (\beta^\circ / 147^\circ)$	$\beta = \text{kemiringan muka tanah}$ (Gbr. 2.7.a)
kemiringan dasar	$b'_c = (\eta^\circ / 147^\circ)$	$\eta = \text{kemiringan dasar pondasi}$ (Gbr. 2.7.b)
bentuk	$s_c = 1 + (N_q/N_c) \cdot (B'/L')$	untuk pondasi menerus $s_c = 1$
	$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi$	-
	$s_\gamma = 1 - 0.4 (B'/L')$	-
kedalaman	$d_c = 1 - 0.4 k$	k seperti keterangan diatas
	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$	
	$d_\gamma = 1$	untuk semua nilai ϕ
sudut beban	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	
	$i_q = \left(1 - \frac{0.5 H}{V + A' c_a \cot \phi} \right)^5$	$V = Q \cos \theta$ (lihat Gbr. 2.4 atau 2.7.a) i_q harus > 0
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ) H}{V + A' c_a \cot \phi} \right)^5$	$\eta = \text{sudut kemiringan dasar pondasi}$ dihitung nilai positif terhadap horizontal (Gbr. 2.7.b) i_γ harus > 0
muka tanah	$g_c = 1 - (\beta^\circ / 147^\circ)$	Harus dipenuhi : $\beta + \eta \leq 90^\circ$ Untuk tanah berbutir $\beta \leq \phi$
	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$	
kemiringan dasar	$b_c = 1 - (\eta^\circ / 147^\circ)$	
	$b_q = e^{(-2 \eta \tan \phi)}$	
	$b_\gamma = e^{(-2.7 \eta \tan \phi)}$	

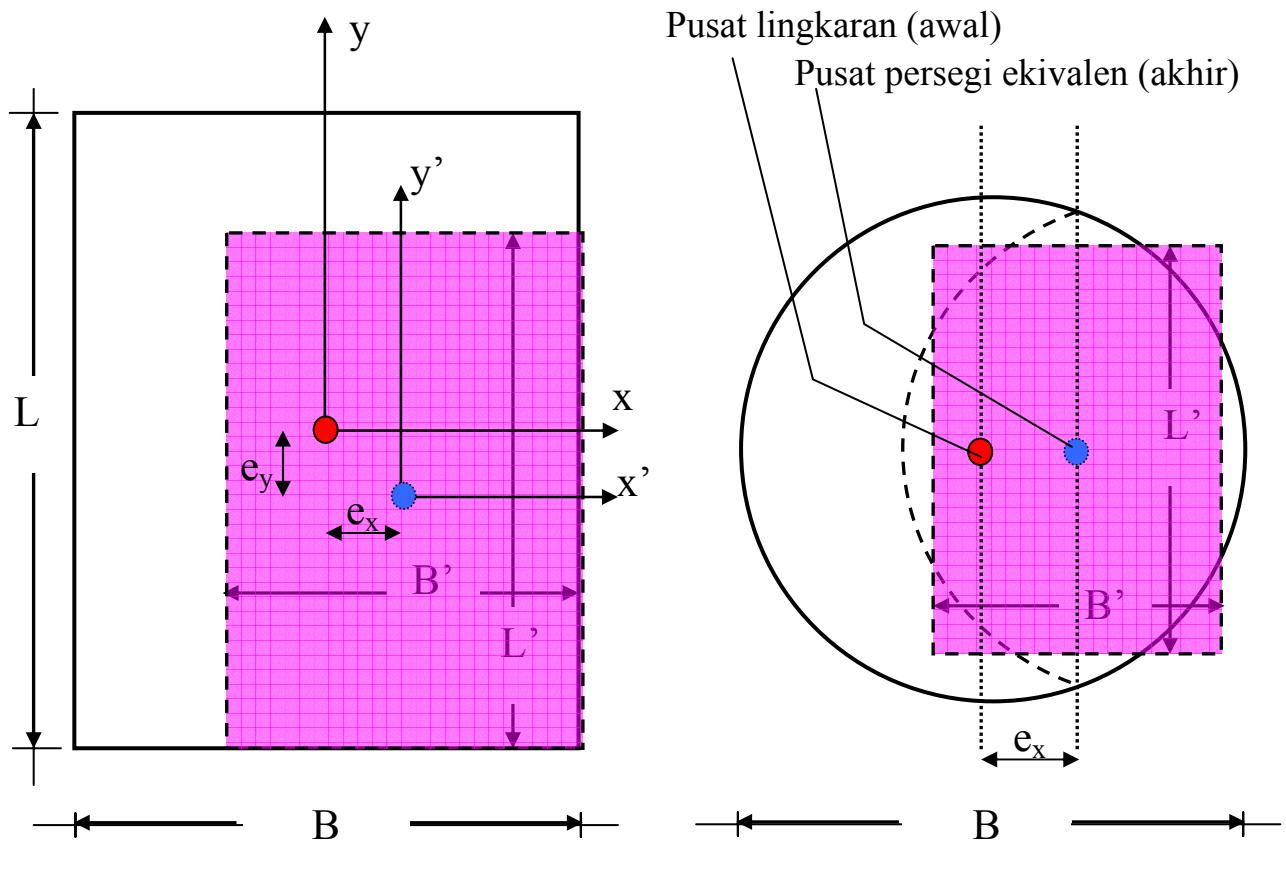
Tabel 2.6. Faktor bentuk (s=shape), kedalaman (d=depth), sudut beban (i=inclination), kemiringan muka tanah (g=ground) dan kemiringan dasar (b=base) dari Vesic

faktor	rumus	Keterangan
bentuk	$s'_c = 0.2 (B'/L')$	sama dengan Hansen
kedalaman	$d'_c = 0.2 k (B/L)$	sama dengan Hansen
sudut beban	$i'_c = 1 - \frac{m H}{A' c_a N_c}$	<p>bila H searah dengan lebar B maka: $m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$</p> <p>bila H searah dengan lebar L maka: $m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$</p>
muka tanah	$g'_c = (\beta^\circ / 147^\circ)$	sama dengan Hansen
kemiringan dasar	$b'_c = (\eta^\circ / 147^\circ)$	sama dengan Hansen
bentuk	$s_c = 1 + (N_q/N_c).(B'/L')$	sama dengan Hansen
	$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi$	sama dengan Hansen
	$s_\gamma = 1 - 0.4 (B'/L')$	sama dengan Hansen
kedalaman	$d_c = 1 - 0.4 k$	sama dengan Hansen
	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$	sama dengan Hansen
	$d_\gamma = 1$	sama dengan Hansen
sudut beban	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	sama dengan Hansen
	$i_q = \left(1 - \frac{0.5 H}{V + A' c_a \cot \phi} \right)^m$	V dan H lihat Gbr. 2.4 atau 2.7.a m seperti keterangan diatas i_q harus > 0
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' c_a \cot \phi} \right)^{m+1}$	i_γ harus > 0
muka tanah	$g_c = 1 - (\beta^\circ / 147^\circ)$	sama dengan Hansen
	$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$	Untuk panah berbutir $\beta \leq \phi$
kemiringan dasar	$b_c = 1 - (\eta^\circ / 147^\circ)$	Satuan η disini dalam radian (bukan $^\circ$)
	$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \phi)^2$	Satuan η disini dalam radian (bukan $^\circ$)

Perbedaan nilai-nilai daya dukung dari teori-teori klasik terutama adalah pada nilai N_γ . Misalnya untuk nilai sudut geser dalam $\phi = 20^\circ$ nilai tersebut mempunyai rentang perbedaan sekitar 3.0 hingga 5.5 dan untuk nilai $\phi = 40^\circ$ mempunyai rentang perbedaan sekitar 80 hingga 110. Walaupun demikian, nilai tersebut secara keseluruhan relatif tidak besar pengaruhnya terhadap nilai kapasitas daya dukung. Sehingga, meski secara teori nilai tersebut sangat menarik untuk dibahas, akan tetapi untuk keperluan praktis hal tersebut tidak terlalu penting untuk dijabarkan lebih lanjut.

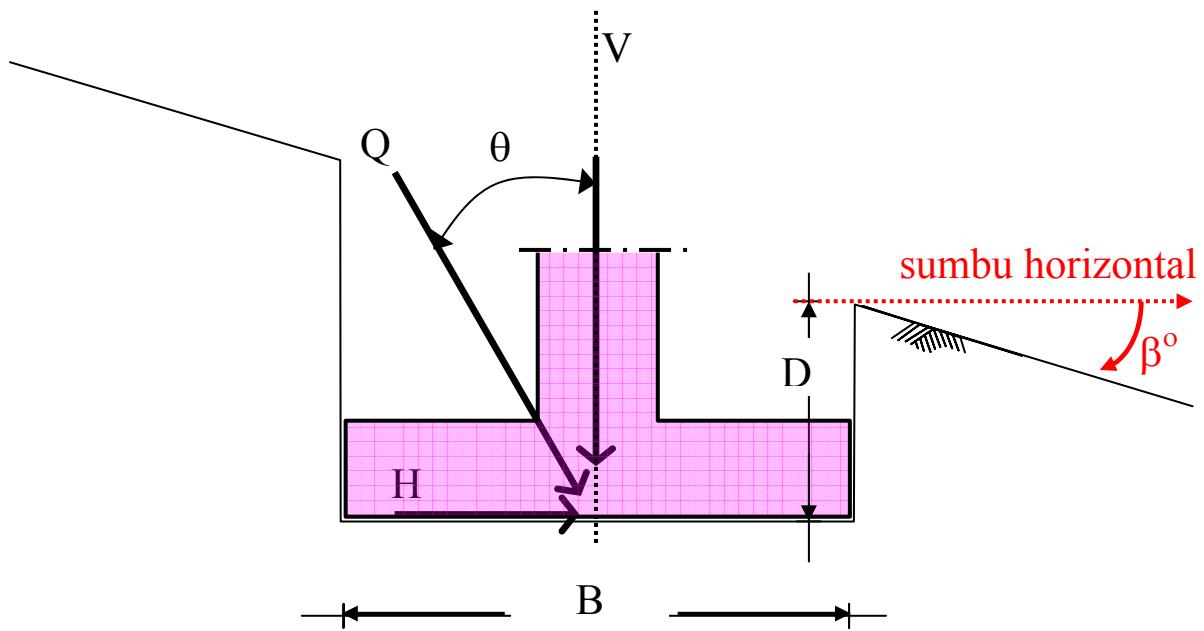


a. Beban pondasi dengan momen (M)

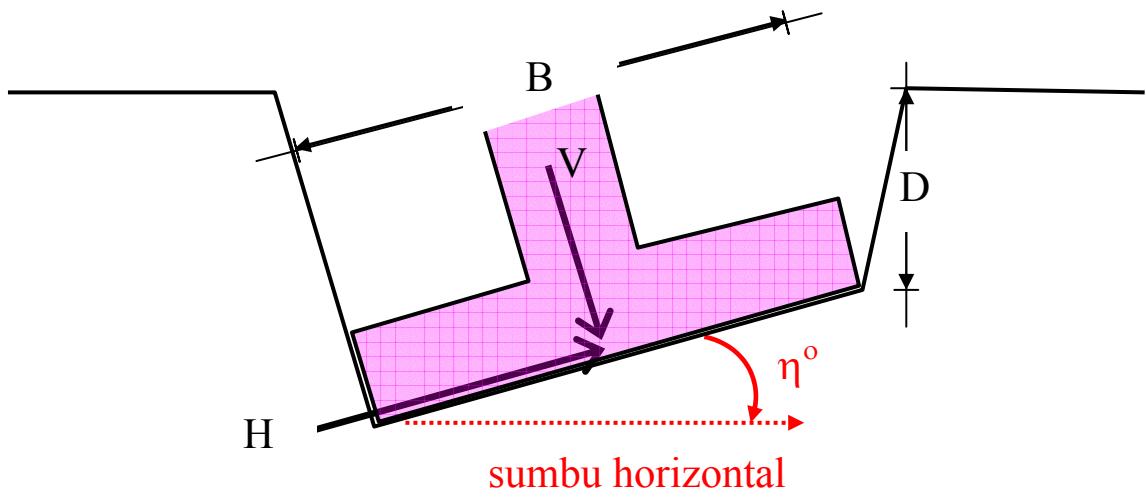


b. Luas efektif dari dasar pondasi akibat eksentrisitas $e_x = M_y/V$ dan $e_y = M_x/V$
 $(M_x$ adalah momen berporos putar di sumbu x dan M_y berporos di sumbu y)

Gambar 2.6. Pondasi dengan beban terpusat dan momen



a. Pondasi pada sebuah lereng (muka tanah miring)



b. Pondasi dengan dasar miring

Gambar 2.7. Pondasi pada kemiringan atau berlantai dasar miring

Diskusi

Kapasitas daya dukung dari teori-teori klasik memang sangat menarik untuk dibahas mendalam. Walaupun teori ini dibuat telah berpuluhan tahun yang lalu, dengan berdasarkan pada percobaan sederhana dan menggunakan parameter tanah yang ala kadarnya (hanya menggunakan parameter tanah γ , c dan ϕ) namun telah banyak diterapkan dalam pekerjaan praktis dan tidak mengecewakan hasilnya. Percobaan khusus untuk membuktikan rumusan mana yang paling tepat telah dilakukan oleh beberapa peneliti. Percobaan-percobaan dengan skala yang besar sangat jarang dilakukan mengingat biaya yang mahal. Hanya percobaan untuk pekerjaan / kegiatan maha penting yang menuntut ketelitian tinggi saja perlu dilakukan untuk membuat kesimpulan bahwa penggunaan satu rumusan tertentu lebih tepat dibanding yang lain.

Rumus buatan Terzaghi yang menjadi dasar dari rumus-rumus lain memang yang paling sering dan disukai untuk digunakan. Alasan utama adalah rumus tersebut sangat sederhana dan tidak banyak melibatkan faktor-faktor lain seperti faktor bentuk, kedalaman, kemiringan beban, muka tanah dan dasar pondasi. Namun disana pulalah letak dari kekurangan rumus tersebut. Sehingga rumus Terzaghi dapat digunakan dengan baik untuk kasus pondasi menerus dengan beban terpusat pada sumbu tengah pondasi. Rumus ini mestinya tidak digunakan untuk merencanakan pondasi yang memikul beban dari kolom yang meneruskan beban dengan momen dan gaya horizontal.

Rumus Meyerhof dan Hansen sangat penting untuk digunakan dibanding dengan rumus Vesic. Namun rumus Vasic juga perlu digunakan sebagai pembanding dari perhitungan rumus Hansen untuk kasus pondasi pada lereng atau dengan dasar miring (Gambar 2.7). Perkiraan pemilihan penggunaan rumus-rumus klasik dapat dilihat seperti pada Tabel 2.7.

Sebagai bahan tambahan dalam mengambil nilai faktor daya dukung N_c , N_q dan N_γ , sebaiknya tidak menggunakan cara interpolasi dari tabel yang disediakan. Hal ini mengingat cara tersebut akan memberikan simpangan yang cukup besar. Untuk nilai yang tidak tercantum dalam tabel, sebaiknya ditentukan dari grafik faktor daya dukung atau menggunakan rumus yang disediakan. Untuk nilai sudut geser dalam tanah ϕ yang lebih besar dari 25° , penggunaan rumus untuk menghitung faktor daya dukung N_c , N_q dan N_γ sangat dianjurkan, mengingat faktor-faktor tersebut akan meningkat dengan tajam setelah sudut geser lebih besar dari 25° .

Rumus-rumus klasik diatas dibuat berdasarkan keruntuhan yang terjadi pada tanah padat (dense) atau dapat digunakan untuk tanah keras (stiff) dengan keruntuhan yang terjadi pada tanah dikenal sebagai keruntuhan menyeluruh (general shear failure). Sedangkan untuk penggunaan pada tanah yang lepas (loose) atau agak lunak (medium to soft), maka nilai parameter kekuatan harus dikurangi hingga duapertiga dari nilai aslinya, atau dituliskan:

$$c' = \frac{2}{3} c$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right)$$

2.13

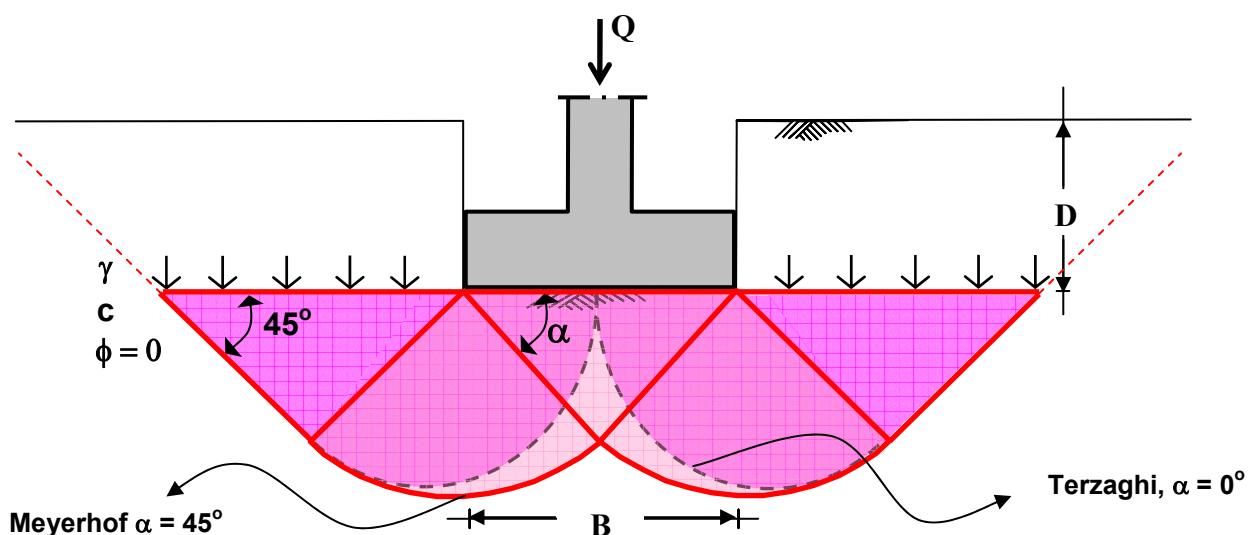
Pengurangan nilai parameter tahanan geser tersebut dilakukan pada awal proses perhitungan. Selanjutnya nilai faktor daya dukung dihitung dengan menggunakan nilai yang telah direduksi tersebut. Untuk kasus tanah lunak hingga sangat lunak (atau sangat lepas untuk tanah pasir), rumusan klasik sebaiknya tidak digunakan secara langsung. Rumus daya dukung pondasi untuk kasus pada tanah lunak dan sangat lunak akan dibahas pada bagian tersendiri dalam buku ini.

Tabel 2.7. Penggunaan rumus klasik

Rumus	Penggunaan terbaik untuk kasus-kasus
Terzaghi	Beban terpusat vertikal, tanah sangat kohesif, kedalaman pondasi kurang dari lebarnya ($D \leq B$), sebagai pembanding rumus yang lain
Meyerhof	Untuk semua kasus tergantung kesukaan sesuai dengan kasusnya
Hansen	Untuk semua kasus, untuk kasus dengan permukaan tanah miring dan/atau dasar pondasi yang miring, untuk kasus dengan kedalaman lebih dari lebarnya ($D \geq B$)
Vesic	Untuk kasus dengan permukaan tanah miring dan/atau dasar pondasi yang miring, untuk kasus dengan kedalaman lebih dari lebarnya ($D \geq B$)

Terzaghi mengasumsikan bahwa zona tekanan aktif dibawah dasar pondasi mempunyai sudut sama dengan sudut geser ϕ , sedangkan Meyerhof (juga Hansen) mengasumsikan bahwa zone tekanan aktif mempunyai sudut serupa dengan tekanan aktif Rankine ($45 + \frac{\phi}{2}$) seperti ditunjukkan pada pada Gambar 2.2. Dengan demikian seharusnya nilai daya dukung Terzaghi memberikan nilai yang lebih kecil dibandingkan dengan yang lain. Namun pada kenyataannya di dalam beberapa kasus, hal tersebut tidak terbukti dan merupakan hal yang memang masih meragukan. Sebagai ilustrasi yang cukup mencolok mengenai perbedaan asumsi zona tekanan dibawah pondasi adalah untuk tanah kohesif dengan sudut geser nol, seperti ditunjukkan pada Gambar 2.8.

Penulis menganjurkan untuk pekerjaan praktis, sebaiknya semua metoda tersebut diatas digunakan secara terpisah (dengan parameter tanah yang sama). Selanjutnya nilai yang diambil untuk keperluan disain adalah nilai terkecil yang logis dari kesemua metoda. Dapat pula digunakan nilai rata-rata dari beberapa nilai yang dianggap memberikan prediksi daya dukung yang baik (meyakinkan). Namun tetap harus diperhatikan penggunaan metoda yang sesuai dengan kasus-kasus yang dihadapi seperti pada Tabel 2.7 diatas.



Gambar 2.8. Asumsi bidang keruntuhan untuk tanah kohesif dengan $\phi=0$

2.2. Pengaruh muka air tanah terhadap daya dukung pondasi dangkal

Penurunan formula klasik untuk mengestimasi daya dukung pondasi pada awalnya tidak mempertimbangkan kedalaman muka air tanah. Padahal pada kenyataan di lapangan, sering terdapat muka air tanah yang secara langsung maupun tidak langsung mempengaruhi segala kegiatan yang berkaitan dengan pekerjaan pondasi termasuk daya dukungnya. Perubahan estimasi daya dukung pondasi akibat pengaruh muka air tanah telah diusulkan beberapa orang sebelumnya antara lain dalam Das (1990), Liu dan Evett (1998) dan McCarthy (1977).

Pada tanah-tanah yang mempunyai sifat kembang susut yang tinggi, untuk menghindari pengaruh kembang susut pada tanah sebaiknya dasar pondasi diletakkan dibawah muka air tanah. Hal ini untuk menghindari pengangkatan dan penurunan yang terjadi akibat perubahan kedalaman muka air tanah.

Pada banyak kasus nyata di lapangan, muka air tanah berada pada level yang beragam pula. Adanya muka air tanah ini harus disertakan dalam perhitungan daya dukung pondasi. Secara garis besar terdapat empat kasus tipikal dimana elevasi muka air tanah memberikan pengaruh yang berbeda pada perhitungan daya dukung pondasi. Kasus yang pertama adalah muka air tanah tidak mempengaruhi perhitungan daya dukung, yaitu bilamana letak muka air tanah dari dasar pondasi berjarak sama atau lebih dari lebar pondasi. Pada bagian berikut ini dibahas pengaruh muka air tanah terhadap perhitungan daya dukung pondasi dengan menggunakan rumusan klasik.

a. Muka air tanah pada/diatas permukaan tanah

Kasus ini sering terjadi pada daerah-daerah yang secara alami tergenang, terutama pada musim basah (penghujan). Contoh daerah yang biasanya selalu atau sering tergenang adalah daerah rawa, sekitar tepian sungai, daerah tepian danau dan daerah muara. Pada keadaan dimana muka air tanah berada tepat atau diatas muka air tanah, maka dapat dianggap bahwa tanah berada pada kondisi jenuh air. Sehingga berat volume tanah adalah berat volume dalam keadaan jenuh, γ_{sat} . Untuk memasukkan pengaruh tersebut, maka pada perhitungan dengan rumusan klasik harus menggunakan berat volume effektif. Bila rumus Terzaghi digunakan, maka dapat dituliskan seperti pada persamaan 2.14. Penggunaan berat volume effektif serupa juga harus dilakukan pada rumusan dari pengusul-pengusul lainnya seperti Meyerhof, Hansen dan Vesic. Dapat dilihat dari persamaan tersebut bahwa pada kasus di tanah lempung jenuh dengan $\phi=0$ (sehingga $N_q = 1$ dan $N_\gamma = 0$), keberadaan muka air tanah secara teori tidak ada pengaruhnya pada perhitungan daya dukung pondasi. Namun perlu diketahui bahwa pengaruh air secara tidak langsung telah tercantum dalam nilai kohesi, c dari tanah tersebut.

$$q_u = cN_c(s_c) + q' N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma (s_\gamma)$$

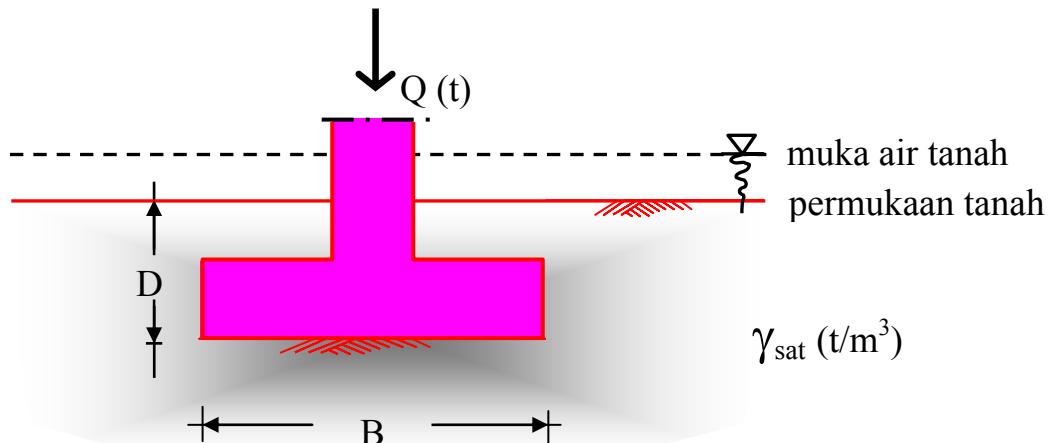
2.14

Dimana: $q' = \gamma' D$

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

γ_{sat} = adalah berat volume tanah dalam keadaan jenuh air

γ_w = adalah berat volume air (dapat diambil = 1 t/m³)



Gambar 2.9. Muka air tanah diatas permukaan tanah

b. Muka air tanah diantara dasar pondasi dan permukaan tanah

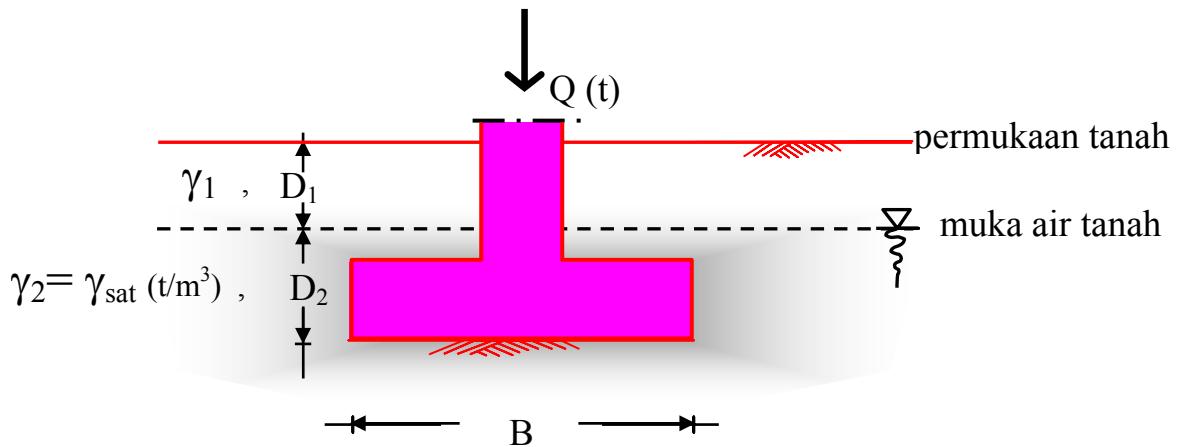
Pada daerah dengan muka air tanah yang dangkal, maka sering terjadi dasar pondasi harus diletakan dibawah muka air tanah. Walaupun dalam pelaksanaan pekerjaan konstruksi pondasi cukup menyulitkan, keadaan ini dapat terjadi dikarenakan pertimbangan akan daya dukung sehingga perletakan dasar pondasi direncanakan berada dibawah muka air tanah. Daerah yang biasanya mempunyai muka air tanah yang tinggi adalah daerah pasang surut, daerah reklamasi (timbunan), daerah rawa atau daerah tepian sungai dan danau serta muara. Pada keadaan dimana muka air tanah berada diantara muka tanah dan dasar pondasi, maka bagian tanah yang berada diatas muka air tanah bersifat kering (lembab) dan yang berada dibawah muka air tanah pada kondisi jenuh air. Pada kondisi ini, berat volume tanah dibawah muka air tanah dianggap berada dalam keadaan jenuh, γ_{sat} . Sehingga dalam perhitungan dengan harus menggunakan berat volume yang sesuai dengan keadaan tanah pada titik tinjauan, dan tentu secara prinsip harus tetap mempergunakan berat volume effektif dari tanah. Bila rumus Terzaghi digunakan, maka dapat dituliskan seperti pada persamaan 2.15. Hal serupa harus dilakukan pada rumusan Meyerhof, Hansen dan Vesic.

$$q_u = cN_c(s_c) + q' N_q + \frac{1}{2} (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) B N_\gamma (s_\gamma) \quad 2.15$$

dengan:

$$q' = \gamma_l D_1 + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) D_2 \quad 2.16$$

D_1 dan D_2 masing-masing adalah kedalaman lapisan tanah (Gambar 2.10).



Gambar 2.10. Muka air tanah diatas dasar pondasi

Kasus ini merupakan kasus yang cukup sering terjadi di lapangan. Untuk itu pemahaman terhadap pengaruh muka air tanah dalam analisis daya dukung pondasi harus benar-benar tepat. Pemahaman ini akan lebih baik apabila konsep tegangan effektif pada mekanika tanah dapat dimengerti dengan baik. Untuk itu sangat dianjurkan dalam memahami bagian ini, pembaca kembali meninjau mengenai konsep tegangan dalam masa tanah yang dijelaskan pada bab mengenai mekanika tanah sebelum ini.

c. Muka air tanah dibawah dasar pondasi

Apabila muka air tanah tidak cukup dalam sehingga berada sedikit dibawah dasar pondasi, maka kesulitan akan mulai timbul dalam mempergunakan rumus daya dukung klasik dengan baik. Beberapa penulis telah mengusulkan untuk mempergunakan rumusan tertentu dengan dasar pertimbangannya masing-masing. Sebagai contoh Bowles (1988) telah mengusulkan untuk mempergunakan rumusan yang mempertimbangkan juga sudut geser tanah, kedalaman muka air tanah, lebar pondasi, berat volume tanah diatas muka air tanah dan berat volume tanah dibawah muka air tanah. Secara matematis rumusan yang diusulkan dengan menggunakan persamaan kwadrat tersebut cukup beralasan namun menyulitkan untuk digunakan. Bahkan akhirnya yang bersangkutan mengusulkan pula untuk mengabaikan pengaruh muka air tanah yang berada dibawah dasar pondasi dengan alasan memberikan pengaruh yang tidak terlalu signifikan.

Penulis lain (Das, 1990) mengusulkan rumusan lebih sederhana untuk memasukkan pengaruh muka air pada rumusan daya dukung. Rumusan tersebut adalah dengan mengambil nilai berat volume dengan memasukkan nilai berat volume diatas dan dibawah muka air tanah atau dituliskan (untuk Terzaghi) sebagai berikut:

$$q_u = cN_c(s_c) + q' N_q + \frac{1}{2} \gamma_R B N_\gamma (s_\gamma)$$

2.17

dengan: $\gamma_R = \gamma' + \frac{D_w}{B} (\gamma_1 - \gamma')$

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

D_w = kedalaman muka air tanah (m.a.t) dari dasar pondasi

Nilai D_w harus lebih kecil dari B

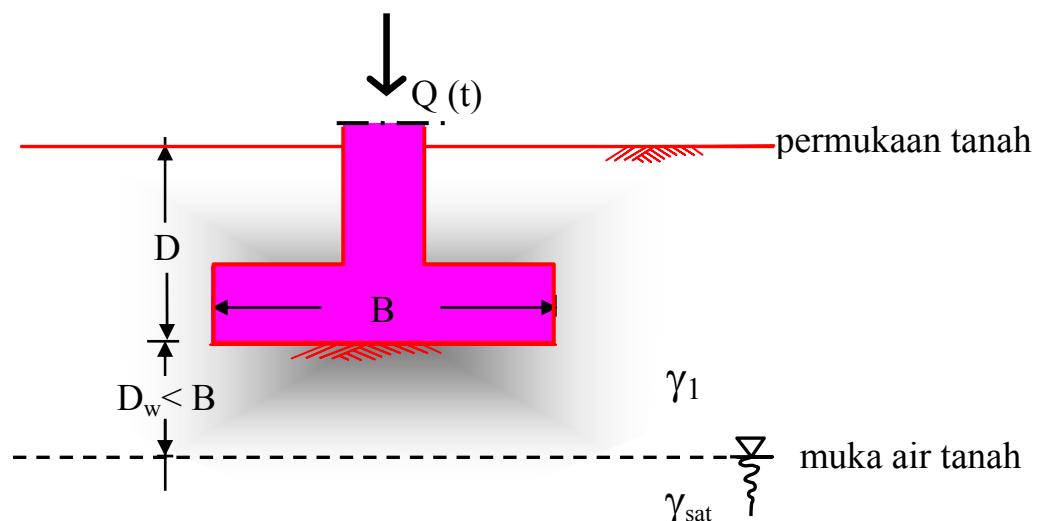
Dengan mempertimbangkan kasus-kasus muka air tanah sebelumnya dan beberapa usulan dari penulis terdahulu, maka diusulkan untuk mempertimbangkan pengaruh muka air tanah yang lebih rasional dengan digunakan persamaan berikut:

$$\gamma_R = \frac{D_w}{B} \gamma_1 + \left(1 - \frac{D_w}{B}\right) \gamma'$$

2.18

Usulan penggunaan γ_R diatas hanya berlaku untuk nilai D_w lebih kecil atau sama dengan B . Sedangkan untuk nilai D_w yang lebih besar dari lebar pondasi B , pengaruh keberadaan muka air tanah terhadap estimasi daya dukung pondasi dapat diabaikan.

Sebagaimana pengaruh keberadaan muka air tanah sebelumnya, penggunaan rumus klasik lainnya (Meyerhof, Hansen dan Vesic) untuk kasus muka air tanah berada dibawah pondasi ini harus pula disesuaikan yaitu dengan mengambil nilai parameter tanah seperti persamaan 2.18. Untuk itu juga perlu diperhatikan nilai-nilai diatas harus sesuai seperti pada Gambar 2.11 berikut.



Catatan: Bila $D_w > B$, tidak ada effek m.a.t

Gambar 2.11. Muka air tanah dibawah dasar pondasi

Untuk kemudahan pelaksanaan pekerjaan pondasi, sebaiknya pondasi direncanakan sedemikian rupa sehingga dasar pondasi berada diatas muka air tanah. Untuk mengambil nilai yang relatif aman dan kemudahan perhitungan, apabila muka air tanah berada dekat dengan dasar pondasi ($D_w < B$) daya dukung pondasi dapat diperhitungkan seperti berikut:

$$q_u = cN_c(s_c) + q' N_q + \frac{1}{2} \gamma_{\min} B N_y (s_y)$$

2.19

Dimana: $q' = \gamma D$

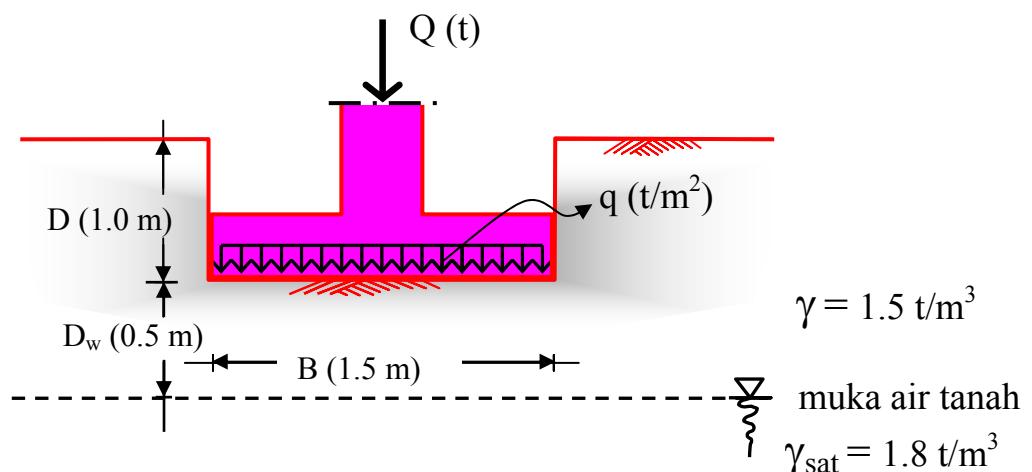
γ_{\min} = nilai terkecil dari γ_1 atau $(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$

D_w = kedalaman muka air tanah dihitung dari dasar pondasi

Bila nilai $D_w > B$, maka digunakan nilai γ dalam perhitungan.

Kasus K2.2

Sebagai contoh untuk memprediksi daya dukung sebuah pondasi dangkal dengan pengaruh keberadaan muka air tanah, diberikan kasus pondasi dangkal pada tanah pasir berlempung berlapis. Gambar K.2.2.1 memperlihatkan sebuah pondasi bujursangkar dengan lebar 1.5 m yang ditanam dalam tanah pasir berlempung dengan kedalaman 1m. Tanah tersebut mempunyai sudut geser dalam $\phi=25^\circ$ dan kohesi $c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ dengan berat isi $\gamma=1.5 \text{ t/m}^3$. Muka air tanah berada pada kedalaman 1.5 m dari muka tanah. Berat isi tanah dibawah muka air tanah adalah $\gamma_{\text{sat}}=1.8 \text{ t/m}^3$ sementara sudut geser dalam tanahnya adalah sama, $\phi=25^\circ$.



Gambar K.2.2.1. Pondasi dengan muka air tanah dekat dasar pondasi

Rumus Daya Dukung:

$$q_u = cN_c(s_c) + q' N_q + \frac{1}{2} \gamma_R B N_\gamma (s_\gamma)$$

2.17

Rangkuman Data:

Berat isi , $\gamma = 1.5 \text{ t/m}^3$

Kohesi , $c = 0.1 \text{ kg.cm}^2 = 1 \text{ t/m}^2$

Sudut Geser dalam, $\phi = 25^\circ$ (dipakai tanah dibawah dasar pondasi)

Kedalaman, $D = 1 \text{ m}$

Lebar, $B = 1.5 \text{ m}$

Kedalaman muka air tanah dari dasar pondasi, $D_w = 0.5 \text{ m} (> B)$

Nilai faktor daya dukung

Dengan memasukkan nilai sudut geser dalam, $\phi=25^\circ$ pada kurva daya dukung Terzaghi pada Tabel 2.2, maka diperoleh nilai-nilai faktor daya dukung sebagai berikut:

$$N_c = 25.1, N_q = 12.7 \text{ dan } N_\gamma = 9.7$$

Tegangan effektif akibat berat sendiri tanah pada kedalaman 1 m:
adalah nilai q' pada persamaan 2.17

Tegangan effektif

$$\begin{aligned} q' &= \sigma' = \sigma = \gamma \cdot D \\ &= (1.50 \text{ t/m}^3) (1.0 \text{ m}) \\ &= 1.50 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Selanjutnya γ_R dihitung sebagai berikut:

$$\gamma_R = \frac{D_w}{B} \gamma + \left(1 - \frac{D_w}{B}\right) \gamma'$$

2.18

$$\begin{aligned} \gamma_R &= \frac{0.5\text{m}}{1.5\text{m}} 1.5 \text{ t/m}^3 + \left(1 - \frac{0.5\text{m}}{1.5\text{m}}\right) (1.8 \text{ t/m}^3 - 1 \text{ t/m}^3) \\ &= (0.3) (1.5\text{t/m}^3) + (0.7)(0.8\text{t/m}^3) \\ &= 0.45 \text{ t/m}^3 + 0.56 \text{ t/m}^3 \\ &= 1.01 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

Faktor bentuk s_c dan s_γ (dapat dilihat pada Tabel 2.1):

$$s_c = 1.3$$

$$s_\gamma = 0.8$$

Selanjutnya masukkan nilai-nilai diatas kedalam persamaan 2.17:

$$\begin{aligned}q_u &= (1 \text{ t/m}^2)(25.1)(1.3) + (1.5 \text{ t/m}^2)(12.7) + \frac{1}{2} (1.01 \text{ t/m}^3)(1.5 \text{ m})(9.7)(0.8) \\&= 32.63 \text{ t/m}^2 + 19.05 \text{ t/m}^2 + 11.7564 \text{ t/m}^2 \\&= 63.4364 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Beban batas (ultimate) yang mampu ditahan oleh pondasi adalah:

$$\begin{aligned}Q_u &= (B \times B) \cdot q_u \\&= (1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}) (63.4364 \text{ t/m}^2) \\&= 142.7319 \text{ ton}\end{aligned}$$

Beban izin (allowable) yang boleh diberikan pada pondasi bila faktor keamanan (SF) yang digunakan adalah 3 :

$$\begin{aligned}Q_a &= Q_u / SF \\&= 142.7319 \text{ t} / 3 \\&= 47.5773 \text{ ton}\end{aligned}$$

2.3. Prosedur perhitungan daya dukung pondasi dangkal

Prosedur perhitungan estimasi daya dukung pondasi dangkal dengan berbagai jenis pembebanan dapat dilakukan dengan urutan seperti berikut:

1. Menentukan data-data tanah yang mempengaruhi perhitungan daya dukung yaitu parameter tanah: sudut geser dalam ϕ dan kohesi c , berat volume γ serta data tanah lainnya kedalaman muka air tanah, kemiringan muka tanah β dan kemiringan dasar pondasi η (perhatikan Gambar 2.7).
2. Menentukan data-data beban yang mempengaruhi daya dukung, antara lain adalah, beban vertikal V , beban horizontal H , momen M , dan nilai-nilai turunan akibat adanya beban seperti sudut kemiringan beban terpusat θ dan eksentrисitas e_x dan e_y yaitu:

$$\theta = \text{arc tan} \frac{H}{V} \quad \text{atau} \quad \theta = \sin^{-1} \frac{H}{Q} \quad \text{dimana } Q = \sqrt{V^2 + H^2}$$

$$e_x = \frac{M_y}{V} \quad \text{dan} \quad e_y = \frac{M_x}{V}$$

3. Menentukan data-data pondasi disain effektif yang dipengaruhi oleh beban-beban yang bekerja (seperti pada Gambar 2.6). Untuk pondasi persegi dengan beban V dan M_y satu arah saja, $B' = B - 2e_x$ dan $L' = L$, sedangkan bila beban yang ada V dengan dua arah momen M_y dan M_x , maka $B' = B - 2e_x$ dan $L' = L - 2e_y$. Untuk pondasi lingkaran, harus ditentukan dulu lebar ekivalen sehingga luas area pondasi persegi ekivalen sama dengan luas pondasi lingkaran.
4. Gunakan rumusan daya dukung (q_u) yang memperhitungkan semua data-data yang mempengaruhi daya dukung (yang diperoleh dari langkah 1, 2 dan 3).
5. Menentukan faktor-faktor yang mempengaruhi kapasitas daya dukung. Dalam menghitung faktor-faktor akibat bentuk (s_c , s_q dan s_γ), gunakan lebar effektif B' dan panjang effektif L' sebagai ganti data lebar B dan panjang L . Sedangkan untuk faktor-faktor akibat pengaruh kedalaman (d_c , d_q dan d_γ) tetap digunakan lebar dan panjang awal (B dan L).
6. Menentukan beban batas $Q_u = q_u(B')(L')$ dan bandingkan dengan beban yang bekerja, Q .
7. Menentukan tegangan tanah akibat beban V , H dan M yang bekerja pada pondasi, yaitu:

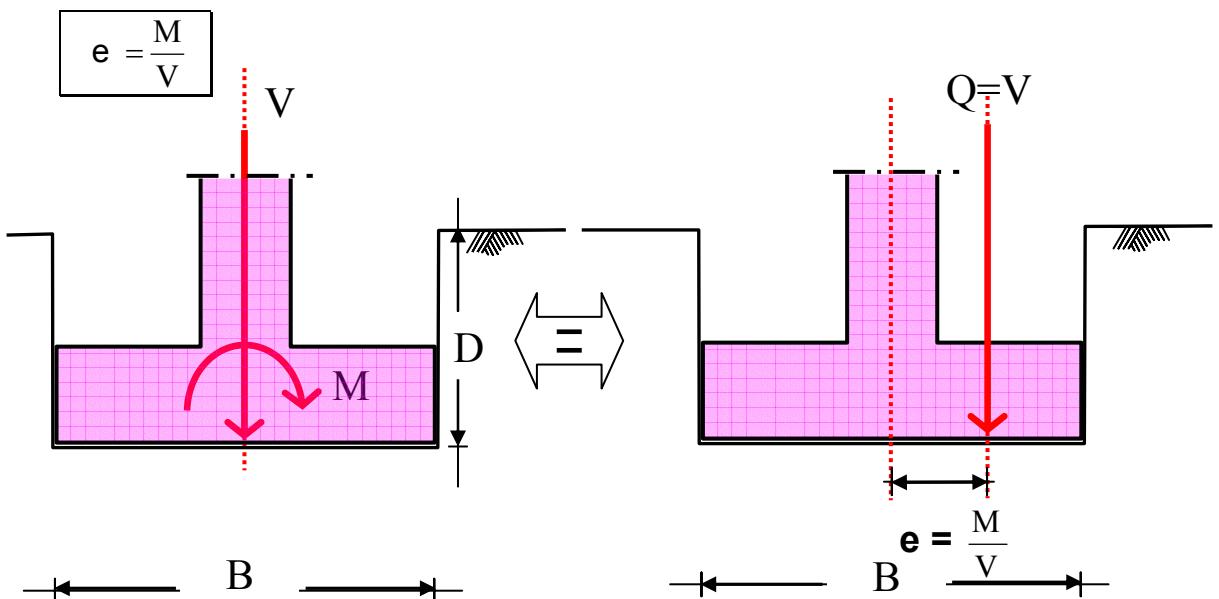
$$q_{\max} = \frac{V}{BL} \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{B} \right) \quad \text{dan} \quad q_{\min} = \frac{V}{BL} \left(1 - \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{B} \right)$$

untuk $e_x > \frac{B}{6}$ dan/atau $e_y > \frac{B}{6}$, maka nilai q_{\min} diambil nol karena tidak ada tekanan tarik yang diijinkan untuk kasus pondasi dangkal.

8. Bandingkan tegangan maksimum q_{\max} yang bekerja dengan daya dukung tanah q_u untuk mendapatkan faktor keamanan yang cukup.

Prosedur perhitungan daya dukung pondasi diatas merupakan prosedur umum untuk mengestimasi daya dukung pondasi. Dalam beberapa sub-bab berikut, akan diberikan beberapa contoh kasus yang berkaitan dengan perhitungan daya dukung dengan menggunakan teori klasik seperti dijelaskan sebelumnya.

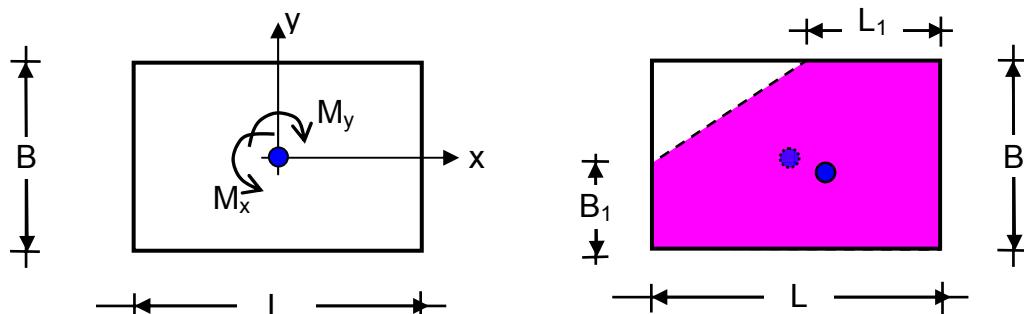
Sebuah pondasi dangkal yang dibebani dengan kombinasi beban vertikal V dan momen M , dapat disederhanakan dengan menggeser beban vertikal ekivalen Q kearah putaran bekerjanya momen dengan jarak tertentu seperti pada Gambar 2.12. Bila beban ekivalen yang bekerja dianggap sama dengan beban vertikal yang bekerja, maka jarak bekerjanya (eksentrисitas) adalah bernilai sama dengan perbandingan momen dengan beban vertikal tersebut, yaitu:



Gambar 2.12. Pondasi terbeban Vertikal (V) dan momen (M)

Pengaruh adanya eksentrисitas beban vertikal terpusat tersebut adalah pada lebar effektif dari bidang kontak antara dasar pondasi dengan tanah. Usulan menggunakan lebar effektif (dan panjang effektif untuk kasus momen dua arah) pertama kali disampaikan oleh Meyerhof (1953). Pada kenyataannya sangat sulit untuk menentukan distribusi tegangan pada bidang kontak tanah dan pondasi dengan menggunakan metoda analitik.

Metoda perhitungan daya dukung pondasi dengan beban vertikal dan momen menggunakan cara yang lebih rumit juga telah diusulkan (Highter dan Anders, 1985). Metoda tersebut dapat dipakai untuk pondasi dengan satu maupun dua arah momen yang bekerja pada sumbu yang saling tegak lurus. Metoda ini mempergunakan grafik-grafik untuk menentukan dimensi-dimensi effektif dari pondasi akibat pengaruh dari adanya eksentrисitas beban. Metoda ini menganggap bahwa luas effektif dari dasar pondasi yang tertekan tidak berbentuk persegi lagi, melainkan berbentuk jajaran genjang (Gambar 2.13).

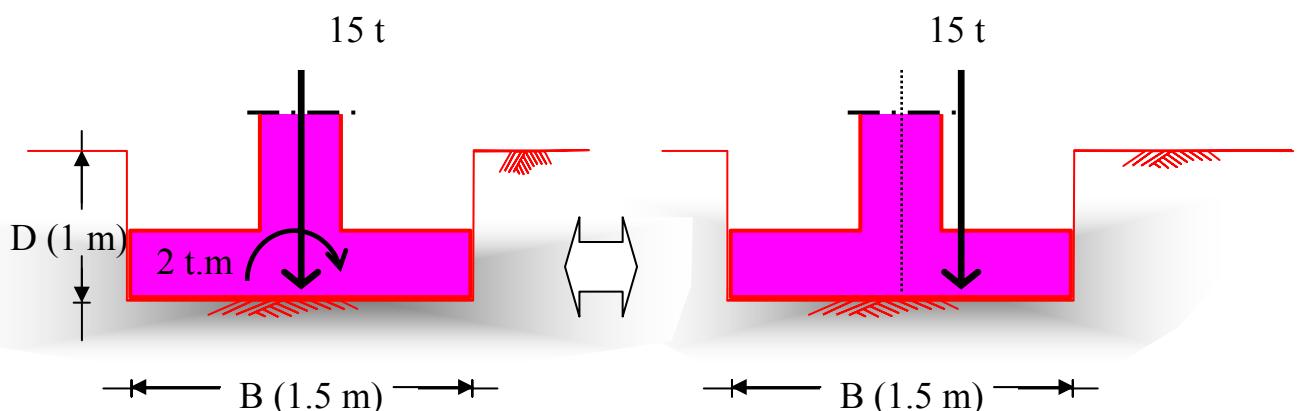


Gambar 2.13. Luas Effektif Pondasi dengan dua arah Momen (M)

Pada contoh kasus berikut akan digambarkan estimasi daya dukung dengan menggunakan usulan bidang kontak efektif serta membandingkannya dengan hasil analisis menggunakan metoda numerik. Diskusi dari hasil tersebut akan dibahas pada bagian akhir sub-bab ini.

Contoh Kasus K2.3

Sebuah pondasi telapak bujursangkar dengan lebar sisi 1.5 m yang ditanam dalam tanah pasir sedalam 1m dibebani beban vertikal sebesar 15 ton dan momen sebesar 2.5 t.m. Bila tanah pasir mempunyai berat satuan sebesar 1.7 t/m³ dan sudut geser dalam $\phi=30^\circ$, tentukan faktor keamanan akibat beban kerja tersebut. Tahapan perhitungan (estimasi) daya dukung pondasi dapat dilakukan sebagai berikut:



Gambar K2.3. Kasus pondasi dengan beban eksentrik

Rangkuman Data:

Data Tanah

Berat isi , $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$

Sudut Geser dalam, $\phi = 30^\circ$

Data Pondasi

Kedalaman, $D = 1 \text{ m}$

Lebar, $B = 1.5 \text{ m}$

Data Beban

Beban Vertikal, $V=15 \text{ ton}$

Momen, $M=2.5 \text{ t.m}$

Eksentrisitas Beban Ekivalen

$$e = \frac{M}{V} = \frac{2.5 \text{ t.m}}{15 \text{ t}} = 0.17 \text{ m}$$

Lebar efektif:

$$B' = B - 2e$$

$$= 1.5 \text{ m} - 2(0.17 \text{ m})$$

$$= 1.16 \text{ m}$$

$$L' = B$$

$$= 1.5 \text{ m}$$

Rumus Daya Dukung yang digunakan Teori Meyerhof (1965) dengan menghilangkan unsur kohesi dan faktor inklinasi beban.

$$q_u = q' N_q (s_q d_q) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (s_\gamma d_\gamma)$$

Nilai faktor daya dukung

Dengan memasukkan nilai sudut geser dalam, $\phi=30^\circ$ kedalam Tabel 2.4, maka diperoleh nilai-nilai faktor daya dukung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} N_q &= 18.40 \quad \text{dan} \\ N_\gamma &= 15.7 \end{aligned}$$

Tegangan effektif akibat berat sendiri tanah pada kedalaman 1 m:
adalah nilai q' pada persamaan daya dukung diatas

Tegangan total

$$\begin{aligned} q' &= \gamma_1 \cdot 1 \text{ m} \\ &= 1,70 \text{ t/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \\ &= 1,70 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Faktor bentuk dan kedalaman (dapat dilihat pada Tabel 2.3):

$$\begin{aligned} s_q &= s_\gamma = 1 + 0.1 K_p (B'/L') \\ &= 1 + 0.1 [\tan^2 (45^\circ - 30^\circ/2)] (1.16\text{m}/1.5\text{m}) \\ &= 1 + 0.1 (0.333)(0.773) \\ &= 1.026 \\ d_q &= d_\gamma = 1 + 0.1 (K_p)^{0.5} (D/B) \\ &= 1 + 0.1 [\tan (45^\circ - 30^\circ/2)] (1.0\text{m}/1.5\text{m}) \\ &= 1 + 0.1 (0.577)(0.667) \\ &= 1.039 \end{aligned}$$

Memasukkan nilai-nilai diatas kedalam persamaan diatas:

$$\begin{aligned} q_u &= q' N_q (s_q d_q) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (s_\gamma d_\gamma) \\ q_u &= (1.7\text{t/m}^2)(18.4)(1.026)(1.039) + \frac{1}{2}(1.7\text{t/m}^3)(1.16\text{m})(15.7)(1.026)(1.039) \\ q_u &= 33.344\text{t/m}^2 + 16.502\text{t/m}^2 \\ q_u &= 49.846 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Tegangan tanah dibawah pondasi akibat beban vertikal dan momen:

$$\begin{aligned} q_{max} &= \frac{V}{BL} \left(1 + \frac{6e_x}{B} \right) \\ &= \frac{15\text{t}}{(1.5\text{m})(1.5\text{m})} \left(1 + \frac{6(0.17\text{m})}{1.5\text{m}} \right) \\ &= 8.35 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Faktor keamanan dengan membandingkan daya dukung dengan tegangan maksimum:

$$\begin{aligned} SF &= q_u/q_{max} \\ &= (49.835 \text{ t/m}^2)/(8.35\text{t/m}^2) \\ &= 5.97 \end{aligned}$$

Beban batas vertikal saja (ultimate) yang mampu ditahan adalah:

$$\begin{aligned} Q_u &= (B' \times L') \cdot q_u \\ &= (1.16 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}) (49.846 \text{ t/m}^2) \\ &= 86.73 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dibanding dengan beban vertikal ekivalen, nilai Qu ini memberikan:

$$\begin{aligned} SF &= Q_u/Q \\ &= (86.73 \text{ t/m}^2)/(15\text{t/m}^2) \\ &= 5.78 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan metoda numerik, kasus yang sama dimodelkan dengan menggunakan elemen hingga dan diperoleh tegangan maksimum pada bidang kontak dibawah pondasi adalah 8.5 t/m^2 . Nilai tersebut mendekati nilai perhitungan manual, sehingga perhitungan dengan manual cukup memberikan solusi yang dapat diandalkan.

2.4 Perhitungan daya dukung dengan simulasi numerik

Dengan kemajuan teknologi komputer saat ini, program-program yang berbasiskan analisis numerik untuk menyelesaikan persoalan rekayasa telah banyak dikembangkan. Program komputer dapat pula dipergunakan dalam menganalisis daya dukung pondasi. Hal yang perlu diperhatikan dalam menganalisis daya dukung pondasi adalah bahwa kriteria disain untuk perancangan pondasi adalah tetap sama. Metoda apapun yang dipergunakan untuk menyelesaikan persoalan daya dukung pondasi harus memenuhi dua kriteria disain yaitu:

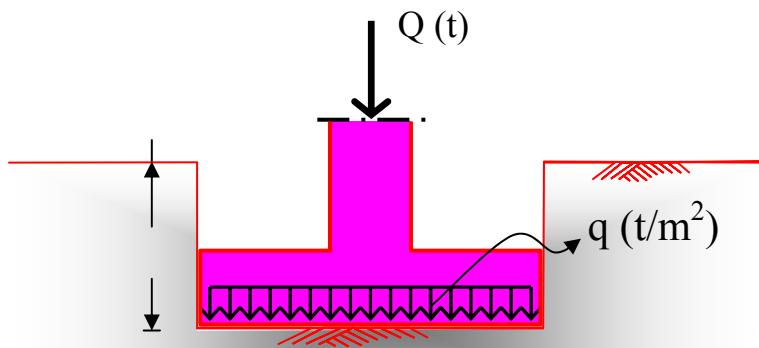
1. Pondasi harus mempunyai nilai keamanan yang cukup dalam mendukung beban tertentu.
2. Pondasi tidak boleh mengalami perpindahan (displacement) melebihi batas toleransi yang ditentukan.

Keuntungan yang diperoleh dengan menggunakan metoda numerik adalah kedua kriteria diatas dapat dianalisis sekaligus. Sedangkan dengan menggunakan metoda klasik, analisis daya dukung pondasi dan analisis penurunan (displacement) dilakukan terpisah dan masing-masing mempunyai teorinya sendiri. Sehingga diperlukan perpaduan analisis dari keduanya dan pengalaman yang baik untuk mengambil keputusan dalam pekerjaan-pekerjaan praktis.

Namun bagaimanapun, setiap metoda numerik yang dikembangkan, harus telah terbukti memberikan hasil yang sesuai dengan perhitungan analitik yaitu dengan menggunakan rumusan-rumusan klasik. Apabila hasil yang diperoleh dari perhitungan numerik cukup mendekati hasil perhitungan analitisik, barulah metoda tersebut dapat dengan hati-hati digunakan untuk menganalisis persoalan praktis yang rumit. Untuk persoalan dan kasus-kasus yang dapat disederhanakan sedemikian rupa sehingga metoda klasik dapat digunakan, maka perpaduan metoda numerik dan analitik menjadi bagian yang sangat berharga untuk dipertimbangkan dalam mengambil keputusan di pekerjaan praktis.

Contoh Kasus K2.4

Dengan mengambil contoh seperti pada Gambar K2.4.1, yaitu sebuah pondasi persegi dengan panjang 10 m dan lebar sisi 2 m yang ditanam sedalam 1.0 m dalam tanah pasir. Data tanah yang diperlukan untuk analisis adalah seperti pada gambar. Tanah tersebut mempunyai muka air tanah yang dalam sehingga tidak memberikan effek pada perhitungan daya dukung pondasi. Tahapan perhitungan (estimasi) daya dukung pondasi dapat dilakukan dengan menganggap sebagai pondasi lajur karena $L \gg B$, sebagai berikut:



Data Tanah:

Berat isi , $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$

Kohesi , $c = 0 \text{ t/m}^2$

Sudut Geser dalam, $\phi = 30^\circ$

Modulus elastisitas, $E = E=300000 \text{ kN/m}^2$

Poisson's ratio $\mu=0.3$

Gambar K2.4.1 Pondasi dangkal setempat

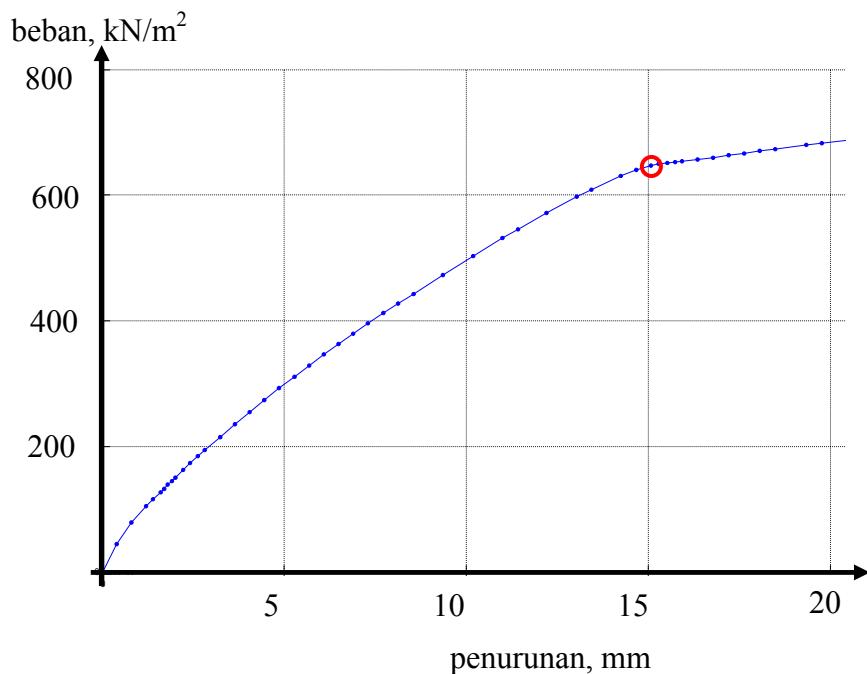
Hasil analisis numerik:

Dengan menggunakan data-data diatas dan mempergunakan model konstitutif keruntuhan Mohr-Cuolomb.

Hasil simulasi numerik ditampilkan dalam bentuk kurva beban-penurunan (displacement) seperti pada Gambar K2.4.2. Dari gambar tersebut dapat dilihat bahwa kurva beban-penurunan mulai mengalami perpindahan yang berlebihan (excessive displacement) pada beban sebesar:

$$q_u = 647 \text{ kN/m}^2$$

Nilai tersebut dianggap sebagai nilai batas (daya dukung ultimit) dari sistem pondasi dangkal tersebut.



Gambar K2.4.2. Kurva beban-penurunan dengan simulasi numerik

Untuk membandingkan hasil simulasi numerik dengan teori klasik, maka berikut ini disajikan perhitungan daya dukung dengan menggunakan teori Terzaghi.

Rumus Daya Dukung:

$$q_u = c N_c(s_c) + q' N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_y(s_y)$$

2.1

Rangkuman Data:

Berat isi , $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$

Kohesi , $c = 0 \text{ t/m}^2$

Sudut Geser dalam, $\phi = 30^\circ$

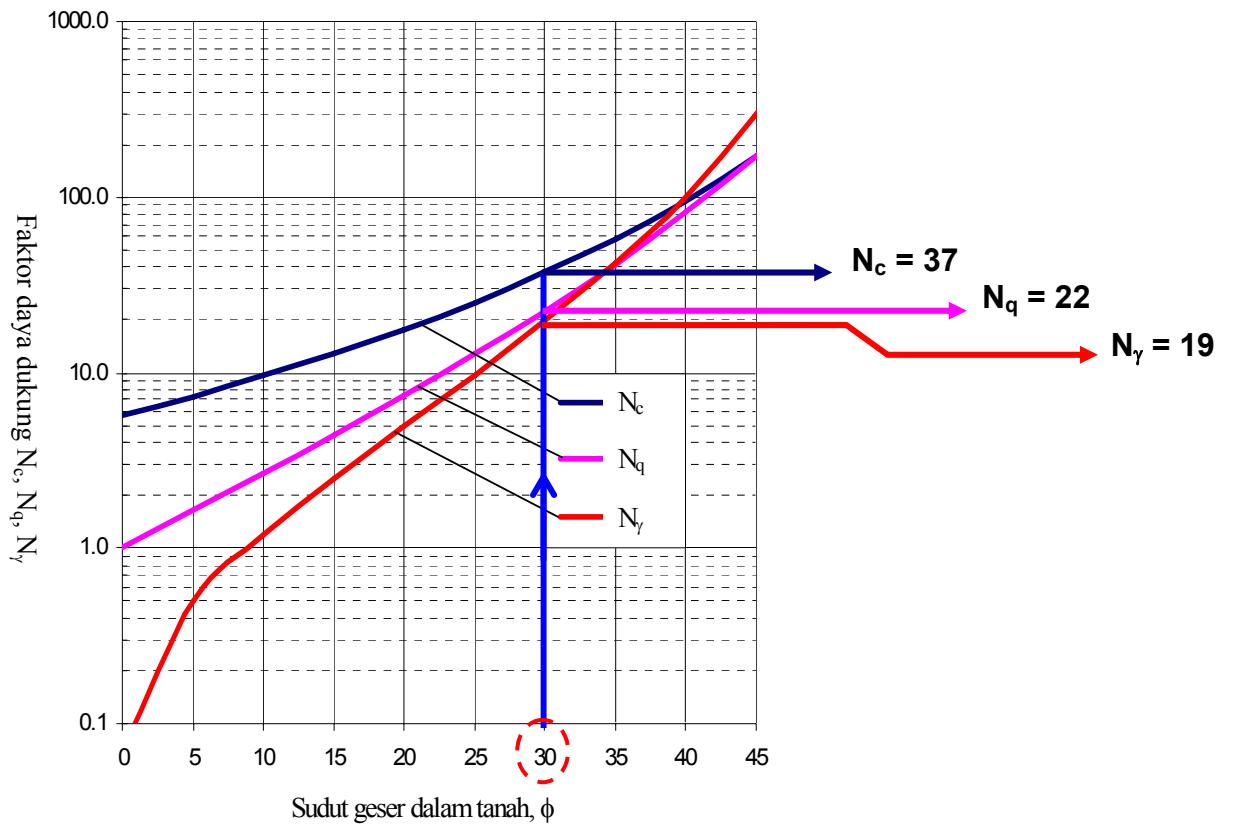
Kedalaman, $D = 1 \text{ m}$

Panjang, $L = 10 \text{ m}$

Lebar, $B = 2 \text{ m}$

Nilai faktor daya dukung

Dengan memasukkan nilai sudut geser dalam, $\phi=30^\circ$ pada kurva daya dukung Terzaghi pada Gambar 3.3, maka diperoleh nilai-nilai faktor daya dukung sebagai berikut:



Gambar 2K.4. Nilai faktor daya dukung dari rumus Terzaghi

Tegangan effektif akibat berat sendiri tanah pada kedalaman 1 m:
adalah nilai q' pada persamaan 2.1

Tegangan total

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma_1 \cdot 1 \text{ m} \\ &= 16.0 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \\ &= 16.0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan air pori

$$u = 0,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (sebab muka air tanah jauh berada dibawah dari titik ini)}$$

Tegangan effektif

$$q' = \sigma' = \sigma = 16.0 \text{ t/m}^2$$

Faktor bentuk s_c dan s_y untuk pondasi lajur (dapat dilihat pada Tabel 2.1):

$$s_c = 1.0$$

$$s_y = 1.0$$

Memasukkan nilai-nilai diatas kedalam persamaan 2.1:

$$q_u = (0)(37)(1.0) + (16 \text{ kN/m}^2)(22) + \frac{1}{2}(16 \text{ kN/m}^3)(2 \text{ m})(19)(1.0)$$

$$q_u = 0 + 352 \text{ kN/m}^2 + 304 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 656 \text{ kN/m}^2$$

Ternyata hasilnya cukup dekat dengan hasil simulasi numerik, $q_u = 647 \text{ kN/m}^2$. Hasil diatas cukup memberikan alasan yang baik bahwa simulasi numerik yang dilakukan dengan hati-hati dapat memberikan hasil yang cukup memuaskan pula.

Sejumlah persamaan konstitutif yang menggambarkan perilaku tanah telah dikembangkan untuk diterapkan dalam simulasi numerik. Masing-masing persamaan konstitutif mempunyai parameter-parameter yang harus dihitung dengan berdasarkan data-data yang diperoleh dari pengujian terhadap sampel tanah (umumnya di laboratorium). Untuk itu diperlukan pemahaman dan ketelitian dalam pengujian sampel tanah, pemrosesan data hasil pengujian dan perhitungan parameter-parameter tanah.

Bila terjadi kesalahan dalam salah satu langkah untuk memperoleh parameter tanah, maka kesalahan tersebut akan terus dibawa hingga proses simulasi berlangsung. Sehingga hasil yang diperoleh dari simulasi akan memberikan gambaran perilaku sistem tanah-pondasi yang berbeda pula. Hal ini mempertegas bahwa ketelitian merupakan hal yang sangat penting diperhatikan dalam proses memperoleh data dan perhitungan parameter tanah, baik dalam estimasi dengan menggunakan metoda analitik maupun numerik.

2.5. Daya dukung berdasarkan hasil data uji lapangan

2.5.1. Data Uji Sondir

Berdasarkan hasil uji lapangan sondir, rumus daya dukung Terzaghi dapat digunakan dengan memberikan faktor daya dukung yang disesuaikan oleh Schmertmann dengan tahanan ujung konus sondir (q_c dalam satuan kg/cm^2) sebagai berikut (Schmertmann-1978 dalam Bowles-1988):

$$q_c \simeq 0.8 N_q \simeq 0.8 N_\gamma \quad 2.20$$

dimana q_c adalah nilai rata-rata tahanan konus untuk interval $\frac{1}{2} B$ ke atas sampai dengan **1.1 B di bawah** dasar rencana pondasi (lihat **Gambar 2.14**). Kedalaman dasar pondasi (D) untuk rumusan ini hanya diperuntukkan hingga 1.5 dari lebar pondasi (B).

Selanjutnya berdasarkan grafik yang dikeluarkan Schmertmann dan jenis tanah pada lapisan dasar pondasi, pendekatan empiris diatas dibagi menjadi dua:

Untuk tanah berbutir (tidak kohesif)

$$q_u = 28 - 0.0052(300 - q_c)^{1.5} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{untuk pondasi menerus} \quad 2.21a$$

$$q_u = 48 - 0.009 (300 - q_c)^{1.5} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{untuk telapak bujursangkar} \quad 2.21b$$

Untuk tanah lempung (kohesif)

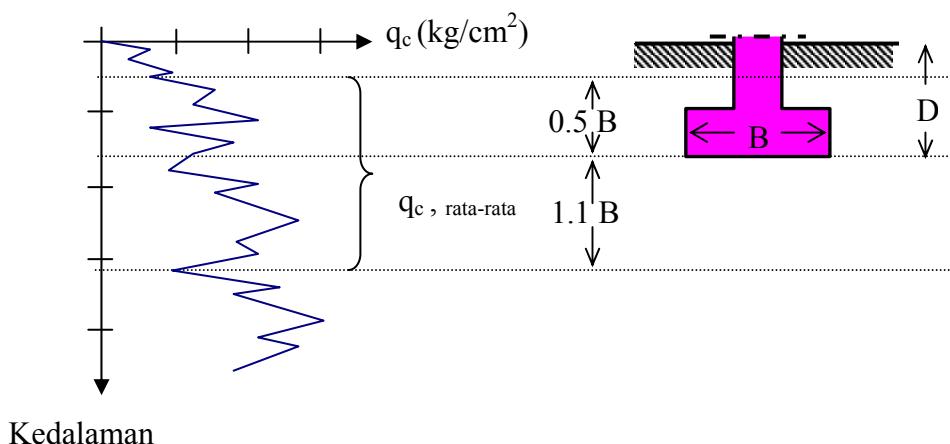
$$q_u = 2 + 0.28 q_c \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{untuk pondasi menerus} \quad 2.22a$$

$$q_u = 5 + 0.34 q_c \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{untuk telapak bujursangkar} \quad 2.22b$$

Meyerhof (1956) juga mencoba rumusan empiris untuk mengkorelasikan nilai tahanan konus sondir pada tanah **pasir** dengan nilai tumbukan uji penetrasi standar (N_{spt}) yaitu :

$$N_{spt} (\text{pukulan}) = 0.25 q_c (\text{kg/cm}^2) \quad 2.23$$

Selanjutnya nilai tersebut digunakan untuk perhitungan daya dukung pondasi dangkal berdasarkan rumusan empiris untuk N_{spt} dari Meyerhof dengan batas penurunan 25 mm.



Gambar 2.14. Nilai rata-rata q_c untuk perencanaan pondasi dangkal

Selain itu juga diajukan daya dukung bersih dari pondasi untuk dengan batas penurunan ijin 25 mm sebagai berikut:

Untuk lebar pondasi ($B \leq 1.22$ m)

$$q_{all(net)} = \frac{q_c}{15} \quad \text{kg/cm}^2$$

2.24a

Untuk lebar pondasi ($B > 1.22$ m)

$$q_{all(net)} = \frac{q_c}{25} \left(\frac{3.28 B + 1}{3.28 B} \right)^2 \quad \text{kg/cm}^2$$

2.24b

Dimana

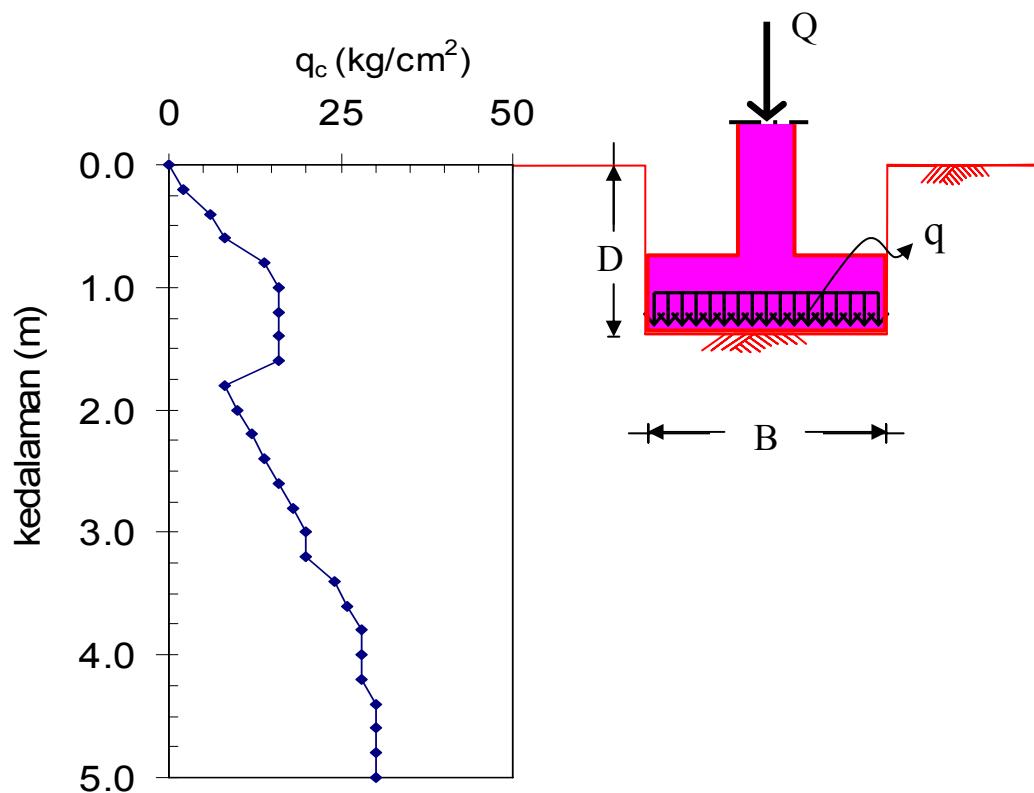
: $q_{all(net)}$ adalah daya dukung izin bersih dari pondasi

q_c = nilai tahanan konus dari sondir (kg/cm^2)

B adalah lebar pondasi dalam satuan (m)

Contoh Kasus K2.5

Sebuah pondasi direncanakan untuk menyokong bangunan beton bertulang empat lantai yang akan digunakan untuk keperluan pendidikan. Pada lokasi telah dilakukan uji kekuatan tanah dengan menggunakan sondir yang hasilnya dicantumkan dalam Gambar K2.5.1. Dengan berpedoman pada hasil pengujian tersebut, diminta merencanakan pondasi dengan variasi kedalaman dan lebar untuk keperluan bangunan tersebut.



Gambar K2.5.1 Grafik sondir untuk perencanaan pondasi

Rangkuman Data:

Jenis pondasi

1. Telapak setempat (bujursangkar)
2. Pondasi menerus

Jenis tanah : Lempung

Kedalaman dasar pondasi direncanakan antara 0.5 m s/d 3.0 m

Rumusan yang digunakan:
Untuk tanah lempung (kohesif)

$$q_u = 2 + 0.28 q_c \quad \text{kg/cm}^2$$

untuk pondasi menerus 2.22a

$$q_u = 5 + 0.34 q_c \quad \text{kg/cm}^2$$

untuk telapak bujursangkar 2.22b

Menghitung tahanan konus, q_c rata-rata:

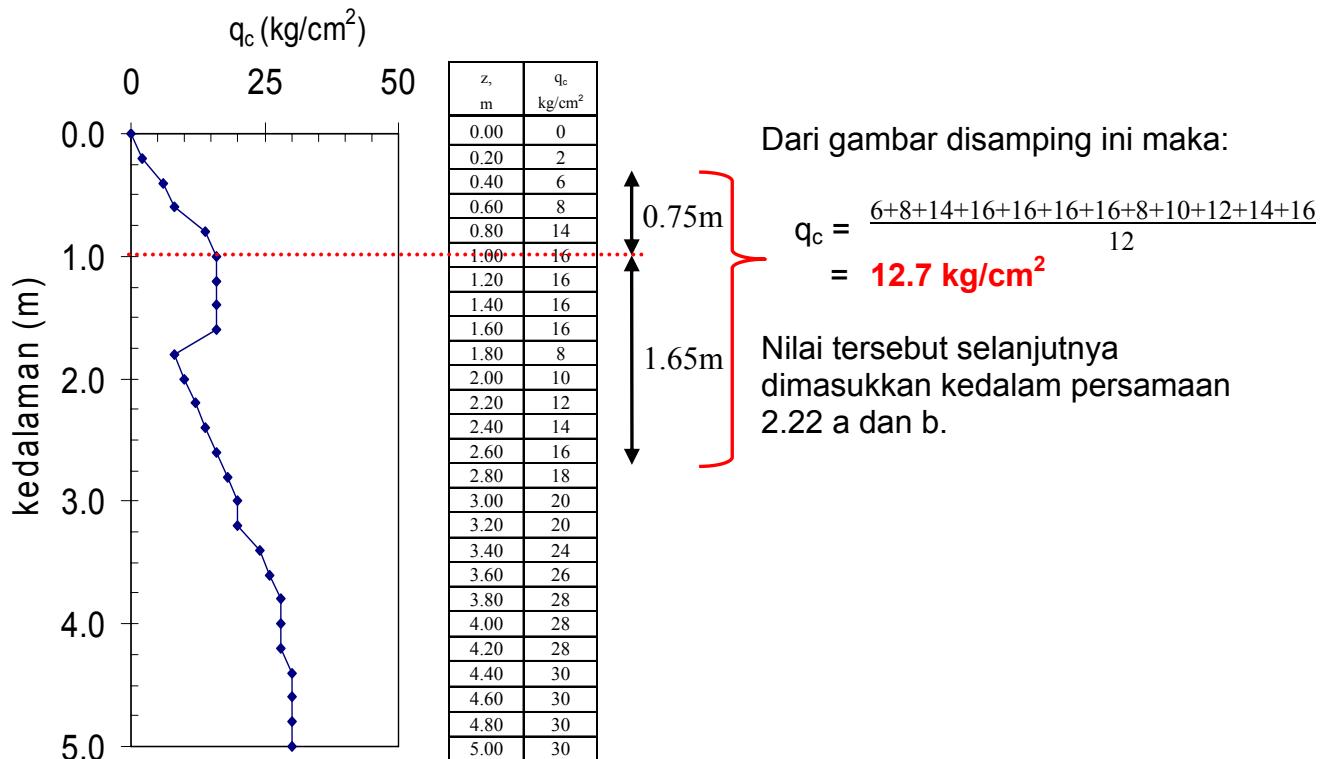
Untuk memberikan gambaran prosedur perhitungan diambil contoh yaitu:

Kedalaman D = 1.0m dan lebar B = 1.5m, dengan

$$\begin{aligned} \text{Batas atas data} & : 0.5 B = (0.5) (1.5 \text{ m}) \\ & = \mathbf{0.75 \text{ m}} \text{ (dari dasar pondasi keatas)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas bawah data} & : 1.1 B = (1.1) (1.5 \text{ m}) \\ & = \mathbf{1.65 \text{ m}} \text{ ((dari dasar pondasi kebawah)} \end{aligned}$$

Selanjutnya menghitung nilai q_c , rata-rata, perhatikan Gambar 2.5.2 berikut:



Gambar K2.5.2 Perhitungan q_c , rata-rata

untuk pondasi menerus (persamaan, 2.22a)

$$\begin{aligned}
 q_u &= 2 + 0.28 q_c \quad \text{kg/cm}^2 \\
 &= 2 + 0.28 (12.7 \quad \text{kg/cm}^2) \\
 &= 5.547 \quad \text{kg/cm}^2 \\
 &= 55.47 \quad \text{t/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban terpusat tiap 1m panjang pondasi

$$\begin{aligned}
 Q_u &= (B' \times L') \cdot q_u \\
 &= (1.5 \text{ m}) (55.47 \text{ t/m}^2) \\
 &= 83.2 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Beban izin dengan faktor keamanan 3 adalah:

$$\begin{aligned}
 Q_a &= Q_u / SF \\
 &= 83.2 \text{ ton} / 3 \\
 &= 27.7 \text{ t} \quad (\text{28 ton})
 \end{aligned}$$

Selengkapnya perhitungan untuk dimensi kedalaman dan lebar dan bentuk pondasi lainnya dicantumkan dalam Tabel K2.5.1.

Tabel K2.5.1 Perhitungan daya dukung pondasi dengan data Sondir

Dalam (D)	Lebar (B)	0.5 B atas	1.1 B bawah	q _c rata-rata	Q izin (SF=3)	
					P. Lajur	P. Telapak
m	m	m	m	kg/cm ²	ton/m	ton
0.5	0.5	0.3	1.1	11.0	8	7
0.5	0.75	0.1	1.3	10.3	12	16
0.5	1	0.0	1.6	10.4	16	29
0.5	1.25	0.0	1.9	10.2	20	44
0.5	1.5	0.0	2.2	10.3	24	64
1	1	0.5	2.1	13.0	19	31
1	1.25	0.4	2.4	13.0	24	49
1	1.5	0.3	2.7	12.7	28	70
2	1	1.5	3.1	14.3	20	33
2	1.25	1.4	3.4	15.8	27	54
2	1.5	1.3	3.7	16.7	33	80
2	2	1.0	4.2	18.6	48	151
3	1	2.5	4.1	22.5	28	42
3	1.5	2.3	4.7	23.5	43	97
3	2	2.0	5.2	22.8	56	170
3	2.5	1.8	5.8	21.9	68	259

2.5.2. Data Uji SPT

Meyerhof (1956) mengajukan rumusan empiris untuk mengestimasi daya dukung izin dari sebuah pondasi dangkal pada tanah **pasir** (non-kohesif) dengan batasan (asumsi) penurunan yang terjadi tidak melebihi 25 mm, yaitu:

Untuk lebar pondasi ($B \leq 1.22$ m

$$q_{all(net)} = 11.98 \text{ N} \quad \text{kN/m}^2$$

2.25a

Untuk lebar pondasi ($B > 1.22$ m

$$q_{all(net)} = 7.99 \text{ N} \left(\frac{3.28 B + 1}{3.28 B} \right)^2 \quad \text{kN/m}^2$$

2.25b

Mengingat formula diatas adalah rumusan empiris, maka dalam penggunaannya **satuan yang ada** harus disesuaikan, yaitu satuan B dalam satuan meter. Selanjutnya, konversi satuan daya dukung dapat digunakan pendekatan yaitu $100 \text{ kN/m}^2 \equiv \text{kg/cm}^2$ (Nilai percepatan gravitasi, g diambil sebesar 10m/dt^2). Selain itu daya dukung diatas sudah merupakan daya dukung izin bersih yang apabila dituliskan adalah sebagai berikut:

$$q_{all(net)} = \frac{q_u}{SF} - q'$$

2.26

Dengan q_u adalah daya kapasitas dukung batas, $q' = \gamma' D$ adalah berat tanah effektif diatas dasar pondasi dan SF adalah faktor keamanan (biasanya 3 atau lebih). Untuk keperluan praktis dapat digunakan rumusan berikut (ingat, **B dalam satuan m**):

$$q_{all(net)} = 0.12 \text{ N} \quad \text{kg/cm}^2$$

untuk $B \leq 1.22$ m 2.27a

$$q_{all(net)} = 0.08 \text{ N} \left(\frac{3.28 B + 1}{3.28 B} \right)^2 \quad \text{kg/cm}^2$$

untuk $B > 1.22$ m 2.27b

Dengan mengembangkan rumusan yang dikeluarkan Meyerhof diatas, selanjutnya Bowles (1977) (lihat juga dalam Das, 1990) telah mengusulkan rumusan yang didasarkan pada batasan penurunan untuk nilai tertentu, sebagai berikut:

Untuk lebar pondasi (B) ≤ 1.22 m

$$q_{all(net)} = 19.16 N F_d \left(\frac{S}{2.54} \right) \text{ kN/m}^2 \quad 2.28a$$

Untuk lebar pondasi (B) > 1.22 m

$$q_{all(net)} = 11.98 N F_d \left(\frac{3.28 B + 1}{3.28 B} \right)^2 \left(\frac{S}{2.54} \right) \text{ kN/m}^2 \quad 2.28b$$

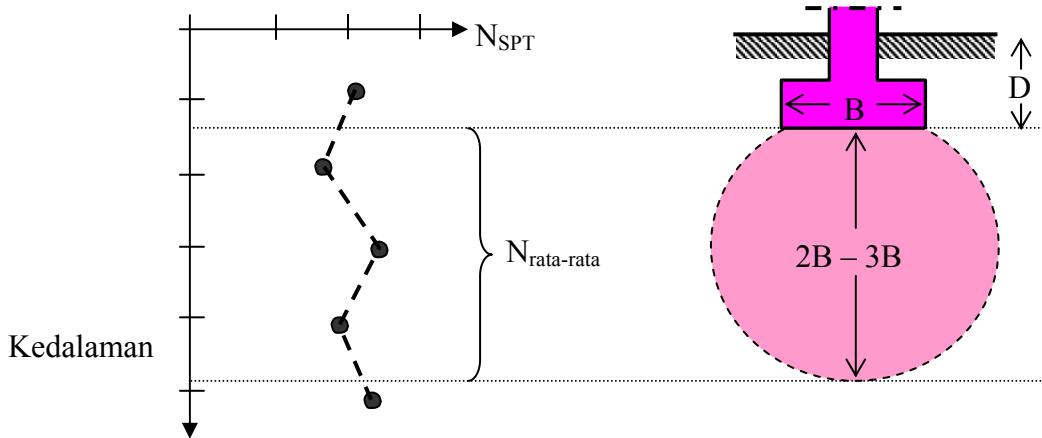
Dimana : F_d adalah faktor kedalaman

$$F_d = 1 + 0.33 \left(\frac{D}{B} \right) \leq 1.33$$

S adalah penurunan maximum yang diperbolehkan untuk pondasi tersebut
 S harus dalam satuan **cm** sedangkan **B** dalam satuan **m**

Dalam pemakaian rumus-rumus di atas, nilai N_{SPT} yang digunakan hendaknya merupakan nilai rata-rata pukulan dibawah dasar pondasi hingga kedalaman 2 sampai 3 lebarnya (B) (lihat **Gambar 2.15**). Karena kedalaman tersebut yang dianggap menahan beban secara dominan. Dalam hal perhitungan yang pesimis, pengambilan nilai N_{SPT} dapat diambil pada nilai yang terendah dalam rentang 0 s/d 3B dibawah dasar pondasi tersebut. Bila ditelaah dari rumusan yang diajukan Bowles, jelas terlihat bahwa anggapan bahwa tanah berperilaku secara elastis sempurna. Dengan kata lain bahwa daya dukung tanah berbanding lurus dengan penurunan yang terjadi. Hal ini sangat tidak sesuai untuk penurunan yang besar. Untuk itu dalam pemakaiaanya sangat tidak dianjurkan untuk penurunan yang lebih dari 2.5 cm.

Dasar pemikiran pengambilan nilai **2.5 cm** (1 inchi) adalah merupakan nilai penurunan maksimum izin dari pondasi yang dalam beberapa peraturan tentang penurunan izin yang ditetapkan sebagai nilai batas. Selain penurunan diatas, pondasi juga tidak diizinkan mengalami beda penurunan (differential settlement) antara dua titik dalam badan pondasi melebihi **1.9 cm** ($\frac{3}{4}$ inchi). Penurunan-penurunan tersebut merupakan batasan maksimum yang ditentukan untuk kebanyakan pondasi gedung.



Gambar 2.15. Bidang konsentrasi tegangan dan nilai rata-rata SPT

Beberapa peneliti lain juga banyak yang mengusulkan estimasi daya dukung pondasi dangkal secara empiris berdasarkan hasil pengujian SPT. Hal ini dikarenakan banyaknya penggunaan pengujian SPT dan bervariasi kondisi geologi dari tanah dasar pondasi. Salah satu misalnya adalah Parry (1977) yang mengusulkan rumusan sederhana untuk estimasi daya dukung pondasi diatas tanah tidak kohesif (pasir dsb.) sebagai berikut:

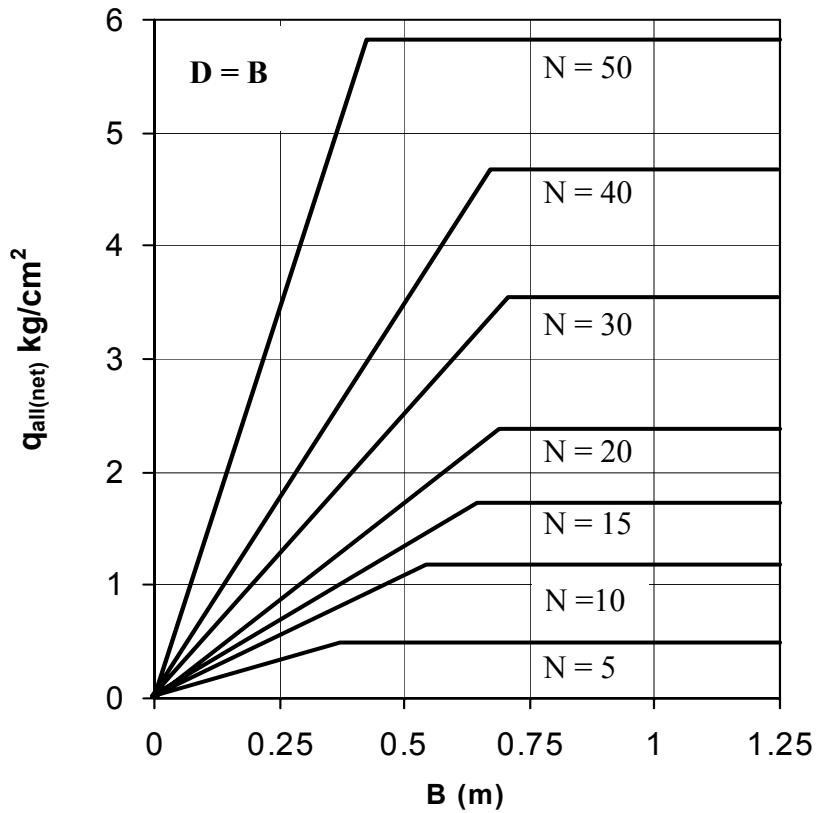
$$q_u = 30 \text{ N} \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{untuk } D \leq B \quad 2.29$$

Dengan N adalah nilai N_{SPT} rata-rata dibawah dasar pondasi hingga $\frac{3}{4} B$. Bila diambil faktor keamanan $SF=3$ dan satuan daya dukung diatas diubah, maka daya dukung izin menjadi begitu sangat sederhana serta mudah diingat dan juga menyerupai rumus Meyerhof (1956), yaitu:

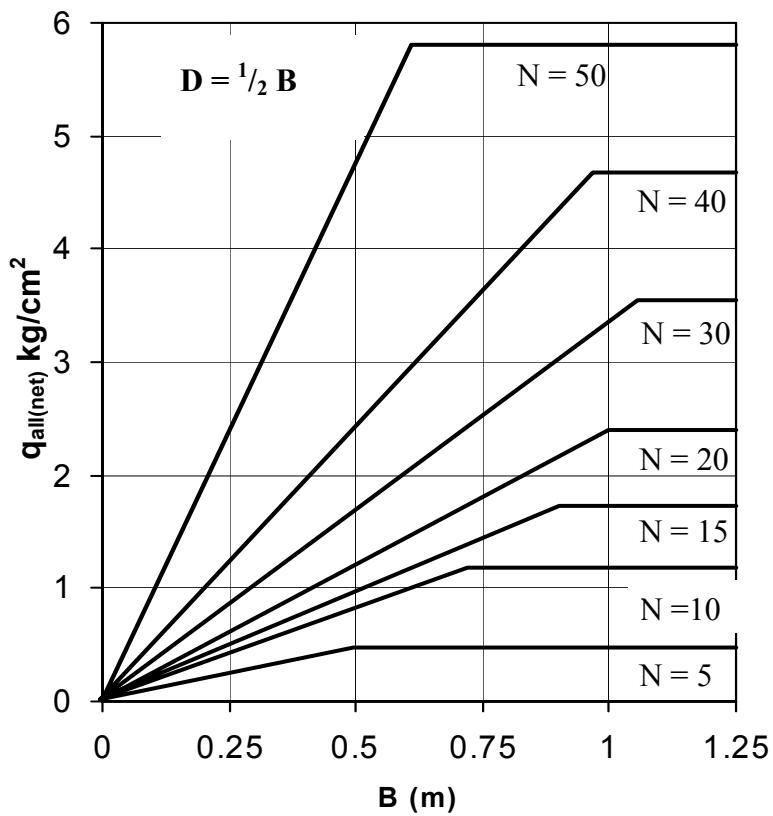
$$q_{all} = 0.1 \text{ N} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{untuk } D \leq B \quad 2.30$$

Keuntungan dari penggunaan rumusan berdasarkan pengujian lapangan, adalah tidak perlunya mempertimbangkan pengaruh dari muka air tanah terhadap daya dukung pondasi. Sebab nilai hasil pengujian telah merepresentasikan pengaruh muka air tanah tersebut. Namun kedalaman muka air tanah perlu diperhatikan dalam perhitungan pengaruh daya angkat (up-lift) untuk pondasi-pondasi yang dasarnya (ujung bawahnya) berada dibawah muka air tanah.

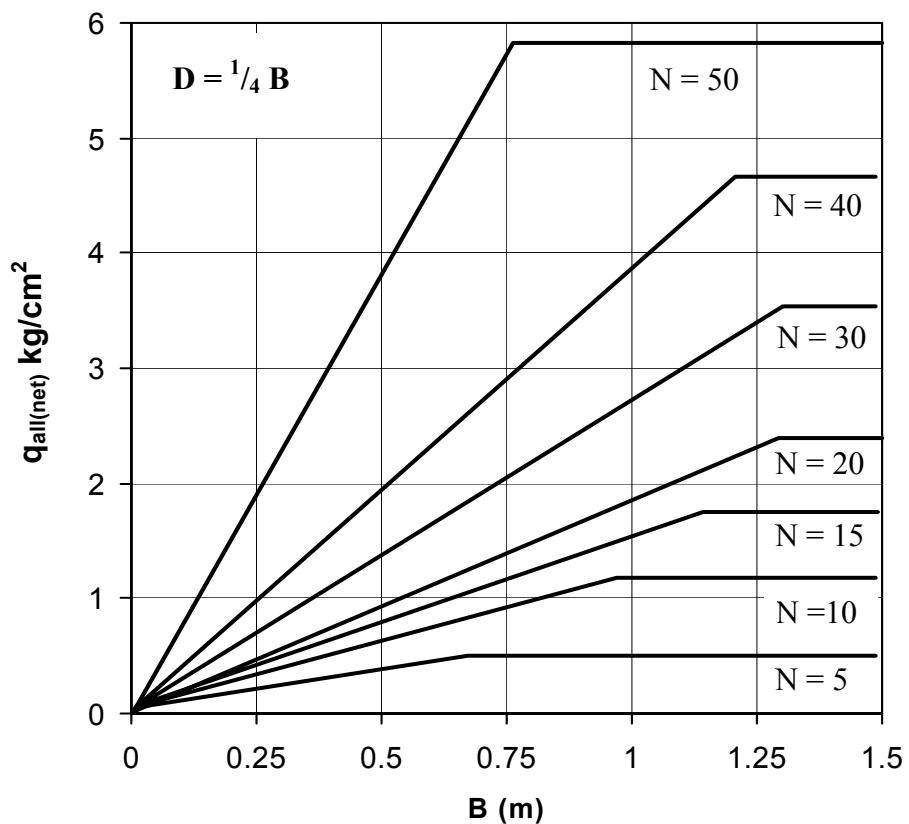
Pada jaman dahulu dimana melakukan perhitungan numerik tidak semudah saat ini, untuk keperluan praktis di lapangan telah tersedia grafik yang dapat digunakan dalam menentukan daya dukung izin bersih ($q_{all(net)}$) dari pondasi dangkal dengan kedalaman tertentu yang tidak lebih dari lebarnya yang dibuat oleh Peck, Hanson dan Thornburn (1974). Hubungan empiris daya dukung pondasi dengan nilai pukulan N_{SPT} ini juga sama seperti yang sebelumnya, yaitu untuk penurunan maksimum sebesar 2.5 cm (1 inchi). Grafik ini memberikan daya dukung dari pondasi dangkal dengan kedalaman $1, \frac{1}{2} B$ dan $\frac{1}{4} B$ secara instan berdasarkan hasil uji pukulan SPT (Gambar 2.16.a s/d Gambar 2.16.c). Dalam penggunaan praktis, grafik ini sebaiknya dipakai sebagai pengontrol hitungan dengan rumusan empiris lainnya.



Gambar 2.16.a. Daya dukung izin berdasar nilai SPT untuk $D=B$



Gambar 2.16.b. Daya dukung izin berdasar nilai SPT untuk $D=\frac{1}{2} B$



Gambar 2.16.c. Daya dukung izin berdasar nilai SPT untuk $D=1/4 B$

Diskusi

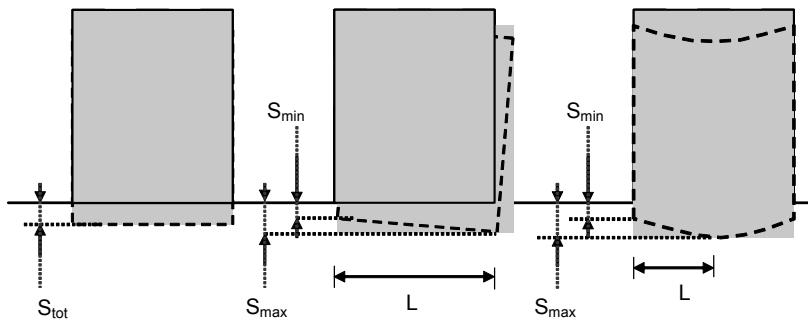
Rumusan-rumusan empiris yang telah dibuat oleh pendahulu-pendahulu kita sangatlah sederhana dan mudah untuk dimengerti. Dari semua rumusan tersebut, bila digunakan data-data pengujian dan parameter lain yang sama untuk lokasi yang sama, akan memberikan hasil yang berbeda. Hal ini hendaknya bukan menimbulkan keraguan. Namun hal ini justeru memberikan kesempatan pada peneliti-peneliti yang akan datang untuk mengembangkan formulasi yang lebih cocok untuk kasus yang dialaminya.

Selain itu, keragaman ini memang memberikan ketidak-pastian dalam mengestimasi daya dukung pondasi. Oleh sebab itu, dalam pekerjaan nyata, perlu dipertimbangkan faktor keamanan yang cukup sehingga ketidak-pastian parameter dan keterbatasan rumusan-rumusan yang digunakan dapat tereliminir secukupnya. Dengan demikian perencanaan yang aman dan harga yang pantas dapat dicapai untuk sebuah pondasi yang mendukung struktur penting diatasnya.

Kasus-kasus

- 2.1. Tentukan dimensi sebuah pondasi bujursangkar yang ditanam dalam tanah dengan kedalaman 2m pada permukaan tanah yang miring terhadap horizontal dengan sudut sebesar 10° . Beban yang direncanakan untuk menahan pondasi tersebut adalah beban terpusat arah vertikal $Q=200\text{ton}$ dan momen $M=150\text{t.m}$. Data tanah didapat dari hasil test laboratorium adalah sudut geser dalam tanah $\phi=20^\circ$, kohesi $c=2\text{t/m}^2$ dan berat volume tanah $\gamma=1.7\text{t/m}^3$.
- 2.2. Bila pondasi yang sama dengan kasus diatas dibuat dengan dasar miring sedemikian rupa sehingga sejajar mengikuti permukaan tanah, tentukanlah lebar yang diperlukan untuk memikul beban yang bekerja.
- 2.3. Perkirakan daya dukung izin sebuah pondasi dangkal yang ditanam dalam tanah pasir dengan menggunakan persamaan Terzaghi, Meyerhor, Hansen dan Vesic. Pondasi tersebut berbentuk bujursangkar dengan lebar 1 m yang ditanam dalam tanah pasir dengan kedalaman 1.5m. Tanah tersebut mempunyai sudut geser dalam $\phi=27^\circ$ dengan berat isi $\gamma=1.56 \text{ t/m}^3$. Muka air tanah cukup dalam sehingga tidak memberikan effek pada perhitungan daya dukung pondasi.
- 2.4. Perkirakan daya dukung izin sebuah pondasi dangkal pada kasus diatas dengan menggunakan metoda yang sama yaitu Terzaghi, Meyerhor, Hansen dan Vesic, bila pondasi tersebut berbentuk persegi dengan lebar 0.8 m dan panjang 1.25m dengan kedalaman dan data tanah yang sama pula.
- 2.5. Sebuah pondasi bujursangkar dengan lebar 1.4 m ditanam dalam tanah pasir berlempung dengan kedalaman 1.2m. Tanah tersebut mempunyai sudut geser dalam $\phi=26^\circ$ dan kohesi $c = 0.12 \text{ kg/cm}^2$ dengan berat isi $\gamma=1.65 \text{ t/m}^3$. Muka air tanah berada pada kedalaman 1.5 m dari muka tanah. Berat isi tanah dibawah muka air tanah adalah $\gamma_{\text{sat}}=1.78 \text{ t/m}^3$ sementara sudut geser dalam tanahnya adalah $\phi=28^\circ$ dan kohesi $c=0.1 \text{ kg/cm}^2$.
- 2.6. Sebuah pondasi telapak persegi dengan lebar 1.0 m dan panjang 2.0 m ditanam dalam tanah pasir sedalam 1.0m. Pondasi tersebut dibebani dengan beban vertikal sebesar 15 ton dan momen sebesar 2.5 t.m. Bila tanah dasar adalah pasir mempunyai berat satuan sebesar 1.7 t/m^3 dan sudut geser dalam $\phi=32^\circ$, tentukan faktor keamanan akibat beban kerja pada pondasi tersebut.
- 2.7. Pada sebuah lokasi telah dilakukan uji kekuatan tanah dengan menggunakan sondir yang hasilnya dicantumkan dalam tabel berikut. Dengan berpedoman pada hasil pengujian tersebut, rencanakan pondasi dengan variasi kedalaman dan lebar untuk menahan beban vertikal.

Dalam, m	.2	.4	.6	.8	1.	1.2	1.4	1.6	1.8	2.	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0
$q_c, \text{kg/cm}^2$	15	17	22	25	18	15	21	24	31	35	37	32	35	29	41



Penurunan Pondasi Dangkal

Kompetensi yang dituju pada bagian ini adalah:

- Kemampuan untuk menjelaskan mengenai penurunan yang terjadi pada pondasi.
- Mampu menentukan kriteria-kriteria untuk membatasi penurunan yang diizinkan pada pondasi.
- Mampu mengestimasi penurunan elastis pada sebuah pondasi dengan mempergunakan formula yang sesuai.
- Memperkirakan besarnya penurunan konsolidasi pondasi akibat beban yang bekerja.
- Dapat menentukan lamanya waktu yang diperlukan untuk mencapai penurunan konsolidasi tertentu pada sebuah pondasi diatas suatu deposit tanah tertentu.

Bab 3

Penurunan Pondasi Dangkal

Sebagaimana diterangkan pada bagian terdahulu bahwa terdapat dua kriteria yang harus dipenuhi dalam merencanakan sebuah pondasi, yaitu:

1. Pondasi harus aman dalam mendukung beban.
2. Pondasi tidak bergerak/berpindah hingga batas toleransi tertentu.

Untuk menyatakan sebuah pondasi aman dalam mendukung beban, maka sistem pondasi harus mempunyai nilai keamanan (faktor keamanan = *safety factor*). Faktor keamanan yang sering digunakan untuk sebuah pondasi adalah 3. Sedangkan batas toleransi pergerakan (pergeseran dan/atau penurunan) adalah bervariasi. Nilai pergerakan pondasi yang dapat ditoleransi sangat tergantung kepada jenis struktur, fungsi bangunan dan jenis elemen bangunan yang didukung oleh sistem pondasi-tanah tersebut.

Penurunan pada pondasi merupakan masalah rekayasa yang penting dan harus dianalisis bersamaan dengan estimasi daya dukungnya. Untuk itu pada bagian ini akan dibahas secara terpisah beberapa metoda yang cukup mudah dimengerti, sederhana dan praktis digunakan untuk menganalisis besarnya penurunan pada pondasi dangkal.

Penurunan pada pondasi dilihat dari mekanismenya dibagi menjadi dua bagian besar, yaitu:

a. Penurunan segera yang berlangsung relatif cepat

Penurunan segera (immediate settlement, S_e) adalah penurunan yang terjadi pada saat pemberian beban pada masa konstruksi atau segera setelah masa konstruksi selesai. Penurunan ini sangat dipengaruhi sifat elastis dan plastis tanah. Secara teori, penurunan segera dibagi menjadi dua bagian yaitu :

- Penurunan sementara (elastis), yaitu penurunan pada sistem pondasi akibat beban luar yang akan segera hilang atau kembali pada posisi semula bila beban yang mengakibatkan penurunan dihilangkan.
- Penurunan tetap (plastis) yang bersifat permanen walaupun beban yang mengakibatkan penurunan dihilangkan.

Sebagai gambaran untuk memahami penerunan segera plastis dan elastis dapat diperhatikan sketsa pada Gambar 3.1. Pada beban yang relatif kecil (q_1) pada sistem tanah-pondasi terjadi penurunan yang terjadi didonimasi oleh penurunan elastis. Pada kondisi ini, tanah berperilaku elastis sempurna, sehingga bila beban dihilangkan maka pondasi kembali pada posisi semula (tidak terjadi penurunan tetap). Selanjutnya, apabila beban terus ditambah hingga mencapai nilai tertentu (q_2), maka akan terjadi penurunan yang lebih besar (s_2). Pada kurva dapat ditandai dengan penurunan yang makin besar dibanding dengan pertambahan beban. Bila pada kondisi ini beban dihilangkan, maka pondasi tidak kembali pada keadaan semula melainkan menyisakan penurunan yang sifatnya tetap (s_1). Pada pembebasan q_2 terjadi dua macam penurunan segera yaitu:

- penurunan plastis ($s_{plastis}=s_1$), dan
- penurunan elastis ($s_{elastis}=s_2-s_{plastis}$)

Bila beban kembali dinaikkan, maka kurva beban-perpindahan akan kembali naik dengan bentuk yang relatif sama dengan pada saat pembebasan awal. Apabila beban terus ditambah hingga mencapai titik maksimum (q_{max}) (dengan penurunan s_{max}), maka kurva beban akan bergerak mendatar. Pada beban tersebut, pondasi akan terus mengalami penurunan yang besar tanpa penambahan beban yang berarti. Kondisi ini menggambarkan bahwa sistem pondasi telah mengalami keruntuhan.

b. Penurunan akibat konsolidasi

Penurunan konsolidasi (consolidation settlement, S_c) adalah penurunan yang terjadi akibat berkurangnya volume tanah yang disebabkan mengalirnya air keluar dari pori-pori tanah. Penurunan konsolidasi bersifat lama dan sangat dipengaruhi oleh kecepatan mengalirnya air keluar dari pori-pori tanah. Pada tanah dengan permeabilitas yang besar, penurunan konsolidasi akan berlangsung cepat sehingga tidak dapat dibedakan dengan penurunan segera. Oleh sebab itu, pada tanah pasir, dianggap penurunan yang terjadi adalah penurunan segera saja. Sedangkan pada tanah lempung yang mempunyai permeabilitas yang sangat kecil, penurunan konsolidasi memegang peranan yang sangat penting sehingga perlu dianalisis secara terpisah. Penurunan konsolidasi dibagi menjadi beberapa macam berdasarkan mekanisme pergerakan butiran tanah yaitu:

- Penurunan primer (primary consolidation), yaitu penurunan yang terjadi akibat keluarnya air dari pori tanah tanpa merubah susunan partikel tanah.
- Penurunan sekunder (secondary consolidation), adalah penurunan konsolidasi yang diikuti dengan perubahan susunan butiran pada tanah tanpa merubah bentuk butiran.
- Penurunan tersier (tersier consolidation) berupa penurunan perlahan akibat beban tetap yang diikuti dengan perubahan bentuk dari butiran tanah. Penurunan ini sangat menarik perhatian para peneliti terutama pada tanah organik (gambut).

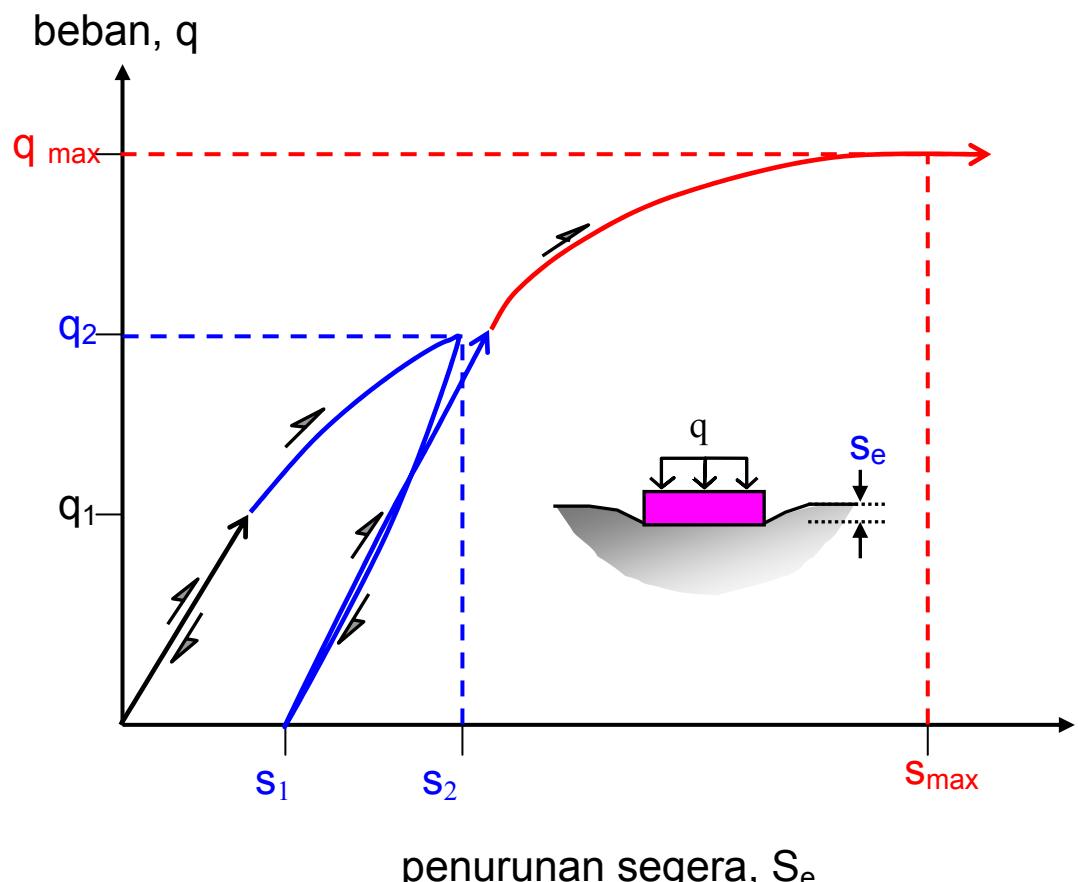
Gambaran dari penurunan konsolidasi ditampilkan pada Gambar 3.2. Penurunan primer dan sekunder pada tanah lempung dapat terjadi secara terpisah ataupun bersamaan. Akan tetapi, secara teori penurunan tersebut akan jelas terpisah dengan bentuk kurva beban-penurunan yang berubah orientasinya sehingga perumusannya secara matematik menjadi mudah. Kedua penurunan tersebut dibedakan cara menganalisisnya berdasarkan beban dan waktu. Konsolidasi primer dianalisis

berdasarkan beban tambahan dan konsolidasi sekunder berdasarkan waktu pemampatan.

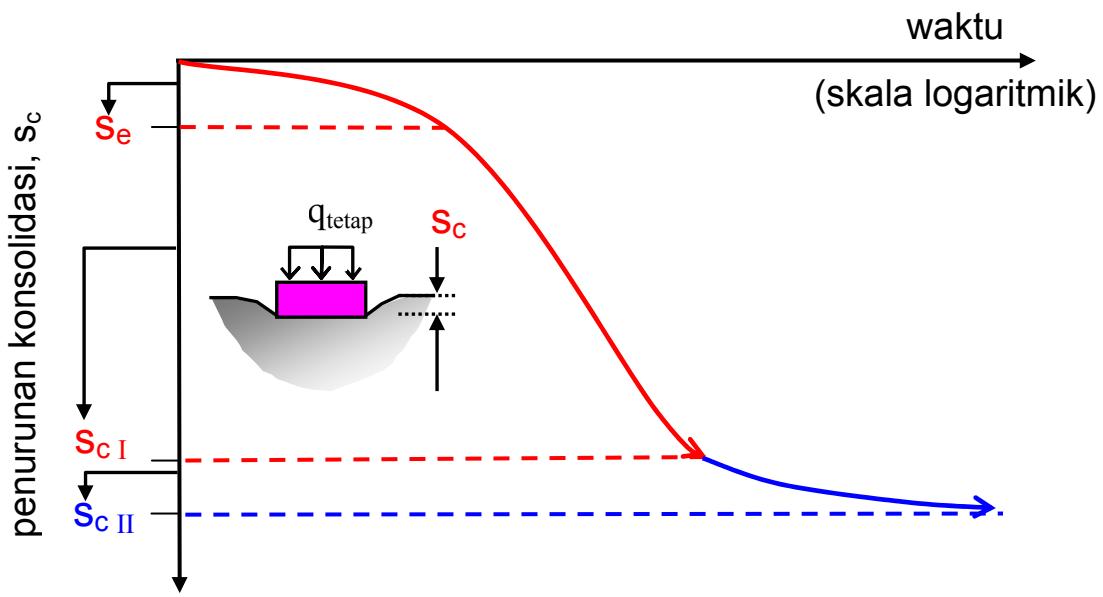
Setelah tanah mengalami penurunan pertama, maka pori-pori tanah akan mengecil, sehingga kecepatan mengalirnya air akan menurun. Kondisi ini juga membuat waktu terjadinya proses konsolidasi/penurunan menjadi lambat.

Secara teori, nilai akhir penurunan konsolidasi akibat beban tetap tidak akan pernah dapat ditentukan waktunya. Sehingga dalam analisis, besarnya nilai penurunan dikaitkan dengan proses konsolidasi dalam bentuk derajat konsolidasi. Derasat konsolidasi adalah nilai rasio penurunan pada proses konsolidasi pada tahap tertentu dibanding dengan penurunan pada proses 100%. Pembahasan mengenai derajat konsolidasi akan disinggung lebih mendalam pada bagian analisis lamanya (waktu) konsolidasi.

Untuk menyatakan besarnya penurunan konsolidasi, dilakukan dahulu estimasi penurunan konsolidasi total (derajat konsolidasi 100%). Selanjutnya penurunan konsolidasi total hasil perhitungan dikalikan dengan faktor 90%. Hal tersebut mempunyai arti bahwa penurunan terjadi setelah proses konsolidasi berlangsung hingga 90% (derajat konsolidasi 90%). Nilai penurunan 90% tersebut kemudian dibandingkan dengan nilai batas penurunan yang diijinkan.



Gambar 3.1. Kurva beban-penurunan



Gambar 3.2. Kurva penurunan konsolidasi

3.1 Kriteria Penurunan

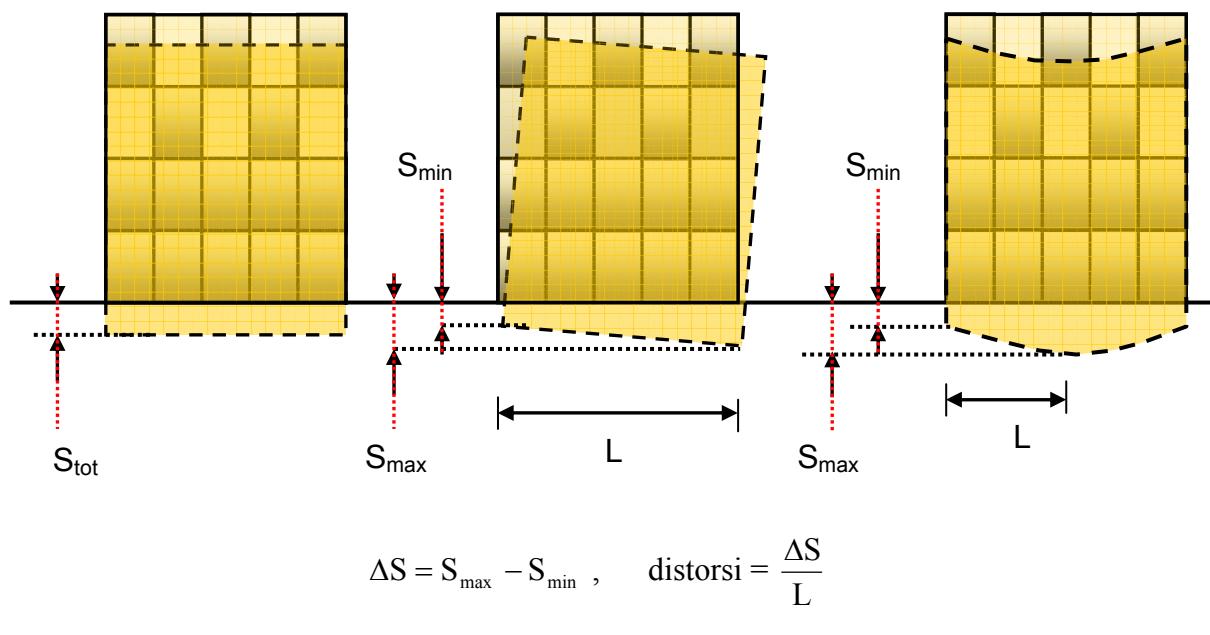
Pada bagian terdahulu telah dijelaskan beberapa formula untuk memprediksi nilai daya dukung pondasi dengan menggunakan rumusan empiris. Beberapa formula diturunkan berdasarkan hasil pengujian di lapangan dengan menggunakan batasan penurunan tertentu. Beberapa dari formula tersebut kembali dirangkumkan sebagai berikut, yaitu:

1. Formula empiris yang diajukan Meyerhof (1956) dengan untuk estimasi daya dukung bersih dari pondasi dangkal berdasarkan hasil uji sondir, dengan batas penurunan ijin 25 mm.
2. Formula yang diajukan Bowles (1977) yang didasarkan pada batasan penurunan untuk nilai tertentu. Formula ini mengasumsikan bahwa tanah berperilaku secara elastis sempurna.
3. Rumusan Meyerhof untuk mengestimasi daya dukung izin dari sebuah pondasi dangkal berdasarkan hasil uji standart penetrasi pada tanah **pasir** (non-kohesif) dengan batasan (asumsi) penurunan yang terjadi tidak melebihi 25 mm
4. Selain itu, pondasi juga tidak diizinkan mengalami beda penurunan (**differential settlement**) antara dua titik dalam badan pondasi melebihi **1.9 cm** ($\frac{3}{4}$ inchi).

Penurunan pada pondasi dapat dibedakan menjadi penurunan total (**total settlement**) dan penurunan sebagian (**differential settlement**). Untuk bangunan pada umumnya (bukan bangunan khusus), penurunan total secara mekanika rekayasa bukan menjadi masalah yang kritis. Akan tetapi penurunan total akan terkait dengan dengan faktor lain yang tidak berhubungan dengan mekanika dari struktur bangunan. Penurunan total pada bangunan dengan nilai mencapai belasan atau puluhan centimeter akan menimbulkan masalah pada

sistem perpipaan, draenase, gas atau resapan yang terkait dengan bangunan. Bila prediksi besarnya penurunan total dapat dilakukan, maka sistem koneksi pada sistem pipa dan lainnya dapat pula direncanakan secara baik. Dari pengalaman pada bangunan-bangunan tua yang mengalami penurunan yang besar, menunjukkan bahwa layanan bangunan masih dapat diandalkan dengan baik. Tetapi pada bangunan khusus seperti tanki dalam tanah yang bekerja berdasarkan gravitasi, penurunan total akan memberikan masalah yang cukup signifikan.

Penurunan sebagian terkadang dikenal dengan nilai lain berupa kemiringan (*tilt*) atau dalam bentuk rasio distorsi (*angular distortion*). Untuk membedakan kemiringan, rasio distorsi dan penurunan total pada bangunan yang kaku dan yang fleksibel dapat diperhatikan Gambar 3.3. Kasus kemiringan pada bangunan yang sangat terkenal di dunia adalah pada kejadian Menara Miring Pisa. Kemiringan yang terjadi pada menara ini diakibatkan penurunan konsolidasi yang tidak seragam pada sisi utara dan selatan. Pada sisi selatan terjadi penurunan yang telah mencapai hampir 3m sedangkan pada sisi utara terjadi penurunan konsolidasi hampir 1.8m (Terracina, 1962). Dengan perbedaan kemiringan yang sangat besar pada pondasi tersebut, maka jadilah menara Pisa sebagai pusat perhatian.

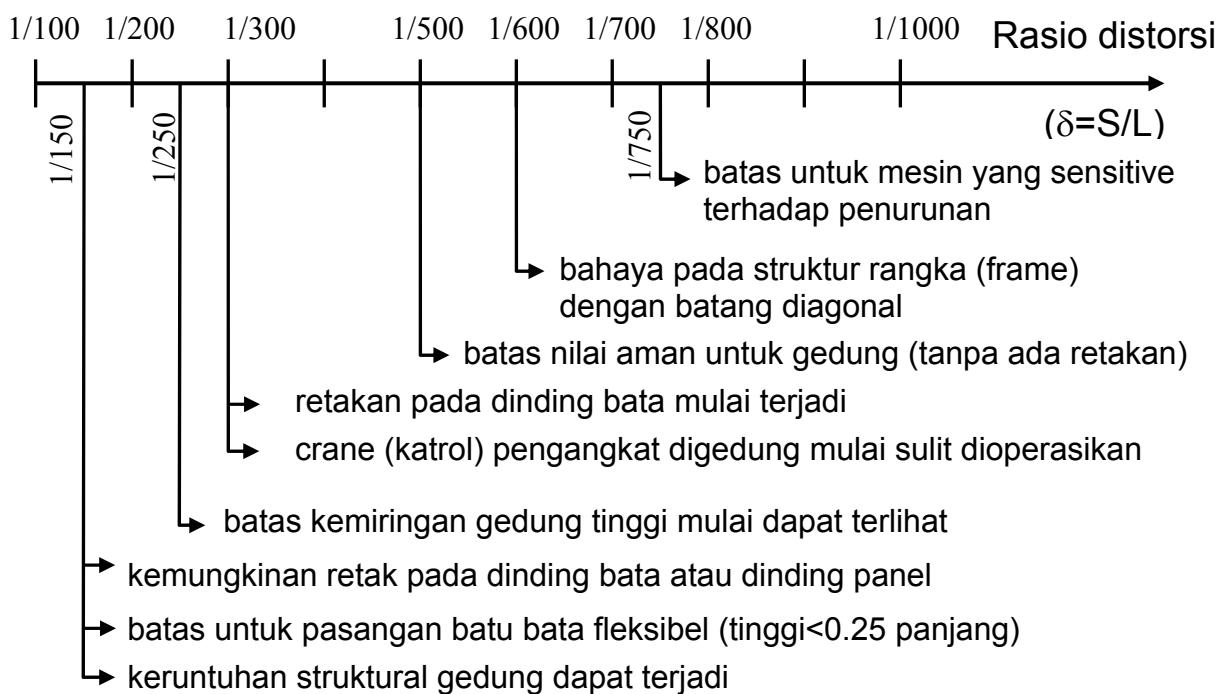


Gambar 3.3. Ragam penurunan

Besarnya batasan penurunan total atau penurunan differential yang terjadi sangat bervariasi tergantung dari kepentingan bangunan. Namun, pembatasan nilai-nilai tersebut dapat diambil dari pengalaman sebelumnya terhadap kerusakan dan/atau berkurangnya layanan dari bangunan yang diakibatkan oleh penurunan. Pada Tabel 3.1 (Sower, 1962) dan Gambar 3.4 (Bjerrum, 1963) diberikan batasan nilai penurunan yang dapat dijadikan acuan sebagai kriteria penurunan dalam merencanakan pondasi. Namun batasan lain yang lebih penting adalah batasan yang ditetapkan berdasarkan fungsi atau kegunaan dari bangunan itu sendiri dan juga terhadap pentingnya benda yang akan diamankan di dalam bangunan tersebut.

Tabel 3.1. Batas penurunan ijin

Tipe penurunan	Faktor pembatas	Nilai batas
Penurunan total	Draenase	150 - 300 mm
	Akses	300 - 600 mm
	Perkiraan terjadi penurunan distorsi	
	Tembok pasangan batu	25 - 50 mm
	Struktur rangka	50 - 100 mm
	Silo, pondasi rakit, cerobong asap	75 - 300 mm
Kemiringan	Stabilitas terhadap guling	tergantung tinggi dan lebar
	Kemiringan tower, cerobong asap	0.004 L
	Berjalannya kendaraan (truk)	0.01 L
	Bergeraknya barang-barang	0.01 L
	Bekerjanya mesin pemintal kapas	0.003 L
	Pengoperasian turbin, generator	0.0002 L
	Rail Crane (mesin pengangkat)	0.003 L
	Draenase pada muka lantai	0.01 - 0.02 L
Penurunan distorsi	Tingginya pasangan batu-bata	0.0005 - 0.001 L
	Retakan pada dinding batu-bata	0.001 L
	Retakan pada plesteran dinding	0.001 L
	Bangunan rangka beton bertulang	0.0025 - 0.004 L
	Dinding beton bertulang	0.003 L
	Bangunan rangka baja menerus	0.002 L
	Struktur rangka baja sederhana	0.005 L

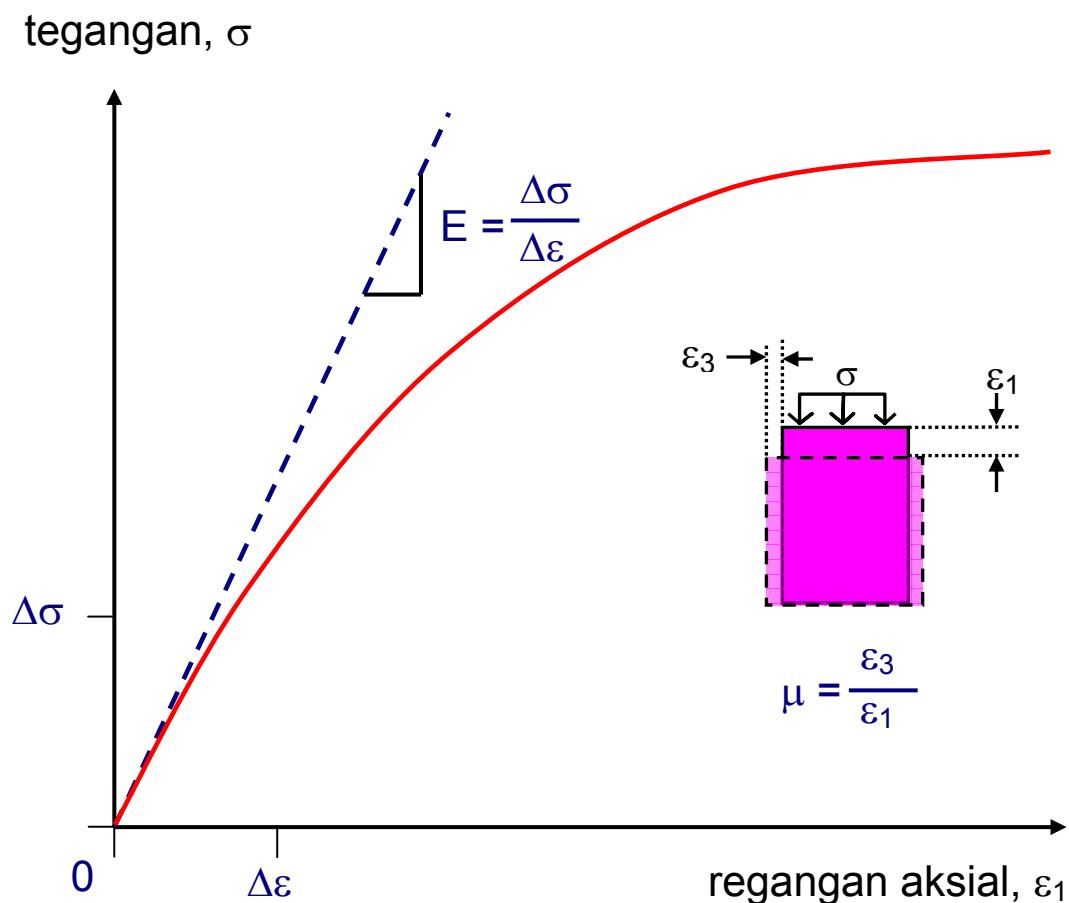


Gambar 3.4. Nilai batas rasio distorsi

3.2 Parameter elastis tanah

Prosedur perhitungan penurunan segera pada pondasi dangkal melibatkan parameter. Sedangkan data-data lain yang diperlukan adalah panjang L dan lebar pondasi B, kedalaman tanah yang mengalami penurunan H, kedalaman penanaman D serta beban yang diberikan q.

Modulus elastisitas tanah dapat didefinisikan sebagai pertambahan tegangan, $\Delta\sigma$ untuk penambahan tiap satu satuan regangan, $\Delta\varepsilon$ pada saat awal pembebahan. Modulus elastisitas adalah nilai properties tanah yang sering digunakan untuk mengestimasi penurunan. Nilai modulus tanah hanya berkisar 1/10 hingga 1/100 dari nilai modulus baja. Sedangkan Poisson's ratio adalah merupakan perbandingan dari perubahan regangan pada arah aksial dengan pertambahan regangan pada arah lateral. Gambar 3.5. menjelaskan tentang modulus elastisitas (sebagai kemiringan kurva di awal pembebahan) dan Poisson's ratio. Gambar kurva tegangan-regangan tersebut dapat diperoleh dari hasil pengujian triaksil (lihat kembali Bab 1). Nilai-nilai batasan untuk modulus elastisitas tanah diberikan pada Tabel 3.2 dan untuk Poisson's ratio diberikan pada Tabel 3.3.



Gambar 3.5. Modulus elastisitas dan Poisson's ratio

Tabel 3.2. Rentang nilai modulus elastisitas tanah

Jenis Tanah	Modulus elastisitas (kg/cm^2)	
	Bowles, 1988	Das, 1994
Lempung		
Sangat lunak	20 - 150	
Lunak	50 - 250	20 - 50
Sedang	150 - 500	50 - 100
Keras/kaku	500 - 1000	100 - 250
Lempung kepasiran	250 - 2500	
Lanau	20 - 200	
Pasir		
Pasir kelanauan	50 - 200	100 - 170
Pasir Lepas	100 - 250	100 - 250
Pasir sedang		170 - 270
Pasir padat	500 - 810	350 - 550
Kerikil berpasir		700 - 1730
Lepas	500 - 1500	
Padat	1000 - 2000	

Tabel 3.3. Rentang nilai Poisson's ratio beberapa jenis tanah

Jenis Tanah	Poisson's ratio	
	Bowles, 1988	Das, 1994
Lempung		
Sangat lunak		
Lunak		
Sedang		0.20 - 0.50
Keras/kaku		
Lempung kepasiran	0.20 - 0.30	
Lempung jenuh	0.40 - 0.50	
Lempung tak jenuh	0.10 - 0.30	
Lanau	0.30 - 0.35	
Pasir	0.30 - 0.40	
Pasir kelanauan		0.20 - 0.40
Pasir Lepas		0.20 - 0.40
Pasir sedang		0.25 - 0.40
Pasir padat		0.30 - 0.45
Kerikil berpasir	0.30 - 0.40	0.15 - 0.35

Pengujian tanah untuk mendapatkan parameter elastis tanah biasanya dilakukan terhadap sample tanah dengan menggunakan triaxial. Pengujian ini memerlukan pengetahuan dan keterampilan yang cukup terhadap peralatan yang dipergunakan dan pengolahan data hasil pengujian. Walaupun demikian, prosedur pengujian tersebut harus tetap dilakukan untuk mendapatkan parameter sesuai dengan keperluan analisis.

Untuk keperluan estimasi penurunan pada tahap awal, para peneliti terdahulu telah mengajukan beberapa rumusan empiris untuk memprediksi nilai modulus elastisitas tanah berdasarkan hasil pengujian kekuatan tanah di lapangan (Schemertmann (1970), Mitchel dan Gardner (1975), maupun hasil pengujian unconfined di laboratorium. Beberapa rumusan empiris tersebut adalah:

Pengujian Standart Penetration Test, N_{spt} (pukulan) :

$$E = 766 N_{spt} \quad (\text{kN/m}^2)$$

3.1.a

Pengujian sondir, q_c (kg/cm^2) :

$$E = 2 q_c$$

3.1.b

Pengujian unconfined, c_u (kg/cm^2)

Untuk lempung terkonsolidasi normal (*Normally-consolidated clay*, NC clay):

$$E = 250 \text{ s/d } 500 c_u$$

3.1.c

Untuk lempung terkonsolidasi (*Over-consolidated clay*, OC clay):

$$E = 750 - 1200 c_u$$

3.1.d

Untuk lempung sangat terkonsolidasi (*Heavily Over-consolidated clay*, HC clay):

$$E = 1500 - 2000 c_u$$

3.1.e

Selain modulus elastisitas, dalam rekayasa geoteknik dikenal juga modulus reaksi tanah (subgrade reaction modulus, k_s) dan moduls geser tanah (shear modulus, G , dengan satuan kg/cm^2 , kN/m^2 atau t/m^2). Modulus geser adalah perbandingan antara perubahan tegangan geser (τ) dengan pertambahan pergeseran sudut (θ) pada elemen tanah. Modulus reaksi tanah adalah perbandingan perubahan nilai beban merata yang diberikan dengan perubahan penurunan yang terjadi (dengan satuan $\text{kg/cm}^2/\text{cm}$ atau $\text{t/m}^2/\text{m}$).

Modulus reaksi tanah dapat diperoleh dari uji pembebanan terhadap pelat di lapangan (plate bearing test, lihat Gambar 3.6). Sedangkan pengujian untuk mendapatkan parameter geser tanah dapat dilakukan secara tidak langsung dengan melakukan pengujian untuk mendapatkan modulus elastisitas dan Poisson's ratio. Selanjutnya modulus geser dihitung menggunakan persamaan matematis yang diturunkan dari analisis tegangan-regangan dalam elemen tanah. Secara matematis modulus-modulus tersebut dapat dituliskan sebagai:

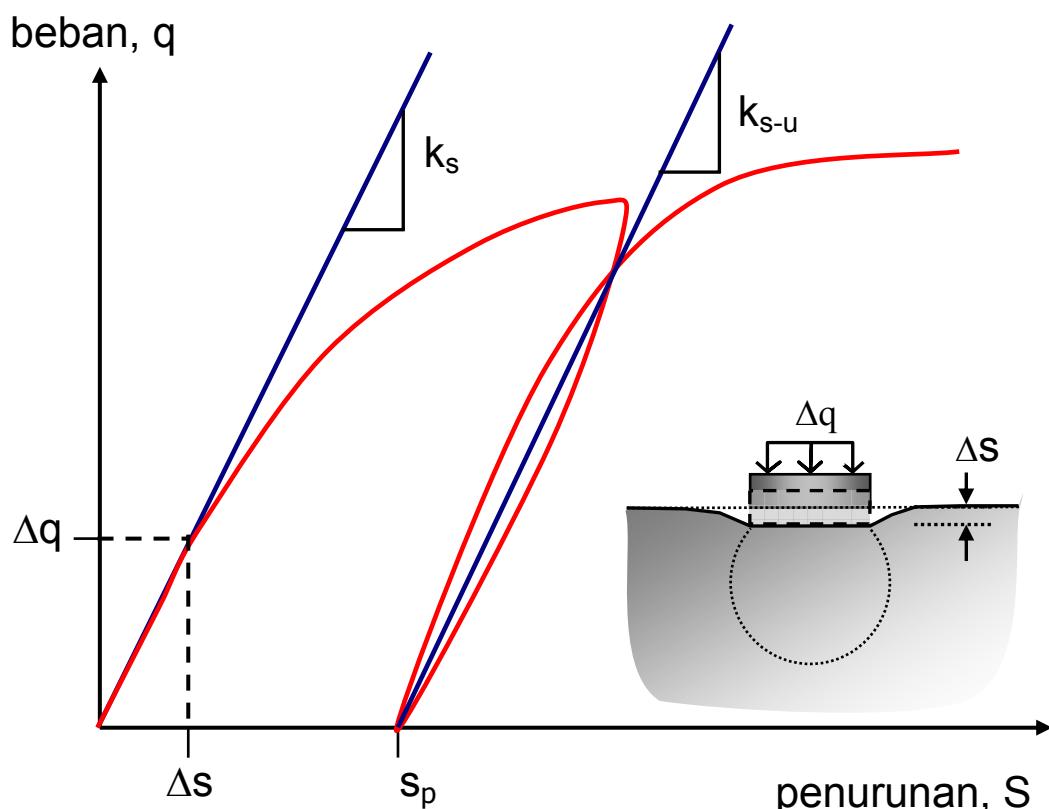
$$k_s = \frac{\Delta q}{\Delta S} \quad 3.2$$

dan

$$G = \frac{\Delta \tau}{\Delta \theta} \quad 3.3$$

Hubungan antara modulus geser, G dengan modulus elastisitas, E dan Poisson's ratio (μ) dituliskan sebagai:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad 3.4$$



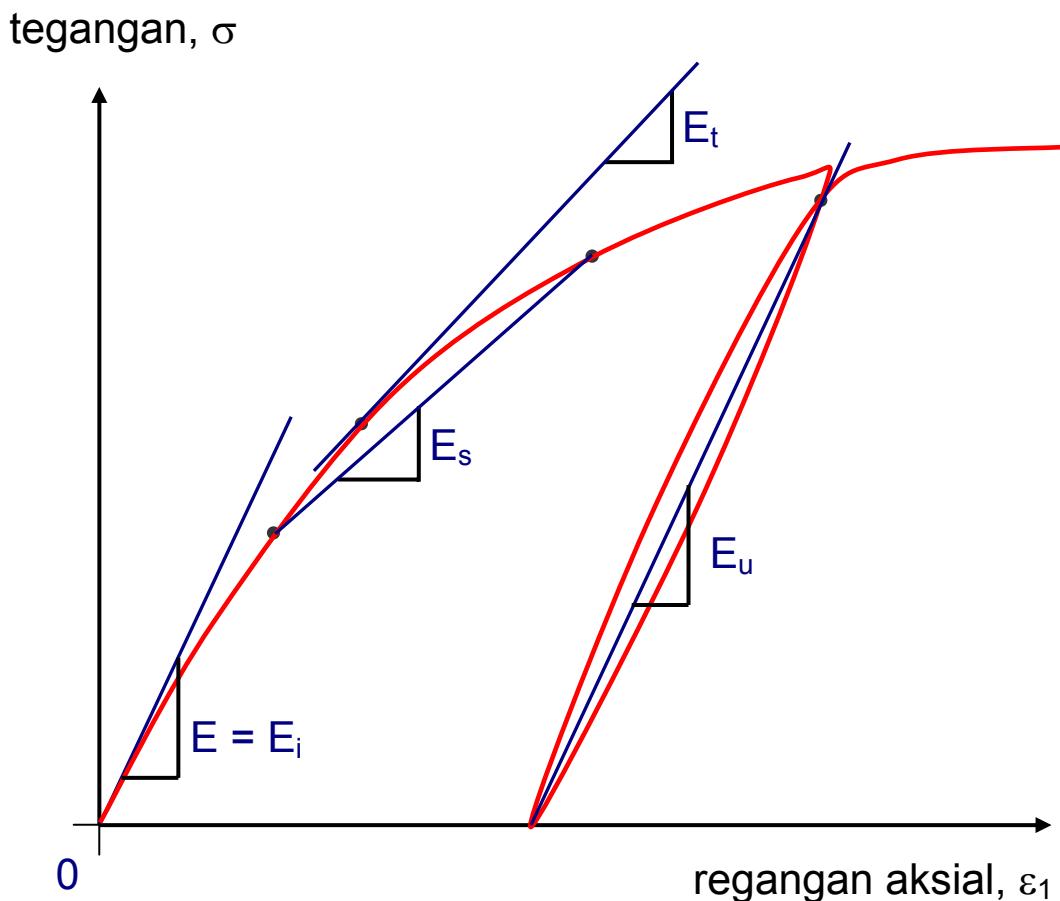
Gambar 3.6. Kurva beban-penurunan hasil uji pembebanan pelat

Diskusi

Mengingat rentang nilai modulus elastisitas dan Poisson's ratio yang sangat besar dimana dapat bernilai hingga kelipatan sepuluh kali untuk jenis tanah yang sama, maka sangat dianjurkan untuk melakukan pengujian terhadap sample tanah guna mendapatkan nilai-nilai tersebut. Keuntungan lebih lanjut dari pengujian terhadap sample tanah adalah diperolehnya kurva tegangan-regangan yang dapat dipergunakan dalam perhitungan mekanika menggunakan metoda perhitungan lanjut (advanced methods) seperti metoda numerik dengan elemen hingga atau beda hingga.

Selain itu, keuntungan lain dengan diperolehnya hasil pengujian, parameter elastisitas lainnya dapat juga dihitung. Selain modulus elastisitas (initial, E_i), pada mekanika tanah juga dikenal modulus sekan (secant modulus, E_s) dan modulus tangen (tangent modulus, E_t). Modulus sekan adalah nilai perbandingan perubahan tegangan dan perubahan regangan pada dua titik yang berbeda. Modulus tangen adalah nilai kemiringan dari satu titik pada kurva tegangan regangan.

Modulus elastisitas juga dapat dibandingkan dengan nilai modulus dari kurva regangan-regangan pada pengujian dengan loading-unloading. Secara teori, nilai modulus elastisitas (initial) akan sama dengan nilai kemiringan rata-rata kurva unloading-reloading (E_u) tersebut. Gambar 3.7 dibawah, menjelaskan secara skematik dari defenisi modulus-modulus diatas.



Gambar 3.7. Defenisi modulus tanah

3.3 Penurunan Segera

Besarnya penurunan elastis pondasi dangkal akibat beban merata sangat ditentukan oleh jenis tanah yang digambarkan oleh parameter elastis tanah dan tebalnya lapisan tanah tersebut. Dalam bahagian berikut akan dibahas prosedur estimasi penurunan segera pondasi dangkal menggunakan metoda analitis. Pembagian pembahasan metoda analisis didasarkan perbedaan jenis dan ketebalan tanah dibawah pondasi.

3.3.1 Tanah homogen

Untuk tanah pendukung dibawah pondasi dengan lapisan tunggal (homogen), penurunan yang terjadi akan tergantung pada parameter elastis tanah, besarnya beban pondasi dan dimensi dari pondasi. Untuk pondasi persegi yang dengan lebar B dan panjang L yang berada diatas permukaan tanah ($D = 0$) dengan modulus elastisitas tanah E dan Poisson's ratio μ , penurunan elastis yang terjadi akan bersifat fleksibel (Harr, 1966). Persamaan penurunan elastisnya pada **pusat pondasi** akibat tambahan beban merata q dapat dituliskan sebagai:

$$S_e = \alpha (1 - \mu^2) \frac{Bq}{E} \quad 3.5$$

dimana α adalah faktor bentuk berdasarkan rumus empiris dengan persamaan:

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1 + \frac{B^2}{L^2}} + \frac{B}{L}}{\sqrt{1 + \frac{B^2}{L^2}} - \frac{B}{L}} \right) + \frac{B}{L} \ln \left(\frac{\sqrt{1 + \frac{B^2}{L^2}} + 1}{\sqrt{1 + \frac{B^2}{L^2}} - 1} \right) \right] \quad 3.6$$

Sedangkan pada sisi pondasi, penurunan yang terjadi adalah setengah dari penurunan pada tengah/pusat pondasi.

Bila diasumsikan pondasi sangat kaku, maka penurunan yang terjadi akan bersifat bersamaan. Formula yang digunakan akan tetap sama dengan penurunan fleksibel akan tetapi nilai α akan berubah menjadi sekitar **0.88** kali dari nilai yang diperoleh dengan menggunakan rumusan penurunan fleksibel diatas. atau dapat dituliskan:

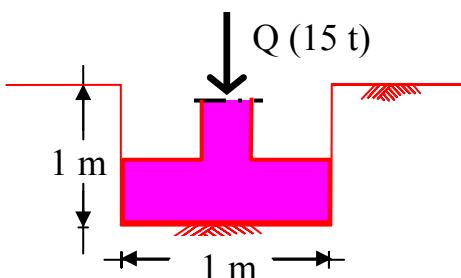
$$\alpha_{\text{rigid}} \approx 0.88 \alpha_{\text{fleksibel}} \quad 3.7$$

Untuk pondasi berbentuk lingkaran dengan diameter B , nilai $\alpha = 1.0$, untuk pondasi bujursangkar dengan lebar B , nilai $\alpha = 1.2$ dan untuk pondasi lajur nilai $\alpha = 2.55$.

Walaupun secara teori lapisan tanah dianggap homogen, namun untuk lapisan tanah dibawah pondasi dengan ketebalan minimal, H berkisar antara $2B$ hingga $3B$, formula diatas masih layak digunakan. Hal tersebut dapat dipertimbangkan mengingat pengaruh dari beban pada pondasi terhadap kenaikan tegangan dalam tanah hanya bernilai cukup penting pada kisaran $2B$ hingga $3B$ dibawah pondasi.

Kasus 3.1

Sebagai contoh untuk memprediksi penurunan segera sebuah pondasi dangkal bujursangkar dengan lebar sisi 1 m yang ditanam pada tanah pasir dengan kedalaman 1m. Tanah tersebut mempunyai modulus elastisitas $E = 200 \text{ kg/cm}^2$ dengan angka Poisson $\mu = 0.30$. Beban terpusat rencana yang bekerja pada kolom $Q = 15 \text{ ton}$. Tahapan perhitungan (estimasi) penurunan elastis pondasi tersebut dapat dilakukan sebagai berikut:



Gambar K3.1. Pondasi dangkal dengan beban terpusat

Rumus penurunan segera

$$S_e = \alpha (1 - \mu^2) \frac{Bq}{E}$$

untuk menggunakan rumus tersebut, diasumsikan bahwa tanah homogen hingga kedalaman 3B, dan juga dianggap kaku (rigid).

Rangkuman data:

Modulus elastisitas tanah, $E = 200 \text{ kg/cm}^2$

Poisson's ratio, $\mu = 0.30$

Lebar, $B = 1 \text{ m} (=100 \text{ cm})$

Beban yang bekerja $Q=15 \text{ ton} (=15000 \text{ kg})$

Beban merata persatuan luas pondasi, q

$q = Q / (B \times B)$

$= 15000 \text{ kg} / (100\text{cm} \times 100\text{cm})$

$= 1.5 \text{ kg/cm}^2$

Nilai faktor bentuk, α

Bentuk pondasi bujursangkar, sehingga dapat diambil nilai $\alpha = 1.2$

Menghitung penurunan segera, S_e

$$S_e = 1.2 (1 - 0.3^2) \frac{(100 \text{ cm})(1.5 \text{ kg/cm}^2)}{200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$S_e = (1.2)(0.91)(0.75 \text{ cm})$$

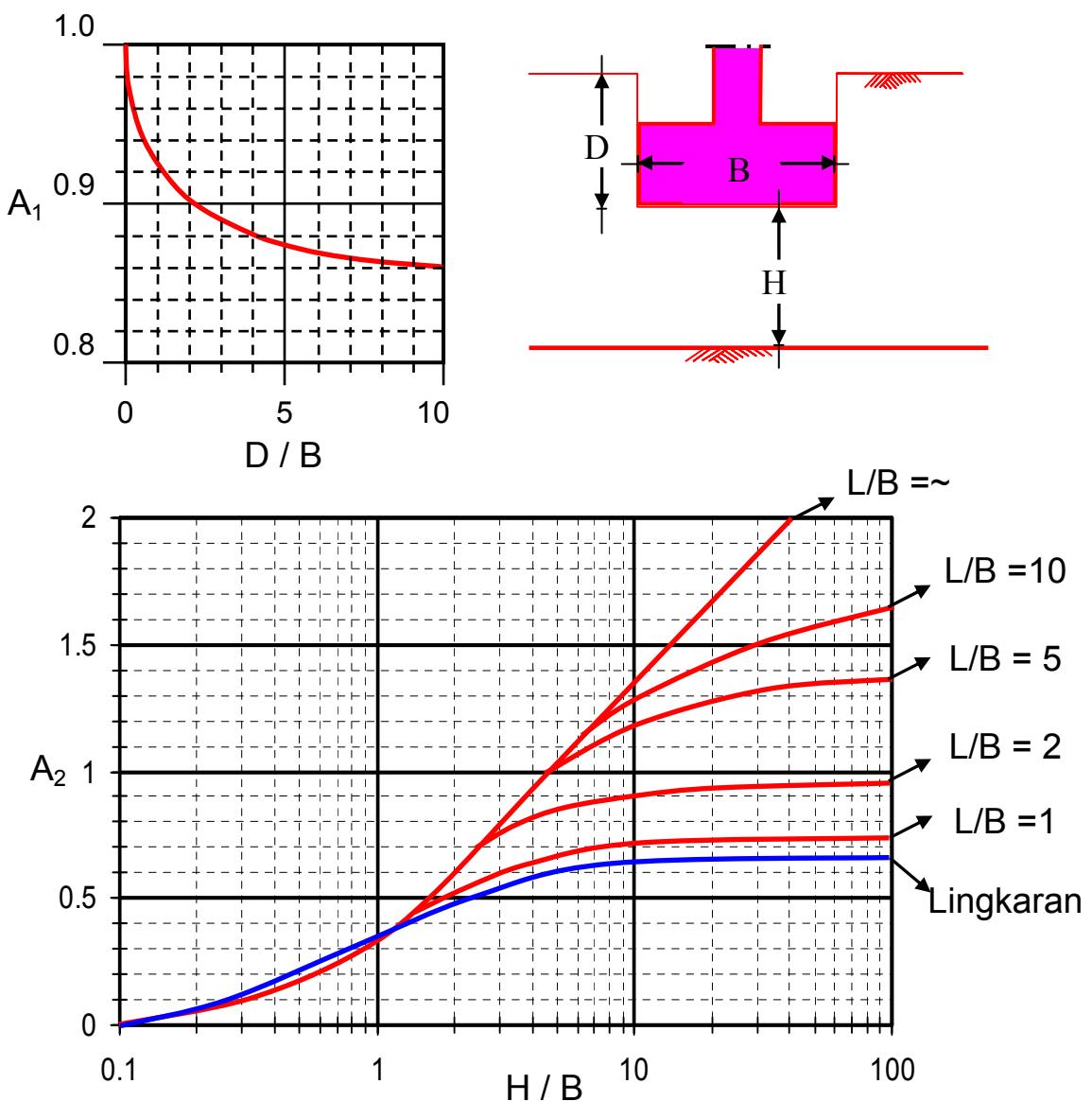
$$\boxed{\mathbf{S_e = 0.819 \text{ cm}}}$$

3.3.2 Tanah lempung jenuh

Penurunan pondasi dangkal yang berada diatas tanah lempung jenuh (saturated clay) dengan lapisan tunggal (homogen), tergantung pada parameter elastis tanah, E , lebar B dan panjang L , kedalaman penanaman D dan tebalnya lapisan lempung H . Penurunan elastis dianggap terjadi secara bersamaan (penurunan rata-rata) pada bidang pondasi. Poisson's ratio untuk tanah lempung jenuh diambil bernilai $\mu = 0.50$. Selanjutnya, persamaan penurunan pondasi akibat tambahan beban merata q dapat dituliskan sebagai (Janbu, et al , 1956):

$$S_e = A_1 A_2 \frac{Bq}{E} \quad 3.8$$

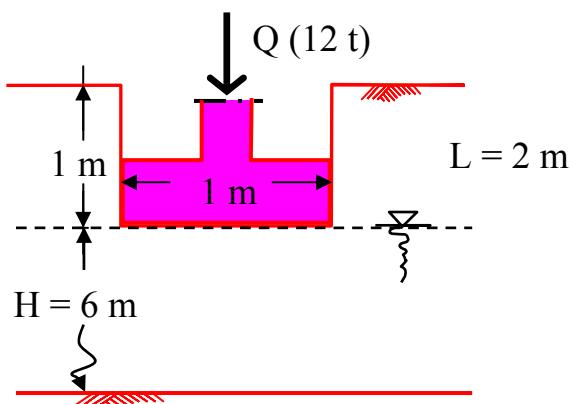
dimana A_1 dan A_2 adalah faktor pengaruh dari bentuk pondasi, kedalaman dan ketebalan lapisan tanah seperti pada Gambar 3.8 (Christian dan Carrier, 1978).



Gambar 3.8. Faktor A_1 dan A_2 untuk penurunan pada lempung jenuh

Kasus 3.2

Gambar K3.2.1 menunjukkan sebuah pondasi dangkal persegi yang mempunyai lebar $B = 1\text{m}$ dan panjang $L=2\text{m}$ yang ditanam pada tanah lempung dengan kedalaman $D=1\text{m}$. Tanah tersebut mempunyai modulus elastisitas $E = 75 \text{ kg/cm}^2$. Ketebalan tanah lempung $H=6\text{m}$ dengan muka air tanah tepat berada didasar pondasi. Beban terpusat yang bekerja pada kolom $Q = 12 \text{ ton}$. Tahapan perhitungan (estimasi) penurunan elastis pondasi tersebut dapat dilakukan sebagai berikut:



Gambar K3.2.1 Pondasi dangkal dengan beban terpusat

Rumus penurunan segera

$$S_e = A_1 A_2 \frac{Bq}{E}$$

untuk menggunakan rumus tersebut, karena tanah dibawah pondasi berada dibawah muka air tanah, maka dapat diasumsikan tanah lempung tersebut dalam kondisi jenuh dan memiliki Poisson's ratio = 0.50.

Rangkuman data:

Modulus elastisitas tanah, $E = 75 \text{ kg/cm}^2$
 Kedalaman dasar pondasi, $D = 1\text{m}$ (100 cm)
 Ketebalan lapisan tanah, $H = 6\text{m}$ (600 cm)
 Lebar pondasi , $B = 1\text{m}$ (=100 cm)
 Panjang pondasi, $L = 2\text{m}$ (=200 cm)
 Beban yang bekerja $Q=12 \text{ ton}$ (=12000 kg)

Beban merata persatuan luas pondasi, q

$$\begin{aligned} q &= Q / (B \times L) \\ &= 12000 \text{ kg} / (100\text{cm} \times 200\text{cm}) \\ &= 0.6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Nilai faktor penurunan, A_1 dan A_2

Rasio nilai-nilai geometrik dihitung sebagai berikut:

$$D/B = 100\text{cm}/100\text{cm} = 1$$

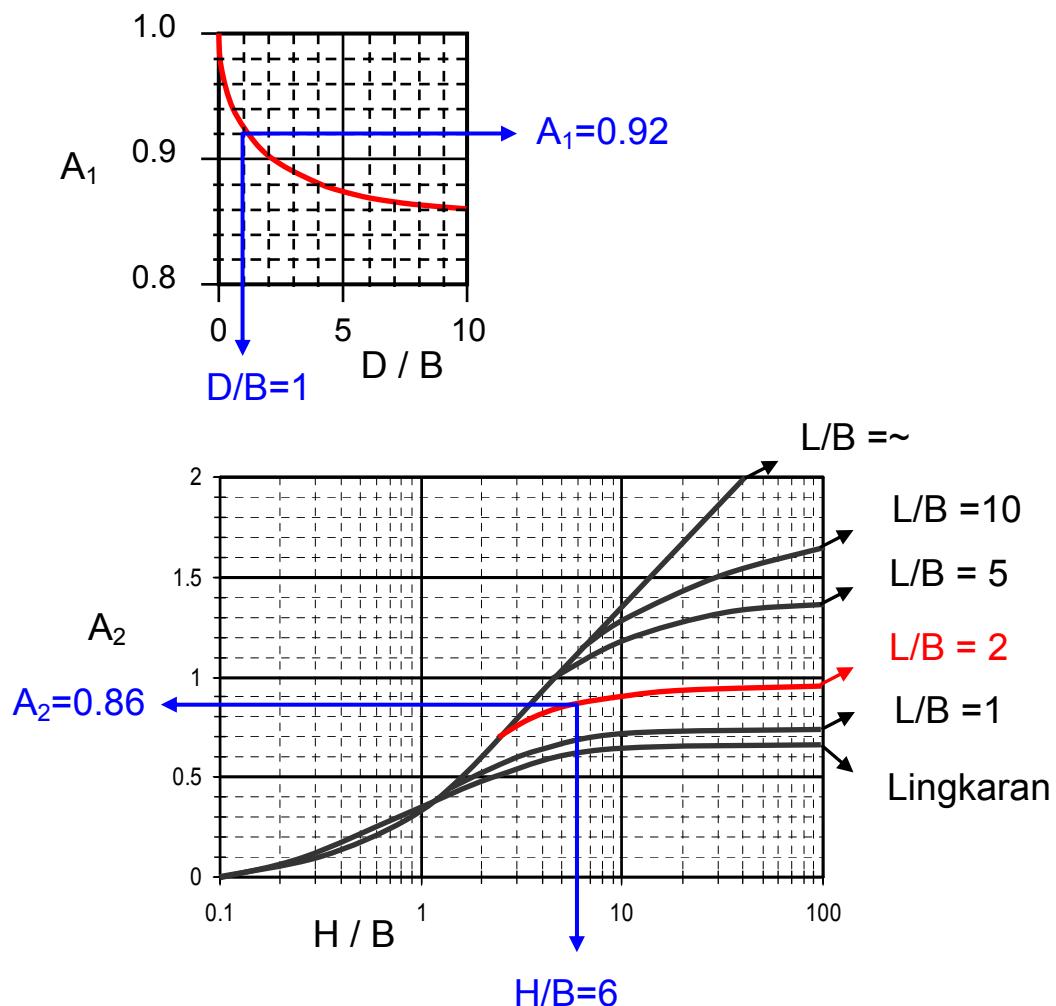
$$H/B = 600\text{cm}/100\text{cm} = 6$$

$$L/B = 200\text{cm}/100\text{cm} = 2$$

Selanjutnya dengan memplotkan nilai-nilai tersebut ke dalam gambar A_1 dan A_2 , diperoleh (lihat Gambar K3.2.2 dibawah):

$$A_1 = 0.92$$

$$A_2 = 0.86$$



Gambar K3.2.2 Faktor A_1 dan A_2

Penurunan segera, S_e

$$S_e = (0.92)(0.86) \frac{(100\text{cm})(0.6 \text{ kg/cm}^2)}{75 \text{ kg/cm}^2}$$

$$S_e = (0.92)(0.86)(0.80 \text{ cm})$$

$$\mathbf{S_e = 0.633 \text{ cm}}$$

3.3.3 Tanah pasir (atau dominan pasir)

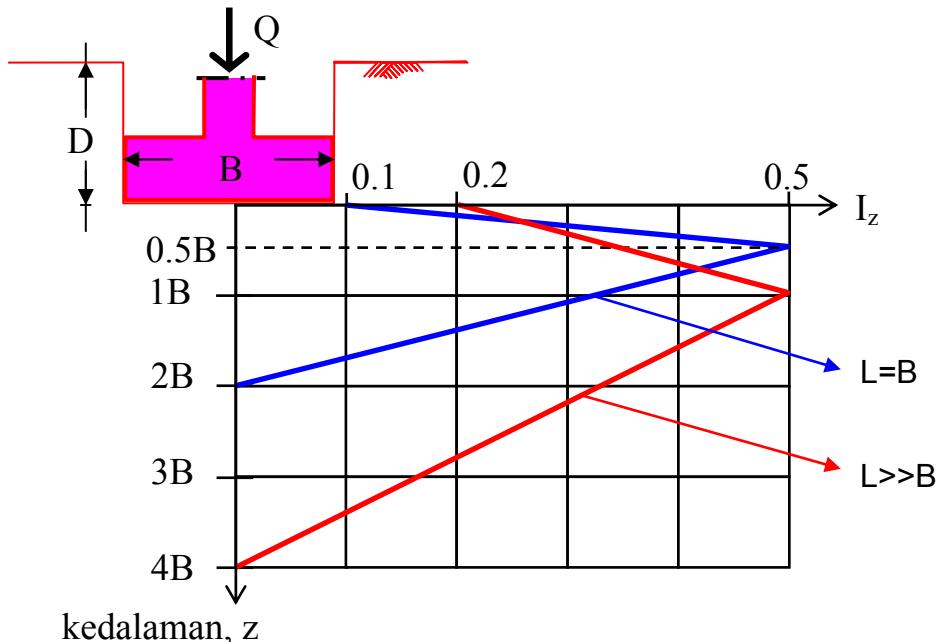
Penurunan pondasi dangkal yang berada diatas tanah pasir atau kepasiran dapat diprediksi dengan menggunakan rumusan semi empiris yang diusulkan Schmertmann dan Hartman (1978). Formula yang diusulkan ini telah mempertimbangkan ketidak homogenan dari lapisan tanah dibawah pondasi dan dituliskan sebagai berikut:

$$S_e = C_1 C_2 q \sum_{i=1}^n \frac{I_{z,i}}{E_i} \Delta z_i \quad 3.9$$

dimana C_1 adalah faktor pengaruh tambahan tegangan dalam tanah, C_2 faktor pengaruh waktu dan Δz_i ketebalan lapisan tanah ke- i , E_i modulus elastisitas pada lapisan ke- i dan $I_{z,i}$ adalah faktor pengaruh kedalaman pada lapisan kedalaman ke- i seperti pada Gambar 3.9 atau Tabel 3.4. Faktor tambahan beban C_1 dan faktor waktu C_2 dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

$$C_1 = 1 - \frac{q'}{2q} , \text{ dengan } q' = D \gamma \quad 3.9.a$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log(10t) , \text{ t adalah waktu dalam tahun} \quad 3.9.b$$



Gambar 3.9. Faktor I_z

Tabel 3.4. Faktor I_z dan kedalaman z untuk nilai L tertentu

L=B dan lingkaran		L = 2.5 B		L = 5 B		L = 7.5 B		L = 10 B	
z	I _z	z	I _z	z	I _z	z	I _z	z	I _z
0	0.1	0	0.117	0	0.144	0	0.172	0	0.2
0.5 B	0.5	0.58 B	0.5	0.72 B	0.5	0.86 B	0.5	B	0.5
2 B	0	2.33 B	0	2.89 B	0	3.44 B	0	4 B	0

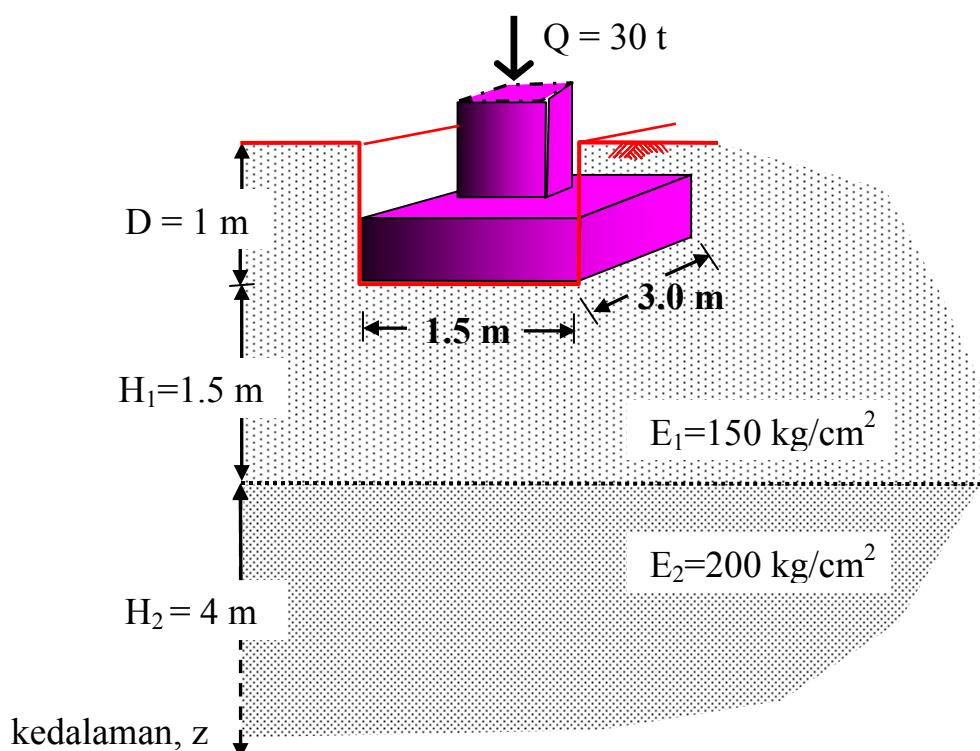
Seperti formula sebelumnya, besarnya penurunan tergantung kepada parameter elastis tanah, E dan tegangan-tegangan dalam tanah dibawah pondasi. Pengaruh dari lebar B , kedalaman penanaman D dan tebalnya lapisan tanah Δz tidak secara langsung diberikan pada formula. Penurunan elastis dianggap terjadi secara bersamaan (penurunan rata-rata) pada bidang pondasi. Poisson's ratio untuk tanah pada formula ini tidak dilibatkan dalam perhitungan. Justru faktor pergerakan tanah akibat lamanya pembebaan (rangkak/creep) diperhitungkan walaupun pada kenyataannya pengaruhnya relatif kecil dan sulit untuk dideteksi pada tanah pasir.

Formulasi ini relatif melibatkan prosedur perhitungan yang berulang sehingga cukup menyulitkan untuk lapisan tanah yang heterogen. Walaupun telah mempertimbangkan kemajemukan lapisan tanah, akan tetapi lapisan tanah yang dipertimbangkan untuk mengalami penurunan hanya setebal dua kali lebar pondasi. Pada kasus di lapangan, sangat jarang dijumpai lapisan tanah lebih dari tiga lapis hingga kedalaman 3 kali lebar pondasi.

Penentuan nilai faktor I_z untuk bentuk pondasi dengan lebar pondasi L , yang tidak terdapat dalam tabel, dapat dilakukan dengan interpolasi. Sebagai ilustrasi perhatikan contoh kasus berikut.

Kasus 3.3

Sebuah pondasi dangkal persegi dengan lebar $B = 1.5\text{m}$, panjang $L=3.0\text{m}$ ditanam pada tanah kepasiran pada kedalaman $D=1.0\text{m}$. Tanah tersebut mempunyai dua lapisan dengan tebal seperti pada Gambar K.3.3.1. Besarnya beban terpusat yang bekerja pada kolom $Q = 30 \text{ ton}$. Estimasi penurunan elastis pondasi tersebut setelah sepuluh tahun masa layanan dapat dilakukan sebagai berikut:



Gambar K3.3.1 Pondasi diatas tanah kepasiran

Rumus penurunan segera

$$S_e = C_1 C_2 q \sum_{i=1}^n \frac{I_{z,i}}{E_i} \Delta z_i$$

Rangkuman data:

Lebar pondasi , B = 1.5 m (=150 cm)

Panjang pondasi, L = 3.0 m (=300 cm)

Kedalaman dasar pondasi, D = 1.0 m (100 cm)

Beban yang bekerja, Q = 30 ton (=30000 kg)

Waktu layanan, t = 10 tahun

Lapisan tanah 1

Berat satuan, $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3 (0,0016 \text{ kg/cm}^3)$

Modulus elastisitas, $E_1 = 150 \text{ kg/cm}^2$

Ketebalan lapisan, $H_1 = 1.5 \text{ m (150 cm)}$

Lapisan tanah 2

Modulus elastisitas, $E_2 = 200 \text{ kg/cm}^2$

Ketebalan lapisan, $H_2 = 4.0 \text{ m (400 cm)}$

Tegangan dalam tanah didasar pondasi

Akibat berat sendiri

$$q' = \gamma D$$

$$= 0.0016 \text{ kg/cm}^3 (100\text{cm})$$

$$= 0.16 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban luar

$$q = Q / (B \times L)$$

$$= 30000 \text{ kg} / (150\text{cm} \times 300\text{cm})$$

$$= 0.67 \text{ kg/cm}^2$$

Nilai faktor penurunan, C_1 dan C_2

$$C_1 = 1 - \frac{q'}{2q}$$

$$= 1 - \frac{0.16}{2(0.67)}$$

$$= 1 - 0.12$$

$$= 0.88$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log (10 t)$$

$$= 1 + 0.2 \log (10 \times 10)$$

$$= 1 + 0.2 (2)$$

$$= 0.60$$

Rasio nilai geometrik pondasi:

$$L/B = 300\text{cm}/150\text{cm} = 2$$

atau

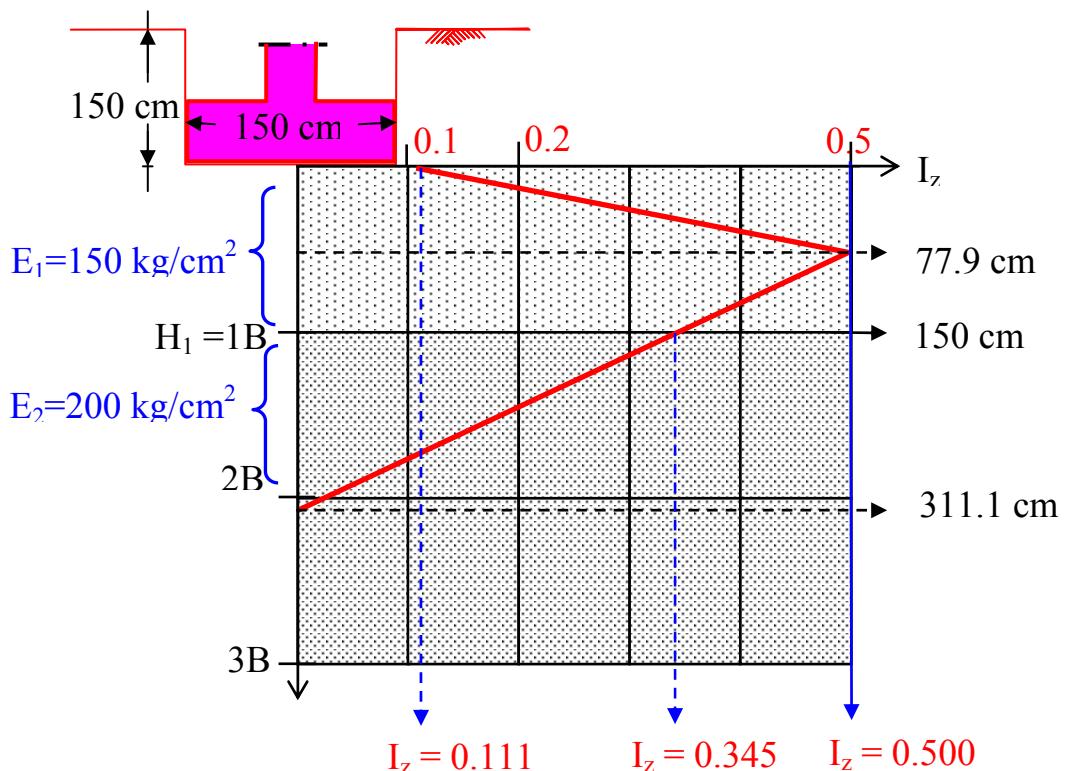
$$L = 2 B$$

Nilai faktor penurunan I_z dan z untuk $L = 2B$

Nilai-nilai tersebut diinterpolasi dari nilai tabel yang berada antara $L=B$ dan $L=2.5B$. Selanjutnya dituliskan dalam Tabel K3.3.1 dan digambarkan pada Gambar K3.3.2.

Tabel K3.3.1 Faktor penurunan

z	I_z
0 = 0	0.111
0.519 B = 77.9 cm	0.5
2.074 B = 311.1 cm	0



Gambar K3.3.2. Faktor pengaruh untuk kasus K3.3

Penurunan segera, S_e

Perhitungan dilakukan menggunakan tabel agar mudah dituliskan sebagai berikut:

Tabel K3.3.2

rentang z	Δz (cm)	I_z awal	I_z akhir	I_z rata-rata	E (kg/cm^2)	$\frac{I_{z,i}}{E_i} \Delta z_i$
0.0 - 77.9	77.9	0.111	0.500	0.3055	150	0.159
77.9 - 150	72.1	0.500	0.345	0.4225	150	0.203
150 - 311.1	161.1	0.345	0.0	0.1725	200	0.139
						$\Sigma = 0.501 \text{ cm}^3/\text{kg}$

$$S_e = (0.88) (0.60) (0.67 \text{ kg}/\text{cm}^2) (0.501 \text{ cm}^3/\text{kg})$$

$$S_e = 0.177 \text{ cm}$$

3.4 Penurunan Konsolidasi

Penurunan konsolidasi merupakan kasus khusus untuk tanah lempung dimana tanah tersebut secara alami mempunyai permeabilitas relatif rendah. Permeabilitas yang rendah pada tanah lempung tersebut menyebabkan aliran air akibat pertambahan tekanan dari beban luar menjadi lambat. Proses mengalirnya air keluar dari pori-pori tanah dan diikuti oleh penurunan / berkurangnya volume tanah inilah yang menjadi perhatian dalam pembahasan penurunan konsolidasi.

Dalam perkembangan ilmu mekanika tanah pada akhir abad 20 yang lalu, penurunan konsolidasi pada tanah gambut telah pula menjadi fokus untuk diteliti. Akan tetapi karena daya dukung tanah gambut yang tidak dapat diandalkan dan perilakunya yang beragam, maka analisis penurunan konsolidasi pada tanah gambut tidak dapat dirumuskan dalam bentuk yang umum. Dengan berbagai alasan lainnya seperti kandungan organik pada tanah, mengakibatkan ilmu mekanika tanah gambut sering dipelajari secara terpisah. Dalam bagian berikut akan dibahas prosedur estimasi penurunan kondolidasi pada lapisan tanah yang diakibatkan oleh beban tetap yang bekerja pada dasar pondasi.

Perlu diingat bahwa, penurunan konsolidasi (consolidation settlement, S_c) adalah penurunan yang terjadi akibat berkurangnya volume tanah yang disebabkan mengalirnya air keluar dari pori-pori tanah. Penurunan konsolidasi bersifat tergantung pada waktu dan sangat dipengaruhi oleh kecepatan mengalirnya air keluar dari pori-pori tanah. Dengan perilaku yang demikian, maka dalam pembahasan mengenai penurunan konsolidasi akan selalu terdapat dua hal penting yaitu:

a. Besarnya penurunan.

Besarnya penurunan konsolidasi dipengaruhi oleh beberapa faktor, yaitu:

- besarnya perubahan tekanan dalam tanah akibat beban yang bekerja, p
- sifat kemampatan tanah yang digambarkan oleh indeks kemampatan, C_c
- tebalnya lapisan termampat, H_c
- kondisi awal tanah, diwakili oleh angka pori awal (e_o).

b. Lamanya proses berlangsung.

Waktu berlangsungnya proses konsolidasi merupakan nilai yang sangat teoritis. Secara teori, proses konsolidasi akan berlangsung selama terjadinya peningkatan tekanan pada air pori tanah akibat penambahan beban (tidak dapat dibatasi).

Lamanya waktu konsolidasi dipengaruhi oleh:

- kecepatan konsolidasi (koefisien konsolidasi), C_v
- bentuk dari struktur lapisan tanah yang diwakili oleh nilai teoritis, T_v
- tebalnya lapisan yang harus dilalui air, H_{dr} .

Besarnya penurunan pondasi yang dijadikan acuan (*constraint*) dalam pekerjaan praktis dibatasi pada nilai 90% dari penurunan hitungan, artinya penurunan pada proses konsolidasi berlangsung hingga 90%. Hal ini disebabkan proses konsolidasi untuk mencapai hingga 100% memakan waktu yang secara teori sangat panjang dibanding dengan umur dari bangunan. Selain itu, pertambahan penurunan setelah konsolidasi 90% memberikan nilai yang kecil yang dapat diabaikan terhadap kebanyakan konstruksi. Penurunan yang terjadi pada saat tertentu dibandingkan dengan besarnya penurunan

konsolidasi hingga prosesnya telah selesai disebut dengan derajat konsolidasi, U yang dituliskan sebagai:

$$U_t = \frac{S_t}{S_c} \times 100\% \quad 3.10$$

Nilai derajat konsolidasi ini sangat penting berkaitan dengan prosedur estimasi penentuan waktu berlangsungnya proses konsolidasi.

3.4.1 Besarnya Penurunan Konsolidasi (Primer)

Penurunan konsolidasi biasanya ditentukan berdasarkan hasil percobaan konsolidasi satu dimensi di laboratorium (oedometer). Untuk tanah lempung terkonsolidasi normal, hubungan faktor-faktor yang mempengaruhi besarnya penurunan akibat proses konsolidasi dituliskan dalam bentuk persamaan berikut:

$$S_c = H_c \frac{\Delta e}{1 + e_o} \quad 3.11.a$$

atau dalam bentuk lain,

$$S_c = C_c \frac{H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \quad 3.11.b$$

Dimana: C_c adalah indeks kemampatan (compression index), yang diperoleh dari pengujian laboratorium (lihat Gambar 3.10).

H_c adalah tebalnya lapisan tanah yang terkonsolidasi

p_o adalah tekanan effektif awal (tekanan overburden awal) sebelum ditambahkan Δp , untuk tanah normal yang belum pernah tertekan, p_o adalah sama dengan tekanan effektif akibat berat sendiri tanah (overburden).

e_o merupakan angka pori awal saat beban p_o

Walaupun pada kenyataannya sangat jarang terjadi, namun untuk menghitung besarnya penurunan konsolidasi akibat pertambahan beban pada tanah lempung yang pernah terkonsolidasi sebelumnya (overconsolidated clay) dapat digunakan persamaan berikut:

$$S_{c,ov} = C_s \frac{H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_c}{p_o} + C_c \frac{H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_c} \quad 3.12$$

Dimana: C_s adalah indeks pengembangan (swelling index), yang diperoleh dari pengujian laboratorium (lihat Gambar 3.10).

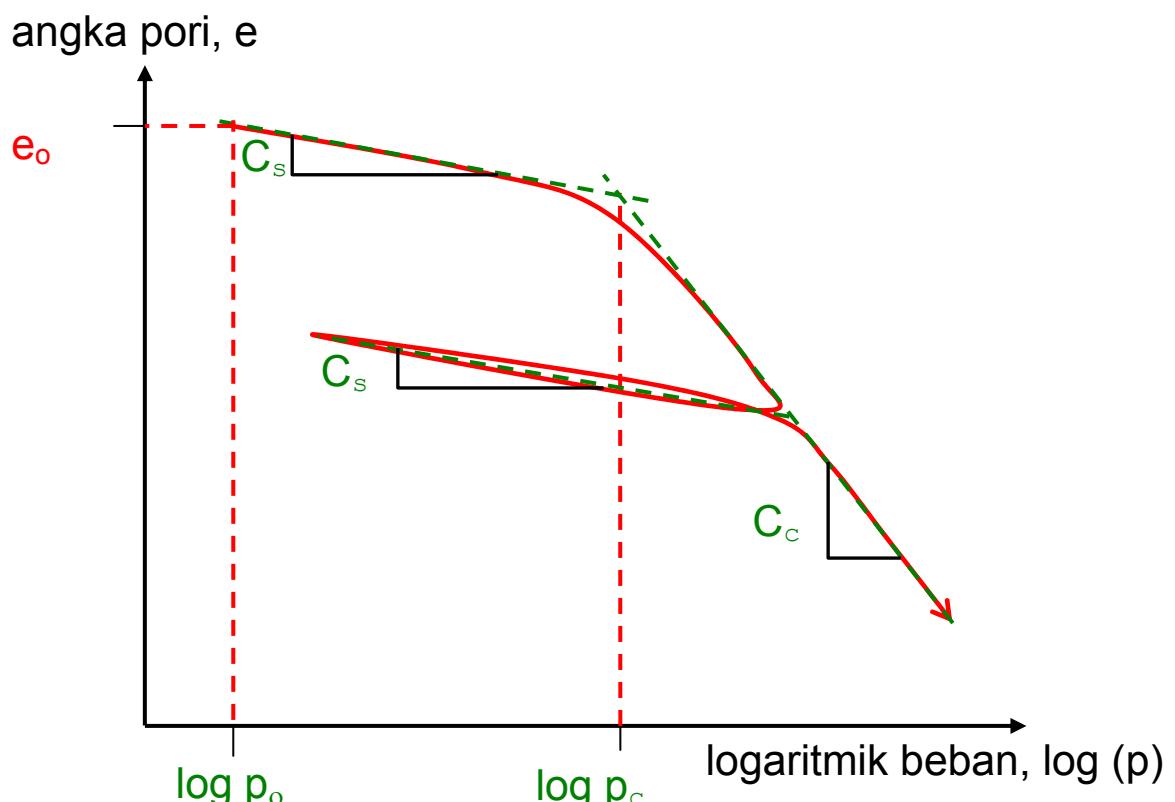
p_c adalah tekanan effektif consolidasi tanah masa lalu

e_o merupakan angka pori awal saat beban p_o

Untuk kasus konsolidasi pada lempung overconsolidated dengan penambahan beban $p_o + \Delta p < p_c$ maka penurunan konsolidasi dapat diestimasi menggunakan formula untuk

lempung terkonsolidasi normal (persamaan 3.11.b) dengan cara memasukkan nilai C_s untuk menggantikan C_c (perhatikan gambar 3.10).

Untuk lebih memahami tentang indeks-indeks konsolidasi, sebaiknya diperhatikan gambar 3.10 yang merupakan gambar umum hasil pengujian konsolidasi pada tanah-tanah lempung dengan menggunakan alat uji konsolidasi satu arah vertikal saja (eodometer). Gambar tersebut dibuat setelah dilakukan beberapa kali pembebanan pada tanah (p yang berbeda-beda). Selanjutnya digambarkan hubungan antara kurva angka pori dengan nilai logaritmik dari beban (tekanan). Penggambaran dalam skala logaritmik memang sengaja dilakukan untuk membuat gambar yang mulus dan mudah dimengerti, sebab dari pengalaman pengujian, kurva hubungan angka pori terhadap pertambahan tekanan membentuk garis yang cenderung lurus pada bidang semi logaritmik.



Gambar 3.10. Kurva angka pori-beban konsolidasi

Harga indeks kemampatan C_c sebaiknya ditentukan dari hasil pengujian di laboratorium. C_c ditentukan sebagai kemiringan garis kurva konsolidasi setelah melampaui nilai beban pra-konsolidasi, p_c (lihat gambar 3.10) yang dapat dihitung sebagai:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \quad \text{dengan: } p_2 > p_1 > p_c \quad 3.13.a$$

Untuk prediksi awal besarnya penurunan akibat konsolidasi, harga tersebut dapat ditentukan dengan menggunakan formulasi empiris, diantaranya adalah seperti yang diusulkan Terzaghi dan Peck (1967):

Untuk tanah lempung asli (tak terganggu):

$$C_c = 0.009 (LL - 10)$$

3.13.b

Untuk tanah lempung terganggu (remolded):

$$C_c = 0.007 (LL - 10)$$

3.13.c

Dimana LL adalah batas cair dalam satuan persen (persennya tidak dihitung lagi). Banyak peneliti lain yang mengusulkan persamaan yang sama tetapi dengan nilai yang berbeda. Namun hal tersebut tidak diperlukan lebih jauh mengingat hanya digunakan sebagai prediksi awal penurunan yang nilainya tidak dapat dipertanggungjawabkan secara teknis.

Nilai indeks pengembangan C_s biasanya (selalu) lebih kecil dari indeks pemampatan C_c . Indeks pengembangan dapat ditentukan pada awal pembebahan pengujian konsolidasi atau dengan sengaja melakukan pengurangan beban (lihat gambar 3.10.) sehingga tanah kembali mengembang (swelling). Nilai tersebut adalah:

$$C_s = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1}$$

dengan $p_1 < p_2 < p_c$ (atau pada kurva swelling) 3.14.a

Juga sebagai pendugaan awal dan pengontrolan hasil perhitungan dari uji konsolidasi, nilai indeks pengembangan adalah:

$$C_s = 0.1 \text{ s/d } 0.2 C_c$$

3.14.b

3.4.2 Besarnya Penurunan Konsolidasi Sekunder

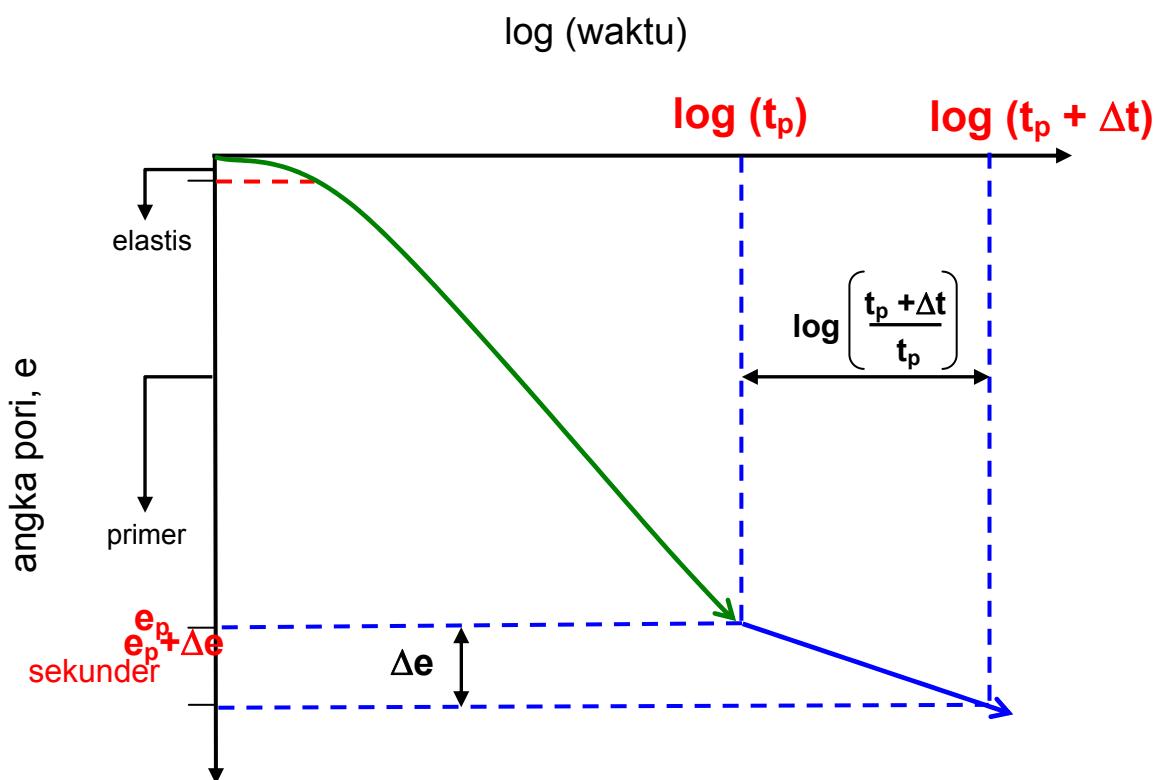
Secara teori, konsolidasi sekunder dapat ditentukan besarnya dari kurva hubungan angka pori dengan waktu (dalam skala semi logaritmik). Penurunan ini dianggap terjadi setelah proses penurunan akibat konsolidasi primer selesai. Jadi dapat dijelaskan bahwa pada saat pemberian beban pada lapisan tanah lempung jenuh, tekanan air pori meningkat sama dengan besarnya beban tersebut. Secara lambat laun, tambahan tegangan tersebut di transfer ke butiran dari tanah hingga tegangan air pori kembali pada nilai awalnya. Proses ini diikuti dengan keluarnya air dari pori tanah dan disebut dengan konsolidasi (primer). Selanjutnya butiran tanah akan menahan beban secara keseluruhan. Tambahan beban pada butiran tanah tersebut memberikan respon dengan hasil susunan butiran tanah yang berubah, proses inilah yang menyebabkan terjadinya penurunan konsolidasi sekunder.

Berbeda dengan konsolidasi primer, pada konsolidasi sekunder perhitungan penurunannya ditentukan dari grafik hubungan angka pori dan waktu. Penurunan akibat konsolidasi sekunder S_{c2} dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$S_{c2} = C_{2nd} \frac{H_c}{1 + e_p} \log \frac{t_p + \Delta t}{t_p}$$

3.15.

Dimana: C_{2nd} adalah indeks kemampatan sekunder (secondary compression index), yang diperoleh dari pengujian laboratorium (lihat Gambar 3.11).
 H_c adalah tebalnya lapisan tanah yang terkonsolidasi.
 t_p adalah waktu yang diperlukan untuk proses konsolidasi primer.
 Δt tambahan waktu untuk proses konsolidasi sekunder, yang ditentukan menurut keperluan analisis penurunan.
 e_p merupakan angka pori akhir dari konsolidasi primer, dapat dihitung atau ditentukan dari grafik hasil pengujian konsolidasi.



Gambar 3.11. Kurva penurunan hasil test konsolidasi

Indeks kemampatan untuk konsolidasi sekunder dapat dihitung dengan menggunakan rumus:

$$C_{2nd} = \frac{\Delta e}{\log(t_p + \Delta t) - \log(t_p)}$$

3.16.

Nilai indeks kompresi sekunder pada tanah lempung biasanya sangat kecil, yaitu berkisar antara 0.005 hingga 0.05. Pada tanah lempung yang telah terkonsolidasi (over-consolidated

clay), nilai kemampatan tersebut lebih kecil di banding dengan lempung normal. Pada kasus-kasus yang umum, kemampatan sekunder ini biasanya diabaikan selain nilai penurunannya kecil juga karena waktunya yang sangat lama.

Penurunan akibat konsolidasi sekunder sangat penting artinya pada kasus-kasus tanah organik dan juga tanah lempung yang kemampatannya sangat besar. Pada tanah organik (gambut) kemampatan sekunder dan tersier dapat bernilai lebih besar dibanding dengan kemampatan primernya. Hal ini disebabkan pada tanah organik, kandungan air dalam tanah selain tersimpan pada pori-pori antar butiran tanah juga banyak tersimpan dalam partikel tanah organik itu sendiri. Selain itu, material partikel tanah organik mempunyai potensi sangat besar untuk termampatkan.

3.4.3 Lamanya Penurunan Konsolidasi

Waktu konsolidasi merupakan bagian khusus yang sangat penting untuk dibahas terkait dengan keperluan dari sebuah konstruksi. Waktu konsolidasi sangat berguna terutama dalam menentukan lamanya sebuah pekerjaan rekayasa sipil dilaksanakan. Kaitan waktu konsolidasi dengan besarnya penurunan akibat beban tambahan sangat penting, terlebih waktu konsolidasi juga akan berkaitan dengan kekuatan dari tanah menahan beban. Selama proses terjadinya konsolidasi, tanah akan memadat sehingga kekuatannya juga akan meningkat. Oleh sebab itu, dalam beberapa kegiatan penimbunan tanah untuk keperluan konstruksi seperti jalan misalnya, dilaksanakan secara bertahap sehingga terjadi peningkatan kekuatan tanah untuk menahan beban timbunan tahap berikutnya.

Untuk menghindari penurunan tanah yang sangat besar setelah masa konstruksi, terkadang dilakukan pembebanan yang besar sebelum kegiatan konstruksi dilakukan. Pembebanan awal ini dikenal dengan sebutan pre-loading. Tujuan dari pre-loading adalah untuk mencapai penurunan konsolidasi pada nilai tertentu yang sama atau lebih besar dari penurunan yang terjadi akibat beban kerja rencana. Biasanya untuk lebih mempercepat proses pre-loading, digunakan juga material hasil rekayasa teknologi untuk mengalirkan air dari dalam tanah. Pemasangan material tersebut adalah untuk mengalirkan air pada arah vertikal (vertical drain). Draenase vertikal dipasang pada beberapa titik dengan jarak tertentu untuk menampung dan mengalirkan air dari proses konsolidasi sehingga panjang aliran air menjadi berkurang/memendek. Keuntungan dari memendekkan aliran air dalam tanah adalah mengurangi waktu atau mempercepat proses konsolidasi.

Pembahasan tentang waktu konsolidasi akan dilakukan pada bagian akhir dari bab ini, yaitu pada bagian **Waktu Konsolidasi**. Waktu konsolidasi terkait dengan besarnya penurunan dan juga terkait dengan besarnya beban tambahan yang diberikan pada elemen tanah. Dengan alasan tersebut maka pembahasan mengenai peningkatan tegangan dalam tanah akibat pembebanan akan didahulukan. Sedangkan pembahasan mengenai draenase vertikal dan beban awal pra-konstruksi (pre-loading), tidak dijabarkan secara khusus dalam bagian ini.

3.5 Distribusi Tegangan Akibat Beban

Pada kenyataannya, untuk beban yang diberikan pada pondasi akan disebarluaskan ke dalam tanah dengan mekanisme tertentu. Banyak peneliti yang mencoba untuk merumuskan pola penyebaran beban luar ke bagian dalam tanah. Penelitian-penelitian yang telah dilakukan menghasilkan rumusan-rumusan mulai dari yang sangat sederhana hingga rumit. Cara yang digunakan untuk mempelajari mekanisme penyebaran beban dalam masa tanah antara lain dilakukan dengan menurunkan persamaan matematis, percobaan laboratorium, simulasi numerik dan gabungan metoda-metoda tersebut.

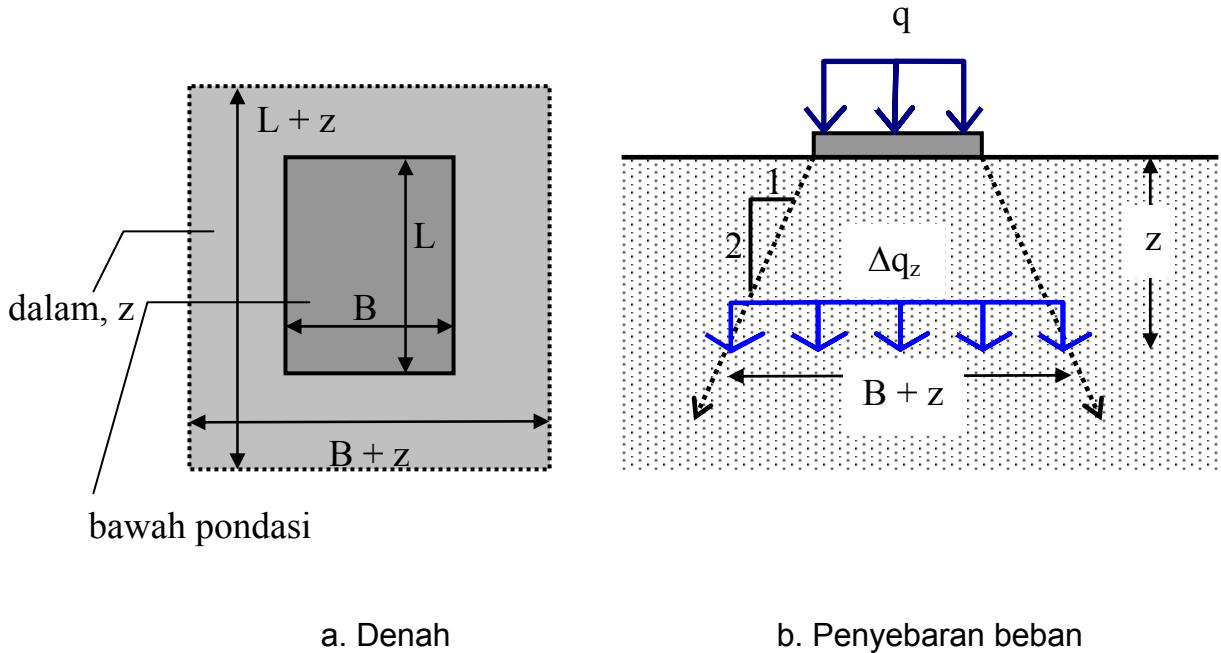
Penentuan besarnya tambahan tegangan dalam masa tanah merupakan bagian yang penting dalam tahapan estimasi penurunan pondasi, mengingat tiap lapisan tanah yang tertekan akan memberikan sumbangan penurunan yang berbeda tergantung dari parameter yang dimilikinya. Untuk lapisan tanah yang bersifat homogen dengan parameter yang sama, maka besarnya peningkatan beban dapat dilakukan dengan mencari nilai rata-rata peningkatan tegangan pada lapisan tersebut. Untuk sebuah deposit tanah yang berlapis dengan parameter yang berbeda tiap lapisnya, nilai rata-rata tegangan harus ditentukan untuk setiap lapisnya pula.

3.5.1 Metoda 2:1

Metoda perkiraan penyebaran beban pondasi kedalam tanah yang paling sederhana adalah dengan mengasumsikan bahwa beban tersebut menyebar secara linear menurut kedalaman. Terdapat beberapa metoda yang diusulkan antara lain dengan sudut penyebaran 45° , sudut penyebaran 30° dan kemiringan penyebaran 2:1. Metoda 2:1 mengasumsikan panjang sisi lapisan tanah yang menerima beban meningkat sesuai dengan kedalamannya. Secara matematis untuk lapisan tanah dengan kedalaman z dibawah pondasi dengan lebar B dan panjang L yang dibebani secara merata sebesar q (lihat Gambar 3.12), akan menerima tambahan tegangan Δq_z sebesar:

$$\boxed{\Delta q_z = q \frac{(B \cdot L)}{(B + z)(L + z)}} \quad 3.17.$$

Dalam analisis penurunan, selanjutnya dapat digunakan nilai pertambahan beban Δq_z tersebut sebagai pertambahan tegangan sebelumnya (Δp dalam persamaan 3.11 dan 3.12). Metoda 2:1 ini sering digunakan untuk mengestimasi peningkatan tegangan dalam tanah sebagai perkiraan dan nilai pembanding dengan metoda lainnya. Untuk penurunan konsolidasi pada pondasi diatas tanah lempung, perhitungan dengan metoda ini hendaknya dilakukan hingga kedalaman lima kali dari diameter/lebar pondasi atau hingga lapisan terdalam dari tanah terkonsolidasi.



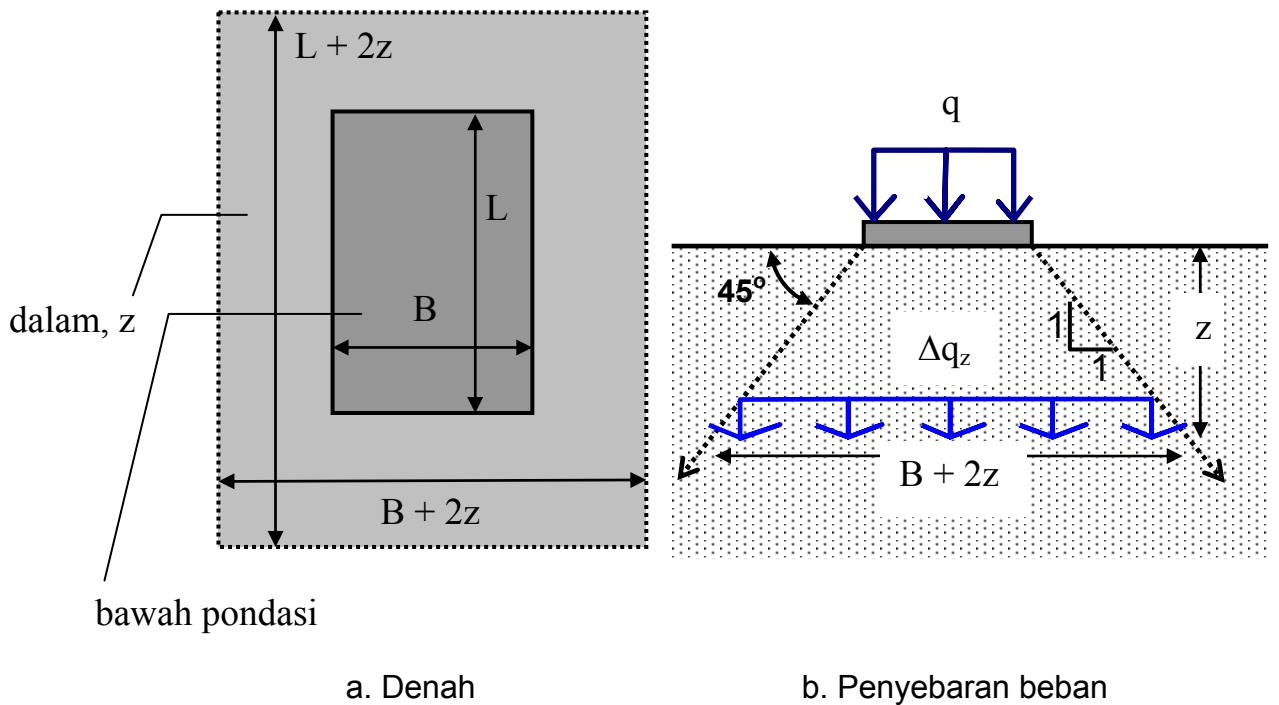
Gambar 3.12. Metoda 2:1

3.5.2 Metoda 45°

Metoda yang cukup sederhana untuk digunakan seperti halnya metoda 2:1 adalah metoda sudut penyebaran 45°. Metoda ini mengasumsikan panjang dan lebar bagian dalam lapisan tanah yang menerima beban meningkat sesuai dengan kedalamannya. Secara matematis untuk lapisan tanah dengan kedalaman z dibawah pondasi dengan lebar B dan panjang L yang dibebani secara merata sebesar q (lihat Gambar 3.13), akan menerima tambahan tegangan Δq_z sebesar:

$$\boxed{\Delta q_z = q \frac{(B \cdot L)}{(B + 2z)(L + 2z)}} \quad 3.18.$$

Untuk memprediksi besarnya penurunan, digunakan nilai pertambahan beban Δq_z tersebut sebagai pertambahan tegangan dalam tanah (Δp dalam persamaan 3.11 dan 3.12). Metoda 45° ini juga dapat digunakan untuk memperkirakan peningkatan tegangan dalam tanah sebagai estimasi dan nilai pembanding dengan metoda lainnya. Untuk penurunan konsolidasi pada pondasi diatas tanah lempung, perhitungan dengan metoda ini hendaknya dilakukan hingga kedalaman minimal tiga kali dari lebar/diameter pondasi atau hingga lapisan terdalam dari tanah terkonsolidasi.



Gambar 3.13. Metoda 45°

3.5.3 Metoda Boussinesq

Pada akhir abad ke-19, Boussinesq membuat hubungan matematis untuk menentukan pertambahan tegangan geser dan tegangan normal Δq_z pada sembarang titik dengan koordinat (r,z) di dalam suatu media yang homogen, elastis dan isotropis yang disebabkan oleh beban terpusat Q di permukaan medium tersebut. Persamaan tersebut dituliskan sebagai berikut:

$$\boxed{\Delta q_z = \frac{3Q}{2\pi z^2 \left(1 + \frac{r^2}{z^2}\right)^{5/2}}} \quad 3.19$$

dimana r adalah jarak tegak lurus dari titik kerja gaya
 z adalah kedalaman dari permukaan medium

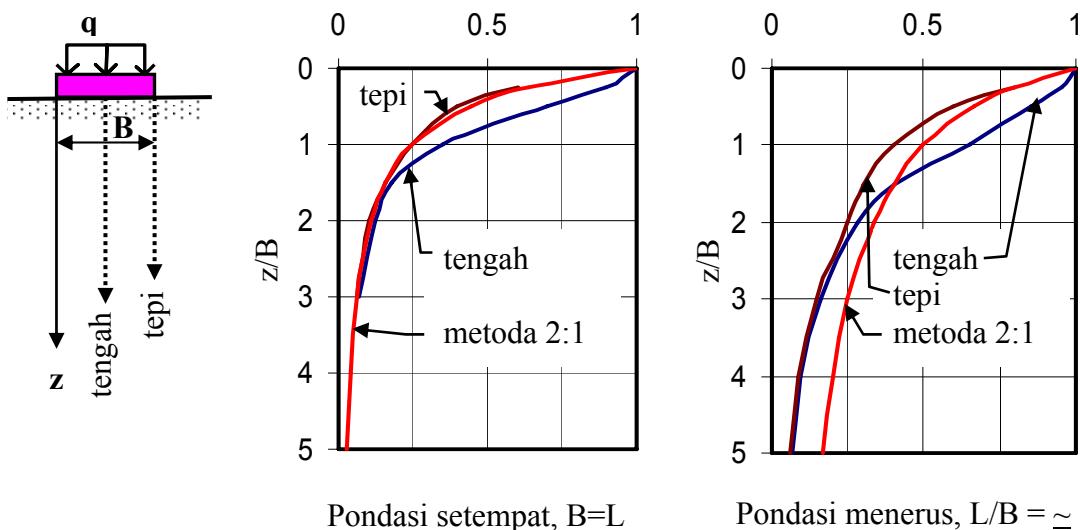
Para peneliti selanjutnya mengembangkan persamaan tersebut untuk keperluan aplikasi rekayasa pondasi. Yang dilakukan para peneliti adalah menyelesaikan integrasi dari persamaan Boussinesq untuk beban terbagi rata pada permukaan pondasi dalam berbagai bentuk. Hasil-hasil dari kerja para peneliti tersebut dapat dilihat dalam berbagai referensi antara lain Das (1983 dan 1990). Kebanyakan dari hasil-hasil tersebut menyertakan grafik-grafik dan gambar-gambar yang cukup banyak untuk menghindari perhitungan yang kompleks, seperti gambar lingkaran pengaruh dari Newmark. Akan tetapi hal tersebut menyebabkan prosedur analisis menjadi lebih rumit dan tidak *to the point*.

Dengan menggunakan persamaan dasar yang sama, Bowles (1988) melakukan analisis pertambahan tegangan dibawah pondasi dengan menggunakan bantuan metoda numerik. Secara umum hasil perhitungan tersebut memberikan nilai yang sama dengan hasil peneliti sebelumnya. Hasil analisis tersebut selanjutnya ditampilkan dalam bentuk gambar tegangan normal dalam tanah akibat pembebanan merata pada pondasi telapak setempat dan pondasi lajur. Berdasarkan hasil perhitungan tersebut, pada Tabel 3.5 ditampilkan nilai-nilai pertambahan tegangan sebagai nilai rasio terhadap beban merata yang bekerja pada permukaan pondasi. Sebagai perbandingan, pada tabel yang sama ditampilkan hasil perhitungan dengan menggunakan metoda 2:1. Untuk pondasi berbentuk lingkaran, Tabel 3.5 dapat digunakan dengan menentukan lebar ekivalen B yang menghasilkan luas yang sama dengan lingkaran berjari-jari r seperti pada insert di tabel.

Tabel 3.5. Rasio pertambahan tegangan dalam tanah

Kedalaman z/B	Pondasi Persegi ($B=L$)				Pondasi Menerus ($L/B=\infty$)			
	Boussinesq-Bowles			Metoda 2:1	Boussinesq-Bowles			Metoda 2:1
	tengah	tepi	rata-rata	tepi=tengah	tengah	tepi	rata-rata	tepi=tengah
0.0	1.00			1.00	1.00		1.00	1.00
0.25	0.90	0.60	0.80	0.64	0.95	0.80	0.90	0.80
0.5	0.70	0.40	0.60	0.44	0.82	0.60	0.70	0.67
1	0.35	0.25	0.30	0.25	0.65	0.40	0.50	0.50
1.5	0.18	0.16	0.17	0.16	0.40	0.30	0.35	0.40
2	0.12	0.10	0.110	0.11	0.280	0.250	0.270	0.33
3	0.07	0.06	0.065	0.06	0.160	0.150	0.160	0.25
4	Lingkaran: $B = \sqrt{\pi r^2}$			0.04	0.095	0.090	0.092	0.20
5				0.03	0.070	0.060	0.065	0.17

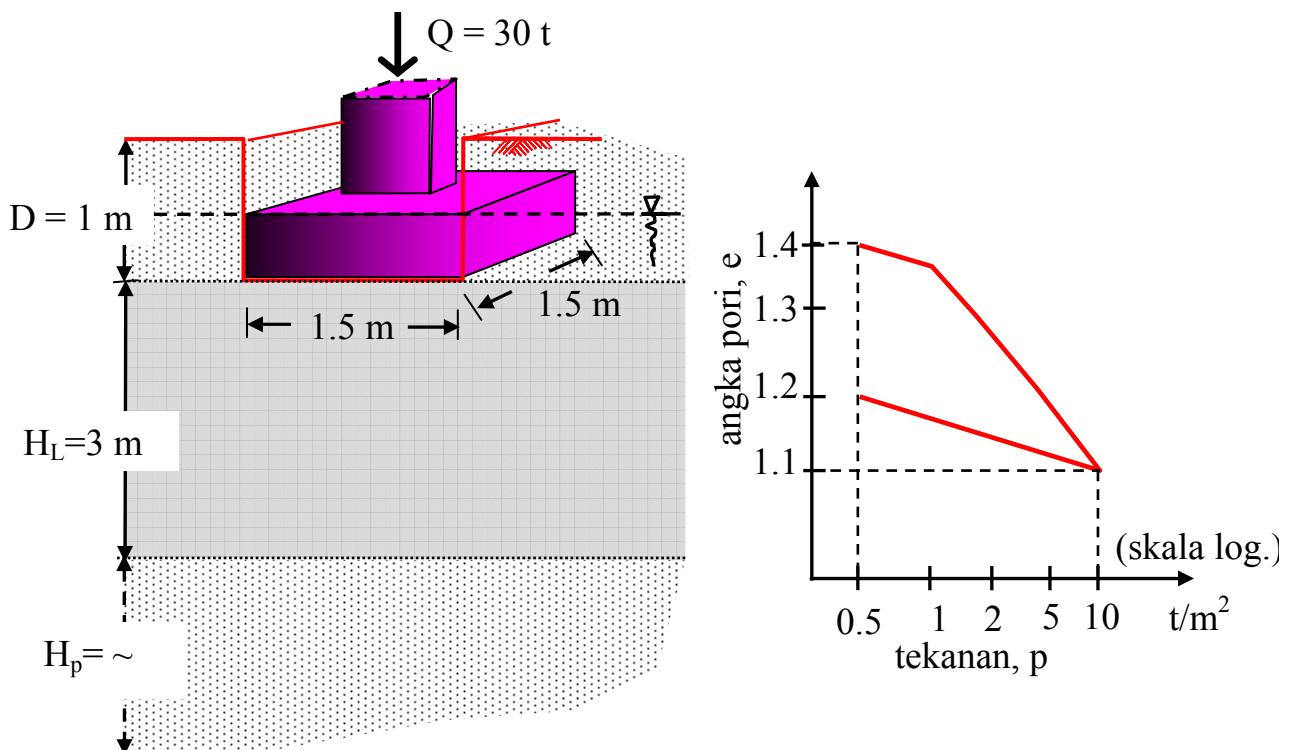
Gambar 3.14 menampilkan kurva nilai rasio pertambahan tegangan terhadap beban merata diatas pondasi q . Dapat dilihat bahwa grafik metoda 2:1 yang sangat sederhana berada pada rentang yang cukup dekat dengan metoda Boussinesq. Pada contoh kasus dibagian berikut akan ditunjukkan hasil perhitungan konsolidasi menggunakan kedua metoda tersebut.



Gambar 3.14. Nilai rasio pertambahan tegangan dibawah pondasi

Kasus 3.4

Sebuah pondasi dangkal bujursangkar dengan lebar sisinya $B = 1.5\text{ m}$ ditanam pada kedalaman $D = 1.0\text{ m}$. Deposit tanah tersebut tersusun dari beberapa lapisan. Lapisan pertama adalah tanah pasir ($\gamma_{\text{sat}} = 1.6 \text{ t/m}^3$ dan $\gamma_{\text{dry}} = 1.4 \text{ t/m}^3$) dengan ketebalan 1.0m, dibawahnya adalah tanah lempung ($\gamma_{\text{sat,L}} = 1.7 \text{ t/m}^3$) dengan tebal 3m yang berada diatas deposit pasir padat. Dari hasil pengujian oedometer terhadap tanah lempung diperoleh gambar kurva beban-angka pori seperti pada Gambar K.3.4.1. Beban terpusat yang bekerja pada kolom $Q = 30 \text{ ton}$. Estimasi penurunan konsolidasi pondasi tersebut bila muka air tanah berada di tengah lapisan pasir atas. Dalam perhitungan, angka pori awal ditentukan dari kurva hasil test konsolidasi dengan berdasarkan kepada tegangan awal dari tanah akibat berat sendiri deposit tanah.



Gambar K3.4.1 Pondasi diatas tanah kepasiran

Rumus penurunan konsolidasi

$$S_c = C_c \frac{H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$$

Rangkuman data:

- Lebar pondasi, $B = 1.5 \text{ m}$ (=150 cm)
- Kedalaman dasar pondasi, $D = 1.0 \text{ m}$ (100 cm)
- Beban yang bekerja, $Q = 30 \text{ ton}$ (=30000 kg)

Kedalaman muka air tanah, $H_w = 0.5 \text{ m}$ (50 cm)

Lapisan tanah pasir atas:

Berat satuan jenuh, $\gamma_{sat} = 1.6 \text{ t/m}^3$ (0,0016 kg/cm³)

Berat satuan kering, $\gamma_{dry} = 1.4 \text{ t/m}^3$ (0,0014 kg/cm³)

Ketebalan lapisan, $H = 1.0 \text{ m}$ (100 cm)

Lapisan tanah lempung:

Berat satuan jenuh, $\gamma_{sat,L} = 1.75 \text{ t/m}^3$ (0,00175 kg/cm³)

Ketebalan lapisan, $H_L = 3.0 \text{ m}$ (300 cm)

Tegangan dalam tanah didasar pondasi

Akibat berat sendiri tanah pasir kering dan basah

$$\begin{aligned} q' &= (\gamma_{dry} H_w) + (\gamma_{dry} - \gamma_w) (D - H_w) \\ &= (1.4 \text{ t/m}^3)(0.5\text{m}) + (1.6 \text{ t/m}^3 - 1.0 \text{ t/m}^3)(1.0 \text{ m} - 0.5\text{m}) \\ &= 0.70 \text{ t/m}^2 + 0.30 \text{ t/m}^2 \\ &= 1.0 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Akibat beban luar

$$\begin{aligned} q &= Q / (B \times B) \\ &= 30 \text{ t} / (1.5\text{m} \times 1.5\text{m}) \\ &= 13.333 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Indeks pemampatan C_c , dan indeks pengembangan C_s

Ditentukan dari gambar hasil test (lihat Gambar K.3.4.2) sebagai berikut:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1}$$

dengan: $p_1 = 1 \text{ t/m}^2$, lalu diperoleh dari gambar: $e_1 = 1.37$

$p_2 = 10 \text{ t/m}^2$, lalu diperoleh dari gambar: $e_2 = 1.1$

$$C_c = \frac{1.37 - 1.1}{\log 10 - \log 1}$$

$$C_c = 0.27$$

$$C_s = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \quad (\text{pada kurva swelling})$$

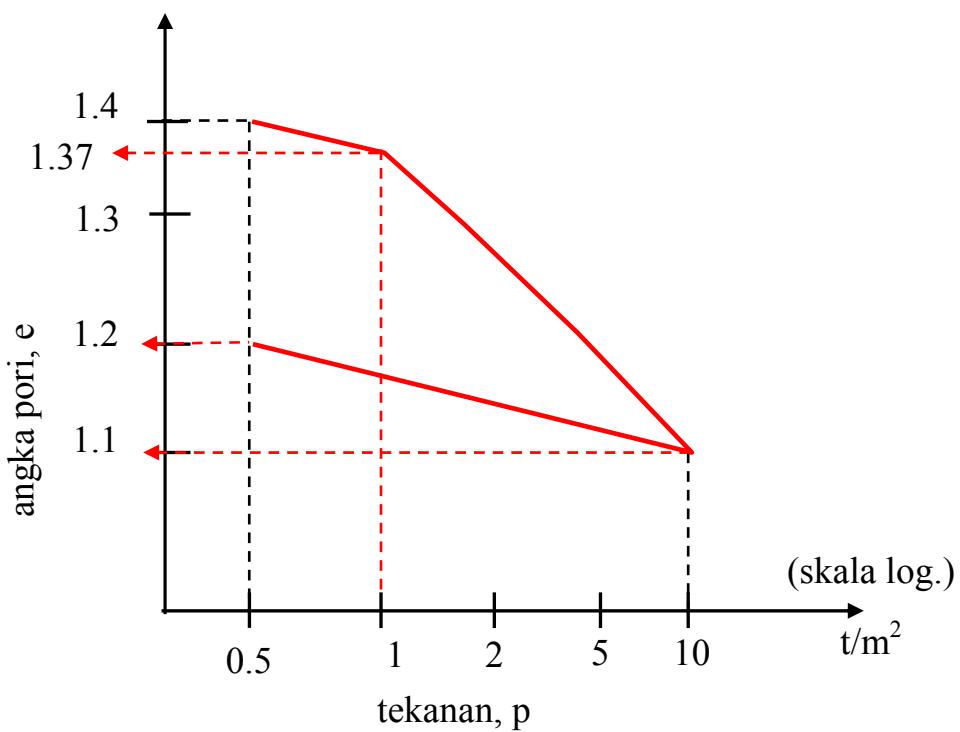
dengan: $p_1 = 0.5 \text{ t/m}^2$, lalu diperoleh dari gambar K3.4.2 : $e_1 = 1.2$

$p_2 = 10 \text{ t/m}^2$, lalu diperoleh dari gambar K3.4.2 : $e_2 = 1.1$

$$C_s = \frac{1.2 - 1.1}{\log 10 - \log 0.5}$$

$$C_s = \frac{0.1}{1.301}$$

$$C_s = 0.077$$



Gambar K3.4.2. Menentukan nilai angka pori, e

Cara I: Metoda Boussinesq: 1 lapis

Tebal lapisan terkonsolidasi, $H_c = 3 \text{ m}$

Kedalaman titik tengah lapisan, $z = 1.5 \text{ m}$

Tegangan awal di titik $z = \text{tegangan didasar pondasi} + \text{berat sendiri lempung}$

$$\begin{aligned} p_o &= q' + (\gamma_{sat,L} - \gamma_w) z \\ &= 1 \text{ t/m}^2 + (1.75 \text{ t/m}^3 - 1.0 \text{ t/m}^3) 1.5 \text{ m} \\ &= 2.125 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Angka pori awal, e_0 :

Dari **gambar K.3.4.2** untuk $p_o = 2.125 \text{ t/m}^2$ didapat $e_0 = 1.27$

Tegangan tambahan di titik $z = \text{ratio beban} \times \text{beban tambahan pondasi}$

$$\Delta p = \text{ratio} \times q$$

$$\text{menentukan nilai } z/B = (1.5 \text{ m} / 1.5 \text{ m}) = 1$$

Dari **tabel 3.5.** untuk $z/B = 1$ didapat nilai rasio rata-rata = 0.30, maka:

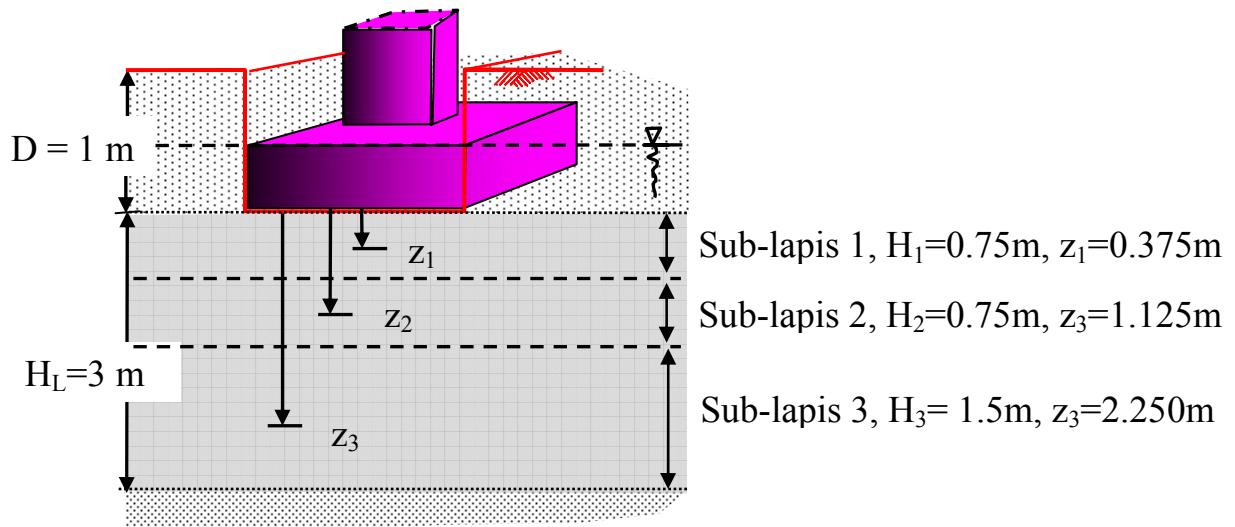
$$\begin{aligned} \Delta p &= 0.30 \times 13.333 \text{ t/m}^2 \\ &= 4 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_c &= C_c \frac{H_c}{1+e_0} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \\ &= (0.27) \frac{3\text{m}}{1+1.27} \log \frac{2.125\text{t/m}^2 + 4\text{t/m}^2}{2.125\text{t/m}^2} \\ &= 0.164 \text{ m} \end{aligned}$$

S_c = 16.4 cm

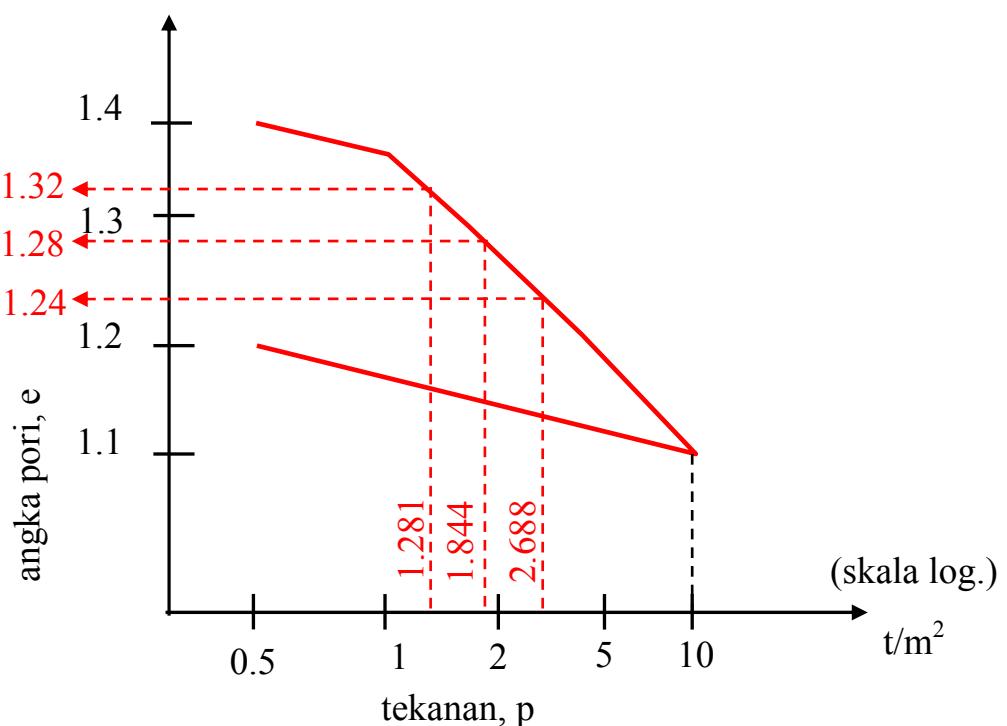
Cara II: Metoda Boussinesq: 3 lapis

Untuk melakukan perhitungan penurunan konsolidasi, deposit tanah lempung dibagi menjadi 3 sub-lapisan. Masing-masing mempunyai ketebalan: $H_1= 0.75\text{m}$, $H_2= 0.75\text{m}$ dan $H_3= 1.5\text{m}$.



Gambar K3.4.3. Pembagian sub-lapisan

Tahapan selanjutnya sama dengan Cara I, yaitu menentukan nilai-nilai: angka pori awal e_0 , tegangan awal p_0 , tegangan tambahan Δp



Gambar K3.4.4. Menentukan nilai e_0 masing-masing sub-lapis

Untuk memudahkan dalam penulisan, selanjutnya perhitungan tiap sub-lapisan pada tanah lempung dituliskan dalam bentuk tabel sebagai berikut.

Tabel K3.4.1.a

sub-lapisan	H_c (m)	z (m)	$p_o = q' + (\gamma_{sat,L} - \gamma_w)z$ (t/m ²)	e_o (Gbr K3.4.4)
1	0.75	0.375	$1.0 \text{ t/m}^2 + (1.75 \text{ t/m}^3 - 1.0 \text{ t/m}^3) 0.375\text{m} = 1.281$	1.32
2	0.75	1.125	$1.0 \text{ t/m}^2 + (1.75 \text{ t/m}^3 - 1.0 \text{ t/m}^3) 1.125\text{m} = 1.844$	1.28
3	1.5	2.25	$1.0 \text{ t/m}^2 + (1.75 \text{ t/m}^3 - 1.0 \text{ t/m}^3) 2.250\text{m} = 2.688$	1.24

Tabel K3.4.1.b

z/B	rasio tekanan (Tabel 3.5)	Δp (t/m ²) ($q \times$ rasio)	$p_o + \Delta p$ (t/m ²)	$\log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$
0.25	0.80	$(13.333 \text{ t/m}^2)(0.8) = 10.667$	11.948	0.970
0.75	0.45	$(13.333 \text{ t/m}^2)(0.45) = 6.000$	7.844	0.629
1.5	0.17	$(13.333 \text{ t/m}^2)(0.17) = 2.267$	4.954	0.266

Tabel K3.4.1.c

$S_c(m) = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$	S_c (cm)	S_c (total) (cm)
0.085	8.5	
0.056	5.6	
0.048	4.8	18.9

Cara III: Metoda 2:1 dengan 1 lapisan lempung

Sama seperti Cara I, diperoleh:

Tebal lapisan terkonsolidasi, $H_c = 3 \text{ m}$

Kedalaman titik tengah lapisan, $z = 1.5 \text{ m}$

Tegangan awal, $p_o = 2.125 \text{ t/m}^2$

Angka pori awal, $e_o: 1.27$

Tegangan tambahan di titik $z = \text{ratio beban} \times \text{beban tambahan pondasi}$

$$\begin{aligned}\Delta p &= \Delta q_z = q \frac{(B \cdot L)}{(B + z)(L + z)} \\ &= 13.333 \text{ t/m}^2 \frac{1.5\text{m} \times 1.5\text{m}}{(1.5\text{m} + 1.5\text{m})(1.5\text{m} + 1.5\text{m})} \\ &= 3.333 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_c &= C_c \frac{H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \\ &= (0.27) \frac{3\text{m}}{1+1.27} \log \frac{2.125 \text{ t/m}^2 + 3.333 \text{ t/m}^2}{2.125 \text{ t/m}^2} \\ &= 0.146 \text{ m}\end{aligned}$$

$S_c = 14.6 \text{ cm}$

Cara IV: Metoda 2:1, dengan 3 sub-lapis

Sama seperti Cara II dengan membagi deposit tanah lempung menjadi 3 bagian sub-lapisan. Masing-masing mempunyai ketebalan: $H_1 = 0.75\text{m}$, $H_2 = 0.75\text{m}$ dan $H_3 = 1.5\text{m}$. Selanjutnya perhitungan penurunan konsolidasi dituliskan dalam bentuk tabel sebagai berikut.

Tabel K.3.4.2.a

sub-lapisan	H_c (m)	z (m)	$p_o = q' + (\gamma_{sat,L} - \gamma_w)z$ (t/m ²)	e_o (Gbr K3.4.4)
1	0.75	0.375	$1.0 \text{ t/m}^2 + (1.75 \text{ t/m}^3 - 1.0 \text{ t/m}^3) 0.375\text{m} = 1.281$	1.32
2	0.75	1.125	$1.0 \text{ t/m}^2 + (1.75 \text{ t/m}^3 - 1.0 \text{ t/m}^3) 1.125\text{m} = 1.844$	1.28
3	1.5	2.25	$1.0 \text{ t/m}^2 + (1.75 \text{ t/m}^3 - 1.0 \text{ t/m}^3) 2.250\text{m} = 2.688$	1.24

Tabel K.3.4.2.b

$B+z$	rasio tekanan $B^2/(B+z)^2$	Δp (t/m ²) ($q \times$ rasio)	$p_o + \Delta p$ (t/m ²)	$\log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$
1.875	0.64	$(13.333 \text{ t/m}^2)(0.64) = 8.533$	9.814	0.884
2.625	0.33	$(13.333 \text{ t/m}^2)(0.33) = 4.354$	6.197	0.527
3.75	0.16	$(13.333 \text{ t/m}^2)(0.16) = 2.133$	4.821	0.254

Tabel K.3.4.2.c

$S_c(m) = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$	S_c (cm)	S_c (total) (cm)
0.077	7.7	
0.047	4.7	17.0
0.046	4.6	

Diskusi

Dari hasil perhitungan penurunan konsolidasi dengan cara memvariasikan ketebalan lapisan tanah lempung dan cara penentuan beban tambahan diatas, dapat dirangkumkan hasilnya sebagai berikut:

Tabel K.3.4.3. Resume hasil perhitungan

Cara	Metoda distribusi tegangan	Sub-lapisan	$S_{c,total}$ (cm)
I	Boussinesq-Bowles	1	16.4
II	Boussinesq-Bowles	3	18.9
III	Metoda 2:1	1	14.6
IV	Metoda 2:1	3	17.0

Terlihat bahwa masing-masing metoda (Boussinesq dan 2:1) memberikan hasil yang berbeda. Namun dari keduanya tampak jelas bahwa dengan membagi lapisan tanah terkonsolidasi menjadi beberapa bagian, maka akan menghasilkan perhitungan prediksi penurunan lebih besar dibanding dengan hanya mempertimbangkan lapisan terkonsolidasi sebagai satu lapisan saja.

Dengan menggunakan cara pembagian lapisan tanah menjadi beberapa sub-lapisan, tampak bahwa lapisan teratas akan menyumbangkan penurunan yang jauh lebih besar dibandingkan dengan lapisan berikutnya walaupun ketebalannya sama atau lebih kecil dibanding lapisan berikutnya. Berdasarkan hasil tersebut, sangat dianjurkan dalam analisis penurunan untuk membagi lapisan tanah minimal sebanyak tiga sub-lapisan dengan ketebalan lapisan teratas minimal setengah dari lapisan terbawahnya.

Angka pori awal e_0 diperlukan untuk menentukan besarnya volume dari butiran tanah. Dalam perhitungan penurunan konsolidasi, nilai ini menjadi sangat penting. Pada kenyataannya di lapangan, angka pori tanah sangat sulit ditentukan secara langsung. Angka pori dihitung berdasarkan hasil pengujian parameter tanah lainnya antara lain Spesific gravity G_s , kadar air w dan berat volume tanah γ . Angka pori sangat dipengaruhi oleh besarnya tegangan yang terjadi dalam tanah dalam jangka waktu (lamanya) pembebahan.

Dalam prakteknya, pengambilan sampel yang tidak terganggu sama sekali merupakan kemustahilan. Seberapapun baiknya metoda pengambilan sampel yang ada saat ini, kondisi tanah akan terganggu pada batasan tertentu. Artinya seluruh parameter yang berkaitan dengan angka pori akan berubah dengan adanya aktivitas pengambilan sampel dan pengujianya.

Untuk itu dalam menentukan angka pori awal e_0 untuk keperluan perhitungan penurunan konsolidasi, sangat baik bila ditentukan dari kurva hasil test konsolidasi dengan asumsi bahwa angka pori pada tiap lapis tanah akan berubah dengan adanya perubahan tegangan dalam tanah. Selain itu, pengambilan angka pori awal yang tunggal untuk satu deposit tanah yang memiliki berat volume dan kedalaman dalam rentang yang besar, adalah tindakan tidak berdasar dan terlalu kaku, walaupun hal tersebut ditentukan dari hasil test terpisah.

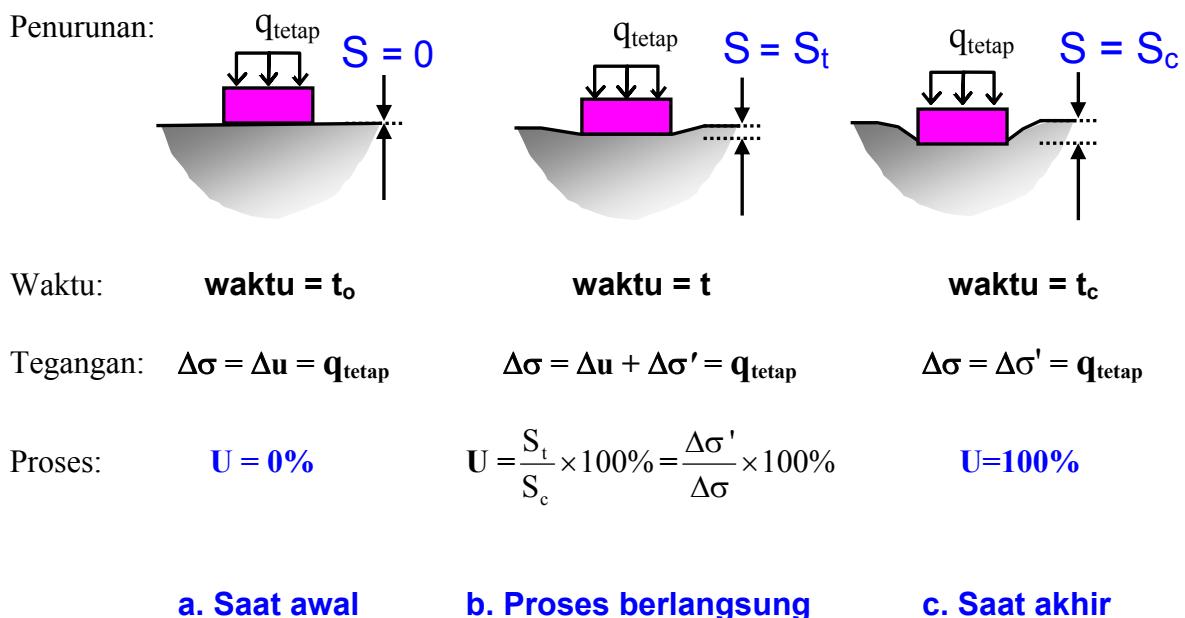
3.6 Waktu Konsolidasi

Berbeda dengan penurunan konsolidasi sekunder dimana besarnya penurunan yang terjadi dengan lamanya proses penurunan dianalisis secara bersamaan, dalam perkembangan ilmu mekanika tanah penurunan akibat konsolidasi primer keduanya dianalisis secara terpisah. Teori untuk menganalisis waktu konsolidasi (primer) awalnya dikemukakan pada oleh Terzaghi dengan menurunkan persamaan matematik memakai beberapa anggapan berikut:

- Lapisan tanah lempung bersifat homogen.
- Lapisan tanah seluruhnya dalam kondisi jenuh air.
- Kemampatan yang terjadi hanya akibat perubahan volume saja.
- Kemampatan yang terjadi searah dengan beban yang bekerja.
- Koefisien konsolidasi bernilai konstan (tetap) selama proses berlangsung.
- Permeabilitas tanah mengikuti hukum Darcy.

Penjelasan matematis dari penurunan rumus yang dikembangkan untuk menentukan laju (lama waktu) konsolidasi tidak dibahas kali ini. Namun untuk memahami tentang laju konsolidasi dan dapat menentukan besarnya penurunan konsolidasi dalam waktu tertentu, maka akan dijelaskan proses konsolidasi.

Sebagaimana dikemukakan sebelumnya, konsolidasi merupakan proses pengalihan tambahan tegangan air dalam pori tanah (Δu) menjadi tegangan butiran tanah (tegangan effektif, $\Delta\sigma'$). Pada awal pembebahan (waktu = t_0), seluruh tambahan beban luar ditahan oleh pori tanah atau tambahan tegangan total dalam tanah sama dengan tambahan tegangan porinya (Gambar 3.15.a). Pada saat awal ini, proses konsolidasi baru akan dimulai, atau derajat konsolidasi $U = 0\%$. Selama proses konsolidasi berlangsung (waktu = t), berangsur-angsur tambahan tegangan air pori dialihkan menjadi tambahan tegangan butiran/effektif. Perubahan tegangan total dalam tanah akan sama dengan penjumlahan angka pori (Δu) dan tagangan effektif ($\Delta\sigma'$) (Gambar 3.15.b). Proses konsolidasi akan berakhir (waktu = t_c) pada saat seluruh tambahan tegangan air pori hilang dan beralih menjadi tambahan tegangan effektif. Pada saat akhir tersebut, tambahan tegangan total dalam tanah adalah sama dengan tambahan tegangan effektif tanah (Gambar 3.15.c) atau derajat konsolidasi telah mencapai $U=100\%$.



Gambar 3.15. Proses konsolidasi primer

Lamanya proses konsolidasi untuk mencapai derajat konsolidasi U tertentu, dapat dihitung menggunakan:

$$t_c = T_v \frac{H_{\text{dr}}^2}{C_v} \quad 3.20$$

Dimana: C_v adalah koefisien kecepatan konsolidasi (coefficient of consolidation), yang diperoleh dari perhitungan hasil pengujian laboratorium.
 H_{dr} adalah panjangnya pengaliran air pada lapisan tanah yang terkonsolidasi.
 T_v adalah faktor waktu yang tergantung pada derajat konsolidasi primer.

Koefisien konsolidasi C_v dapat dihitung dengan menggunakan dua cara berikut:

Metode logaritma waktu - Casagrande (logarithm of time method):

$$C_v = 0.197 \frac{H_{dr}^2}{t_{50}} \quad 3.21.a$$

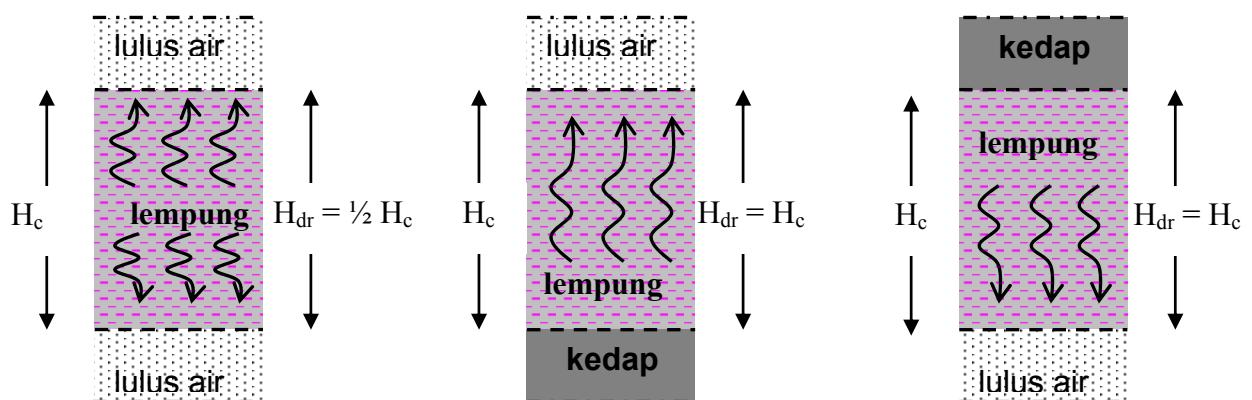
Metode akar waktu – Taylor (square root of time method):

$$C_v = 0.848 \frac{H_{dr}^2}{t_{90}} \quad 3.21.b$$

Dimana t_{50} dan t_{90} masing-masing adalah waktu yang diperlukan untuk tercapainya penurunan 50% dan 90% dari pengujian sampel di laboratorium.

Biasanya dalam pengujian konsolidasi untuk menentukan nilai koefisien konsolidasi ini, digunakan batu pori pada bagian atas dan bawah sampel uji. Untuk itu maka panjang pengaliran air dalam sampel H_{dr} yang digunakan untuk persamaan diatas adalah setengah dari ketebalan sampel ($H_{dr} = \frac{1}{2} H_{sample}$):

Dalam perhitungan waktu penurunan, panjang pengaliran H_{dr} sangat tergantung dari jenis lapisan yang berada diatas dan dibawah dari lapisan lempung yang terkonsolidasi. Karena teori konsolidasi didasarkan pada teori satu dimensi, maka pengaliran air hanya searah dengan penurunan yang terjadi. Bila lapisan diatas atau dibawah lempung memiliki permeabilitas yang sangat kecil dibanding dengan permeabilitas dari tanah lempung tersebut, maka dapat dikatakan bahwa aliran air akibat konsolidasi tidak dapat menembusnya. Untuk beberapa kasus tertentu pada umumnya, penentuan H_{dr} dapat dilihat seperti pada Gambar 3.16.



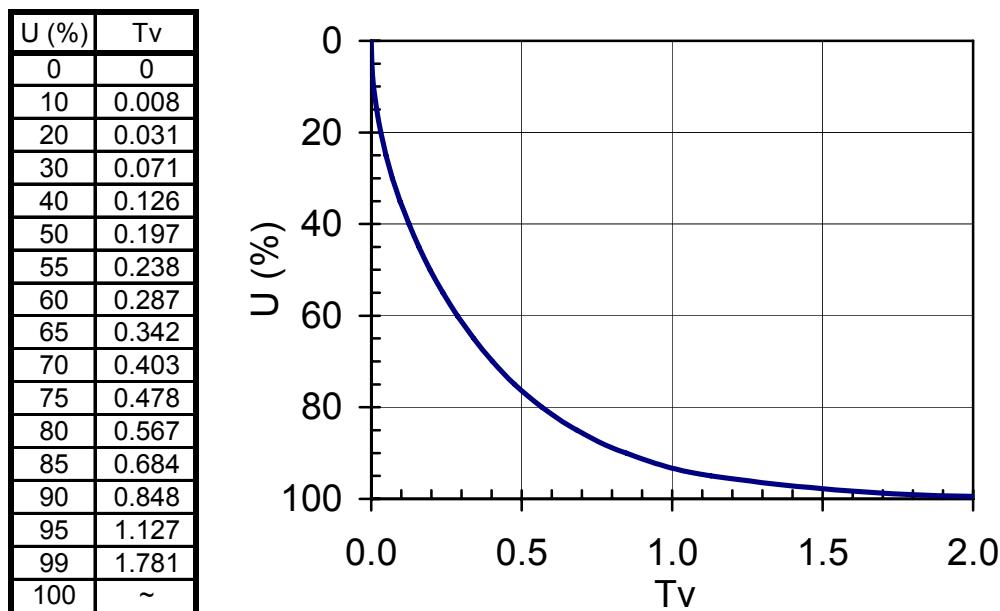
Gambar 3.16. Ketebalan aliran konsolidasi, H_{dr}

Terzaghi mengusulkan hubungan antara faktor waktu T_v dengan derajat konsolidasi U sebagai berikut:

$$\text{Untuk derajat konsolidasi, } U = 0\% \text{ hingga } 53\% : \boxed{T_v = 0.785 U^2} \quad 3.22.a$$

$$\text{Untuk } U=53\% \text{ hingga } 100\% : \boxed{T_v = 1.781 - 0.933 \log (100-100U)} \quad 3.22.b$$

Dengan menggunakan formula diatas, hubungan antara derajat konsolidasi, U (%) dengan faktor waktu, T_v akan tampak seperti pada Gambar 3.17.



Gambar 3.17. Hubungan faktor waktu dengan derajat konsolidasi

Dari Gambar diatas dapat dilihat bahwa peningkatan derajat konsolidasi semakin tajam pada awal-awal proses tersebut berlangsung. Setelah mencapai nilai derajat konsolidasi 90% dan seterusnya, proses konsolidasi semakin melambat.

Kasus 3.5

Untuk kasus yang sama seperti pada kasus 3.4. Estimasi lamanya penurunan konsolidasi primer hingga derajat konsolidasi 50%, 90% dan 95% bila diketahui dari hasil pengujian oedometer di laboratorium didapat nilai koefisien konsolidasi $C_v=0.0005\text{cm}^2/\text{dt}$.

Rangkuman data:

Lapisan tanah diatas dan bawah: pasir

Ketebalan lapisan tanah lempung: $H_c = 3.0 \text{ m (}300 \text{ cm)}$
maka ketebalan aliran adalah:

$$\begin{aligned} H_{dr} &= 0.5 \times 300 \text{ cm} \\ &= 150 \text{ cm} \end{aligned}$$

Rumus waktu penurunan konsolidasi

$$t_c = T_v \frac{H_{dr}^2}{C_v}$$

Penentuan faktor waktu, T_v :

Dari Gambar 3.17

untuk $U=50\%$	didapat	$T_v = 0.197$
untuk $U=90\%$	didapat	$T_v = 0.848$
untuk $U=95\%$	didapat	$T_v = 1.127$

Lamanya penurunan konsolidasi

$$t_c = T_v \frac{H_{dr}^2}{C_v}$$

Untuk $U=50\%$

$$\begin{aligned} t_{50} &= 0.197 \frac{(150\text{cm})^2}{0.0005\text{cm}^2 / dt} \\ &= 8865000 \text{ dt} \\ &= \mathbf{103 \text{ hari}} \end{aligned}$$

Untuk $U=90\%$

$$\begin{aligned} t_{90} &= 0.848 \frac{(150\text{cm})^2}{0.0005\text{cm}^2 / dt} \\ &= 38160000 \\ &= \mathbf{442 \text{ hari (1.2 tahun)}} \end{aligned}$$

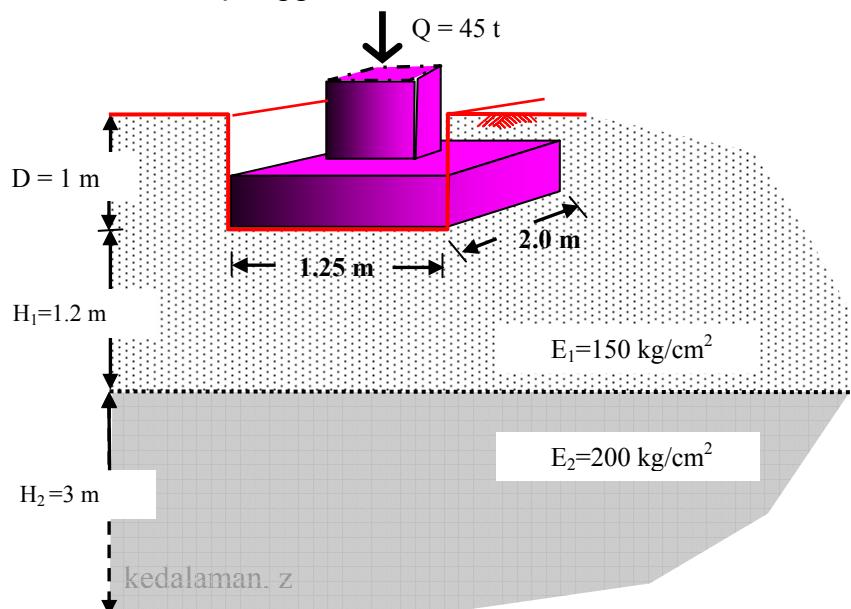
Untuk $U=95\%$

$$\begin{aligned} t_{95} &= 1.127 \frac{(150\text{cm})^2}{0.0005\text{cm}^2 / dt} \\ &= 50715000 \\ &= \mathbf{587 \text{ hari (1.6 tahun)}} \end{aligned}$$

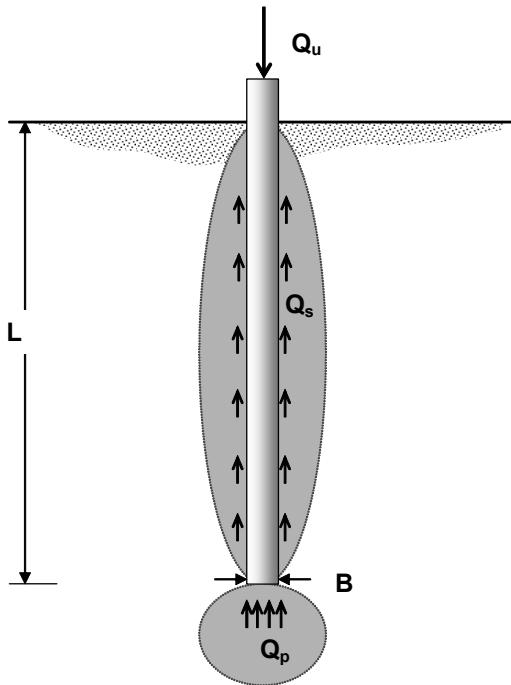
Dari hasil perhitungan waktu konsolidasi nampak bahwa waktu yang diperlukan untuk mencapai penurunan hingga 50% dari penurunan total ($U=50\%$), diperlukan waktu 103 hari. Sedangkan pada saat-saat akhir dari proses konsolidasi ($U=90\%$), waktu yang diperlukan untuk penambahan penurunan hingga 5% saja diperlukan waktu $\Delta t = t_{95} - t_{90}$ sebesar $(587 - 442)$ hari = 145 hari. Hal ini menunjukkan bahwa untuk selang waktu yang sama, penurunan yang terjadi akibat proses konsolidasi semakin lama semakin kecil. Atau dengan beban yang sama, proses konsolidasi yang terjadi semakin lama akan semakin melambat dengan pertambahan penurunan yang semakin kecil.

Kasus-kasus

- 3.1. Perkirakan penurunan segera sebuah pondasi dangkal bujursangkar dengan lebar sisi 1.2 m yang ditanam pada tanah pasir dengan kedalaman 1.5m. Tanah tersebut mempunyai modulus elastisitas $E = 3100 \text{ kg/cm}^2$ dengan angka Poisson $\mu = 0.25$. Beban terpusat yang bekerja pada kolom $Q = 15$ ton.
- 3.2. Sebuah pondasi dangkal persegi dengan lebar $B = 1.25\text{m}$, panjang tiga kali lebarnya, ditanam pada tanah lempung dengan kedalaman $D=0.9\text{m}$. Tanah tersebut mempunyai modulus elastisitas $E = 1050 \text{ kg/cm}^2$. Ketebalan tanah lempung adalah $H=12\text{m}$ dengan muka air tanah tepat berada didasar pondasi. Tegangan merata akibat beban yang bekerja pada pondasi adalah $q = 3.5 \text{ ton/m}^2$. Hitung (estimasi) penurunan elastis pondasi tersebut.
- 3.3. Sebuah pondasi dangkal persegi dengan lebar $B = 1.25\text{m}$, panjang $L=2.0\text{m}$ ditanam pada tanah kepasiran sedalam $D=1.0\text{m}$. Tanah tersebut mempunyai dua lapisan dengan tebal seperti tergambar. Beban terpusat yang bekerja pada kolom $Q = 45$ ton. Estimasi penurunan elastis pondasi tersebut setelah sepuluh tahun masa penggunaan.



- 3.4. Sebuah pondasi dangkal bujursangkar dengan lebar $B = 1.25\text{m}$ dan kedalaman $D=1.25\text{m}$ berada diatas deposit beberapa lapisan tanah. Lapisan pertama adalah tanah pasir ($\gamma_{sat} = 1.68 \text{ t/m}^3$ dan $\gamma_{dry} = 1.45 \text{ t/m}^3$) dengan ketebalan 1.5m. Dibawahnya adalah tanah lempung ($\gamma_{sat,L} = 1.67 \text{ t/m}^3$ dan batas cair $w_{LL} = 56\%$ serta angka pori awal $e_0 = 0.98$) dengan tebal 4.2m yang berada diatas deposit pasir padat yang bersifat permeabel. Beban bekerja pada kolom adalah $Q = 50$ ton. Estimasi penurunan konsolidasi pondasi tersebut bila muka air tanah berada di tengah lapisan pasir pertama.
- 3.5. Estimasi lamanya penurunan konsolidasi primer hingga derajat konsolidasi mencapai nilai 50%, 90% dan 95% pada lapisan tanah lempung pada kasus sebelumnya. Dari hasil pengujian oedometer diperoleh nilai koefisien konsolidasi $C_v=0.00025\text{cm}^2/\text{dt}$.



Daya Dukung Pondasi Dalam

Kompetensi yang dituju pada bagian ini adalah:

- Mampu menjelaskan daya dukung ujung dan sisi pada pondasi dalam.
- Mampu menjelaskan teori-teori daya dukung ujung yang menggunakan data pengujian tanah di laboratorium dalam perencanaan pondasi dalam.
- Mampu menjelaskan teori-teori daya dukung sisi pondasi tiang yang menggunakan data pengujian tanah di laboratorium.
- Mampu memperkirakan besarnya daya dukung ujung pondasi tiang dengan pemakaian formula-formula daya dukung yang didasarkan pada parameter-parameter tanah dari hasil pengujian sampel di laboratorium.
- Mampu memperkirakan besarnya daya dukung sisi pondasi tiang dengan pemakaian parameter-parameter tanah dari hasil pengujian sampel di laboratorium.
- Mampu menentukan besarnya daya dukung pondasi dengan data tanah dari hasil pengujian langsung di lapangan
- Mampu memperkirakan besarnya daya dukung pondasi pada saat pemancangan dilakukan.

Bab 4

Daya Dukung Pondasi Dalam

Sebagaimana halnya pondasi dangkal, pondasi dalam harus direncanakan mampu mendukung beban rencana sedemikian rupa sehingga tidak terjadi keruntuhan pada sistem pondasi-tanah dan tidak pula terjadi penurunan yang tidak diinginkan. Dengan demikian terdapat dua kriteria yang sama dengan pondasi dangkal yang harus dipenuhi dalam merencanakan sebuah pondasi dalam, yaitu:

1. Pondasi harus mampu mendukung beban dengan faktor keamanan tertentu.
2. Pondasi harus tetap ditempat dan tidak berpindah hingga batas toleransi tertentu.

Faktor keamanan dan toleransi pergerakan yang diperbolehkan untuk sebuah sistem pondasi umumnya ditentukan oleh kepentingan dari struktur yang didukung oleh pondasi tersebut.

Terdapat sejumlah jenis pondasi yang dapat digolongkan sebagai pondasi dalam. Secara umum yang dapat digolongkan sebagai pondasi dalam adalah pondasi yang mempunyai kedalaman yang cukup besar. Kedalaman tersebut umumnya relatif dibandingkan dengan lebar dari pondasi. Namun terdapat pondasi seperti pondasi kaison yang dapat digolongkan sebagai pondasi dalam atau juga dapat digolongkan sebagai pondasi dangkal. Penggolongan ini nantinya terkait dengan metoda perhitungan dalam menganalisis stabilitas dari pondasi tersebut.

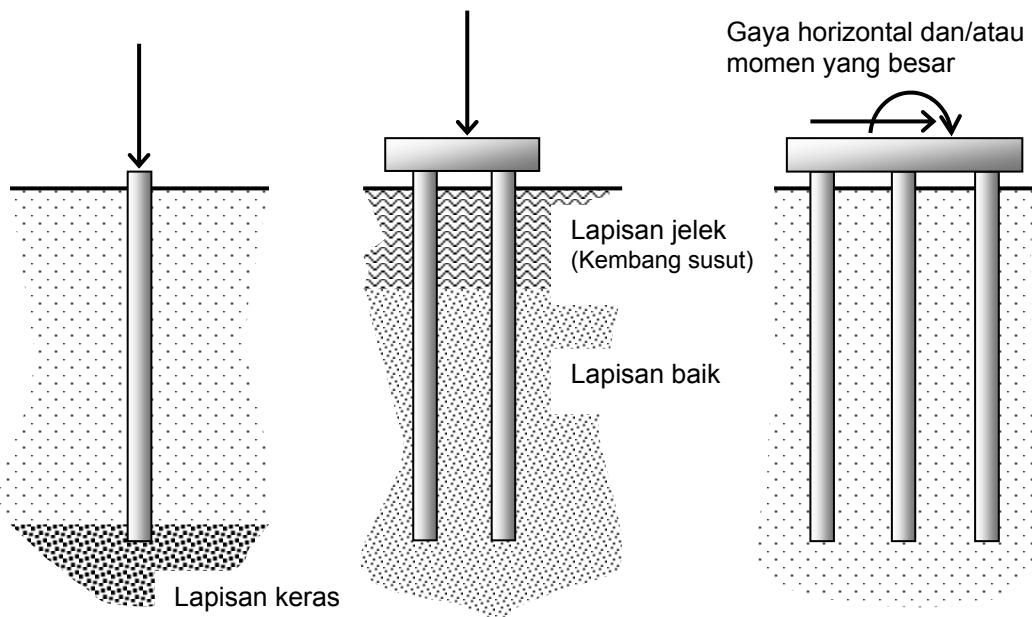
4.1. Pondasi tiang

Dalam bagian ini, akan dikhkususkan pembahasan mengenai pondasi tiang (*pile foundations*) yang secara garis besar dapat mewakili prinsip perhitungan daya dukung dan stabilitas dari pondasi dalam. Pondasi tiang dapat dipilih karena pertimbangan biaya. Selain itu, kondisi-kondisi yang dapat dijadikan dasar dalam mempertimbangkan pemilihan pondasi tiang adalah:

- a. Apabila lapisan tanah atas terlalu lunak untuk mendukung beban dengan menggunakan pondasi dangkal, maka diperlukan pondasi yang dalam (panjang) untuk meneruskan beban dari atas ke dalam lapisan tanah bawah yang lebih kuat. Panjang dari pondasi dalam tergantung dari keperluannya, yaitu untuk menyalurkan beban hingga ke tanah keras (*bedrock*) diujung bawah pondasi (*end bearing-piles*) ataupun menyalurkan beban pada lapisan tanah di sisi-sisi pondasi (*friction-piles*).

- b. Kondisi tanah yang sangat kompresif dan/atau bersifat kembang-susut tinggi, sehingga dapat berpengaruh pada nilai perpindahan (naik-turun) dari pondasi yang melebihi nilai batas toleransinya. Pada kondisi ini, bagian pondasi yang berada pada lapisan kembang susut tidak boleh diperhitungkan sebagai pendukung beban pada semua kondisi, bahkan pada kondisi tertentu, bagian ini harus diperhitungkan untuk mengurangi beban akibat mengembangnya (*heaving*) tanah disisinya (*negative skin friction*).
- c. Pada kondisi beban horizontal yang besar, pondasi tiang dapat menahan beban horizontal (bending) sementara daya dukung vertikalnya relatif tidak terganggu. Situasi semacam ini dapat terjadi pada sistem dinding penahan tanah dan juga pada bangunan tinggi akibat beban angin dan/atau beban gempa.
- d. Pada kondisi tanah atas yang mudah hancur. Ada terdapat beberapa jenis material geologi yang mempunyai daya dukung cukup tinggi namun pada keadaan tertentu mudah hancur (break down and collaps), misalnya terkena udara atau air. Pada kondisi tersebut pondasi tiang cocok untuk dipilih hingga kedalaman yang lapisan tanah yang cukup stabil dan tidak terpengaruh oleh air atau udara yang dapat merusak kondisi tanah.
- e. Kondisi-kondisi yang memungkinkan adanya gaya angkat (up lift) yang cukup besar. Misalnya *up-lift* pada pondasi tower, pada bangunan lepas pantai, pondasi basement bangunan yang berada dibawah muka air tanah.
- f. Kondisi tanah dasar yang berisiko terhadap penggerusan. Kondisi ini sering dijumpai pada struktur pilar dan abutment jembatan dimana resiko erosi akibat aliran air sangat besar.
- g. Pertimbangan biaya konstruksi, walaupun pada keadaan umum biasanya pondasi dangkal memerlukan biaya pekerjaan yang lebih murah, namun pada keadaan khusus dimana konstruksi tiang dapat menjadi lebih murah dibanding pondasi dangkal. Keadaan ini dapat terjadi pada daerah yang memiliki sumber material pondasi dangkal yang sangat minim, sehingga material pondasi harus didatangkan dari luar daerah. Pada kasus ini, justru terjadi kebalikan bahwa dengan menggunakan konstruksi pondasi tiang akan lebih meringankan biaya pekerjaan dibanding dengan konstruksi pondasi dangkal.

Walaupun sudah banyak penelitian dan pekerjaan praktis pondasi tiang dilakukan manusia sejak jaman dulunya, namun masih tidak ada kepastian (mutlak) akan kebenaran dari teori dan praktek yang dilakukan. Mekanisme penyebaran beban pondasi tiang kedalam partikel tanah belum dapat dimengerti secara menyeluruh. Hal ini terjadi dikarenakan sangat beragamnya material geoteknik dengan karakteristiknya masing-masing. Namun demikian pada bagian ini akan dijelaskan secara garis besar mengenai perhitungan daya dukung dari pondasi tiang yang dapat dikembangkan untuk pekerjaan praktis maupun penyelidikan lebih lanjut.



Gambar 4.1. Beberapa kasus penggunaan pondasi tiang.

4.2. Kekuatan Pondasi Tiang

Sebagaimana halnya elemen struktur bangunan sipil lainnya, pondasi tiang juga harus kuat menahan/mendukung beban yang ditanggungnya. Kekuatan pondasi tiang yang dimaksud adalah kekuatan dari material pondasi itu sendiri dan kekuatan secara keseluruhan dengan interaksinya terhadap tanah dan struktur lainnya yang ditahannya. Cara sederhana untuk menuliskan kekuatan dari struktur (material) pondasi tiang adalah dengan menentukan kapasitas beban pondasi berdasarkan tahanan izinnya:

$$Q_{all} = A_p \sigma_{all}$$

4.1

dengan Q_{all} = kapasitas beban pondasi yang diizinkan

A_p = luas penampang yang menahan

= $\frac{1}{4} \pi B^2$ untuk penampang tiang lingkaran dengan diameter B

= B^2 untuk penampang tiang bujur sangkar dengan panjang sisi B

= $0.433 B^2$ untuk pondasi segitiga sama sisi dengan panjang sisi B

σ_{all} = tegangan izin dari material pondasi

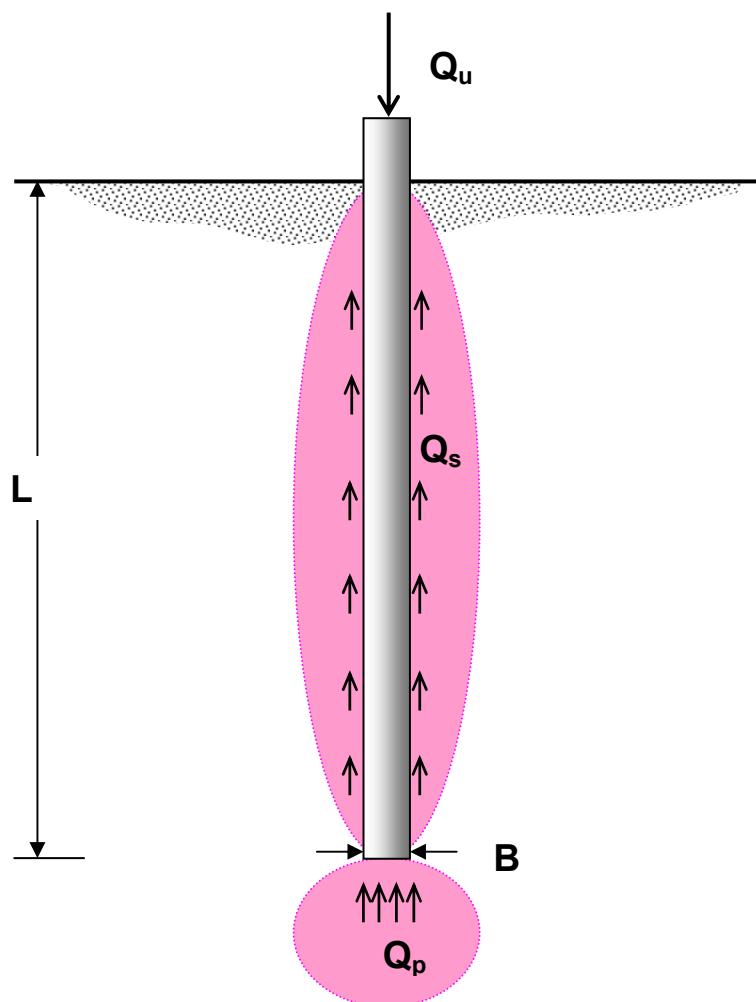
Namun perlu diingat bahwa dalam pelaksanaannya, rumusan diatas harus tetap mengikuti ketentuan-ketentuan yang diberlakukan setempat atau secara konvensi ditetapkan untuk merancang sebuah struktur geoteknik sehingga cukup meyakinkan berada dalam kondisi 'aman'.

Selain kekuatan dari material pondasi itu sendiri, maka pondasi tiang dalam berinteraksi dengan tanah harus mampu mendukung beban yang diberikan. Secara konvensi pula telah ditetapkan bahwa dukungan pondasi tiang adalah kombinasi dari dukungan ujungnya dan dukungan di sepanjang sisinya. Namun perlu diperhatikan bahwa dukungan tersebut sangat tergantung dari mekanisme pondasi tersebut dalam menyalurkan beban yang ditahannya kedalam tanah. Untuk dukungan terhadap beban yang tidak bekerja searah sumbu memanjang tiang, perlu dianalisis dengan metoda tersendiri. Sedangkan daya dukung pondasi tiang untuk beban yang bekerja pada sumbu memanjang tiang, formula umum adalah :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

4.2

dengan Q_u = kapasitas daya dukung beban pondasi
 Q_p = kapasitas daya dukung ujung (didasar) pondasi
 Q_s = kapasitas daya dukung sisi (gesekan) sepanjang pondasi



Gambar 4.2. Dimensi dan daya dukung pondasi tiang.

Dalam beberapa kasus ditemui bahwa antara daya dukung sisi dan daya dukung ujung pondasi, hanya satu yang memberikan nilai yang sangat dominan. Pada kasus dimana pondasi tiang dipancangkan pada lapisan tanah lunak hingga ujungnya mencapai tanah keras, maka daya dukung pondasi tiang didominasi oleh tahanan ujungnya, atau dengan kata lain daya dukung sisinya memberikan kontribusi dukungan yang sangat kecil dibanding tahanan ujungnya sehingga dapat diabaikan. Pada kasus ini pondasi tiang tersebut dikenal dengan nama **end-bearing-pile** atau **point-bearing-pile**. Pada kasus lain dimana pondasi memiliki luas ujung yang relatif kecil dan dipancangkan pada lapisan tanah yang relatif lunak (dan biasanya sejenis), dengan ujung bawahnya belum (sengaja tidak) mencapai tanah keras, maka pondasi ini lebih dikenal dengan **floating-pile (pondasi melayang)**. Pada kasus dimana daya dukung sisi pondasi lebih dominan dibandingkan dengan daya dukung ujungnya, maka pondasi ini dikenal dengan sebutan **friction-pile**. Umumnya friction-pile mempunyai dimensi panjang yang cukup besar dibanding diameternya dan ditanamkan pada tanah dimana lapisan tanah kerasnya sangat dalam (dapat mencapai lebih dari 60 m).

Pada kasus floating-pile dan friction-pile, selain daya dukung, maka hal yang harus diperhatikan dengan seksama adalah kestabilan terhadap penurunan dari sistem pondasi. Untuk end bearing yang ujungnya mencapai tanah keras atau batuan dasar, walaupun perlu dilakukan analisis penurunan, namun biasanya penurunan yang terjadi tidak memberikan nilai yang penting untuk kasus-kasus yang umum. Namun untuk struktur yang sangat sensitif terhadap perpindahan dan pergerakan, sekecil apapun perpindahan permanen atau elastis harus tetap berada pada toleransi yang diizinkan.

4.3. Estimasi Daya Dukung Ujung

Kapasitas daya dukung pondasi tiang dapat diestimasi dengan menggunakan persamaan sederhana sebagai penjumlahan dari daya dukung batas ujung tiang dan daya dukung sisi. Telah banyak sekali penelitian yang dilakukan untuk menghasilkan formulasi yang secara teori dapat digunakan untuk menentukan daya dukung pondasi, baik kapasitas daya dukung ujung maupun kapasitas tahanan sisi. Sejumlah teori kapasitas daya dukung dari beberapa penelitian yang secara global telah dikenal dan cukup terkemuka akan dibahas disini.

Dari sejumlah metoda yang dikembangkan untuk memprediksi daya dukung ultimit (batas) yang disumbangkan oleh ujung tiang, sebahagian besar masih mengacu pada formulasi yang dikembangkan oleh Terzaghi untuk pondasi dangkal (dan dituliskan kembali) sebagai berikut:

$$q_u = c N_c(s_c) + q' N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma(s_\gamma)$$

$\underbrace{q_1}_{\qquad}$ $\underbrace{q_2}_{\qquad}$ $\underbrace{\qquad}_{q_3}$

4.3

Dari dimensi yang dimilikinya, pondasi tiang mempunyai ukuran panjang (**L**) yang relatif jauh lebih besar dibandingkan lebarnya (**B**). Apabila parameter-parameter daya dukung tersebut dimasukkan kedalam persamaan diatas, maka akan diperoleh nilai **q₁** dan **q₂** yang

relatif jauh lebih besar dibandingkan dengan q_3 . Dengan alasan tersebut maka dalam penelitian/pengembangan untuk rumusan estimasi daya dukung ujung pondasi tiang, bagian dari q_3 diabaikan.

Selain itu, pondasi tiang mempunyai bentuk penampang yang tidak jauh berbeda antara panjang sisi satu dengan sisi yang lain, atau sering berbentuk lingkaran. Meskipun bentuk-bentuk lain seperti segitiga, segi empat, segi lima dan segi banyak lainnya telah banyak dikembangkan saat ini, namun bentuk penampang tersebut tidak banyak dipertimbangkan dalam mengestimasi daya dukung. Sehingga rumusan daya dukung menjadi lebih sederhana lagi tetapi masih memiliki pola yang mirip dengan yang dikembangkan Terzaghi. Dengan menghilangkan faktor bentuk s_c dan s_q , selanjutnya persamaan estimasi daya dukung ujung dituliskan sebagai berikut:

$$q_u = \frac{cN_c}{q_1} + \frac{q' N_q}{q_2}$$

4.4

Dengan menggunakan formulasi tersebut, selanjutnya dengan menggantikan notasi q_u menjadi q_p (subindeks p = point, berarti titik ujung tiang) untuk daya dukung ujung pondasi, serta menambahkan tanda bintang pada faktor daya dukung menjadi N_c^* dan N_q^* , maka kapasitas daya dukung ujung pondasi tiang dalam satuan gaya dapat dituliskan sebagai berikut:

$$Q_p = A_p q_p$$

4.5

dengan

$$q_p = cN_c^* + q' N_q^*$$

4.6

dimana c = nilai kohesi tanah dibawah dasar (ujung) pondasi

$$q' = \Sigma \gamma' L$$

adalah tegangan efektif tanah akibat berat diatas ujung tiang

γ' = berat volume tanah efektif diatas dasar pondasi

L = panjang tiang yang tertanam dalam tanah

N_c^* dan N_q^* adalah faktor kapasitas daya dukung tanpa satuan (non-dimensional) yang didapatkan hanya dari nilai sudut geser dalam tanah, ϕ .

Rumusan diatas merupakan rumusan umum dari kapasitas daya dukung ujung pondasi tiang. Beberapa metoda yang dikembangkan para peneliti terdahulu memiliki rumusan umum yang sama seperti diatas. Perbedaan yang ada dari para peneliti tersebut adalah dalam hal menentukan besarnya faktor daya dukung N_c^* dan N_q^* .

4.3.1. Daya Dukung Ujung Metoda Meyerhof

a. Untuk tanah pasir

Kapasitas daya dukung ujung pondasi tiang yang bagian ujungnya ditanam dalam lapisan tanah pasir (dominan pasir) didapati oleh Meyerhof (1976) meningkat dengan pertambahan kedalaman penanaman (penetrasi) namun tidak mengalami pertambahan setelah mencapai kedalaman tertentu. Kedalaman penanaman yang tidak memberikan tambahan kapasitas daya dukung ujung tersebut bervariasi tergantung dari diameter (atau lebar) pondasi tiang dan sudut geser dalam tanah pasir tersebut. Dengan berdasarkan ketentuan tersebut maka dibuat grafik untuk menentukan rasio kedalaman penanaman (L_b) dengan diameter (B) terhadap sudut geser dalam tanah. Untuk menentukan kedalaman penanaman, harus diperhatikan Gambar 4.3 dengan seksama. Dapat dilihat bahwa untuk tanah yang tidak homogen nilainya ditentukan dari dasar (ujung) tiang ke bagian atas dari lapisan tanah pasir dimana ujung tersebut ditanamkan (Gambar 4.3.a). Sedangkan untuk tanah yang homogen, nilai panjang penanaman (L_b) sama dengan panjang tiang itu sendiri (L) (Gambar 4.3.b).

Menurut Meyerhof, nilai **faktor** kapasitas daya dukung meningkat sejalan dengan meningkatnya nilai rasio kedalaman penanaman dan diameter pondasi (L_b/B) dan mencapai nilai maksimum pada nilai rasio (L_b/B) sekitar $0.5(L_b/B)_{\text{kritis}}$. Dalam kasus-kasus praktis, nilai dari (L_b/B) pada kebanyakan pondasi tiang lebih besar dari $0.5(L_b/B)_{\text{kritis}}$. Untuk itu, perlu dilakukan penyesuaian (pembuatan kurva) nilai maksimum faktor kapasitas daya dukung N_c^* dan N_q^* yang oleh Meyerhof diberikan seperti pada Gambar 4.4. Nilai tersebut masih menyerupai seperti yang diusulkan oleh Terzaghi dimana variasi nilai faktor daya dukung tergantung dari hanya sudut geser dalam tanah. Perlu diingat bahwa nilai faktor kapasitas daya dukung N_c^* dan N_q^* yang diberikan pada Gambar 4.4. adalah merupakan angka maksimum pada sebuah estimasi sistem tiang pondasi menurut Meyerhof. Untuk tidak memberikan angka estimasi yang berlebihan, Meyerhof juga membatasi bahwa kapasitas daya dukung pondasi tiang tidak boleh melebihi suatu angka empiris tertentu. Rangkuman dari tori kapasitas daya dukung Meyerhof untuk tanah pasir dapat dituliskan dalam bentuk formula berikut:

$$q_p = q' N_q^*$$

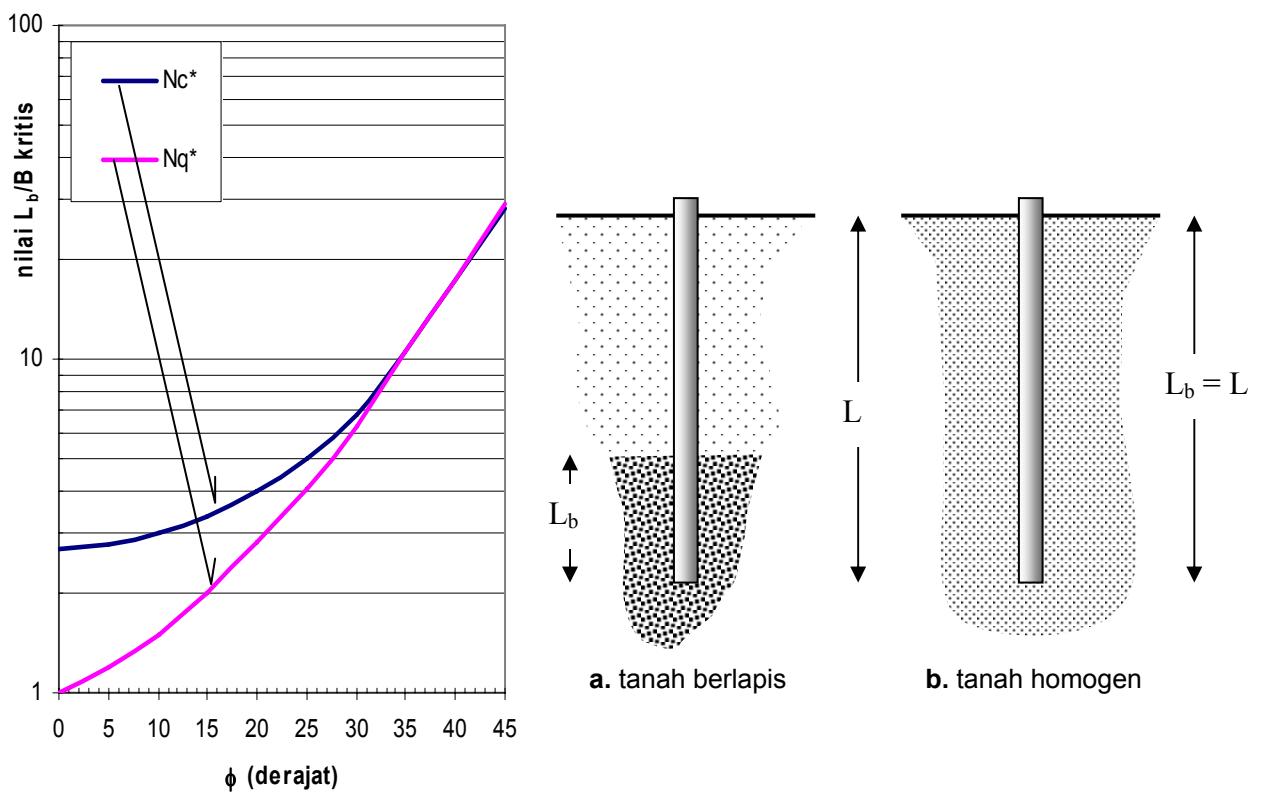
4.7.a

dengan nilai batasan daya dukung ujung sebesar:

$$q_p \leq 50 N_q^* \tan \phi \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

4.7.b

Persamaan 4.7. a dan b mempunyai arti bahwa nilai yang digunakan untuk mengestimasi daya dukung ujung pondasi tiang pada tanah pasir adalah nilai terkecil yang dihasilkan dari kedua persamaan tersebut. Dalam menggunakan rumusan empiris tersebut juga harus diperhatikan satuan (unit) yang digunakan sehingga tidak terjadi kekeliruan dalam analisis.



Gambar 4.3. Nilai ratio L_b/B dengan ϕ untuk pondasi tiang.

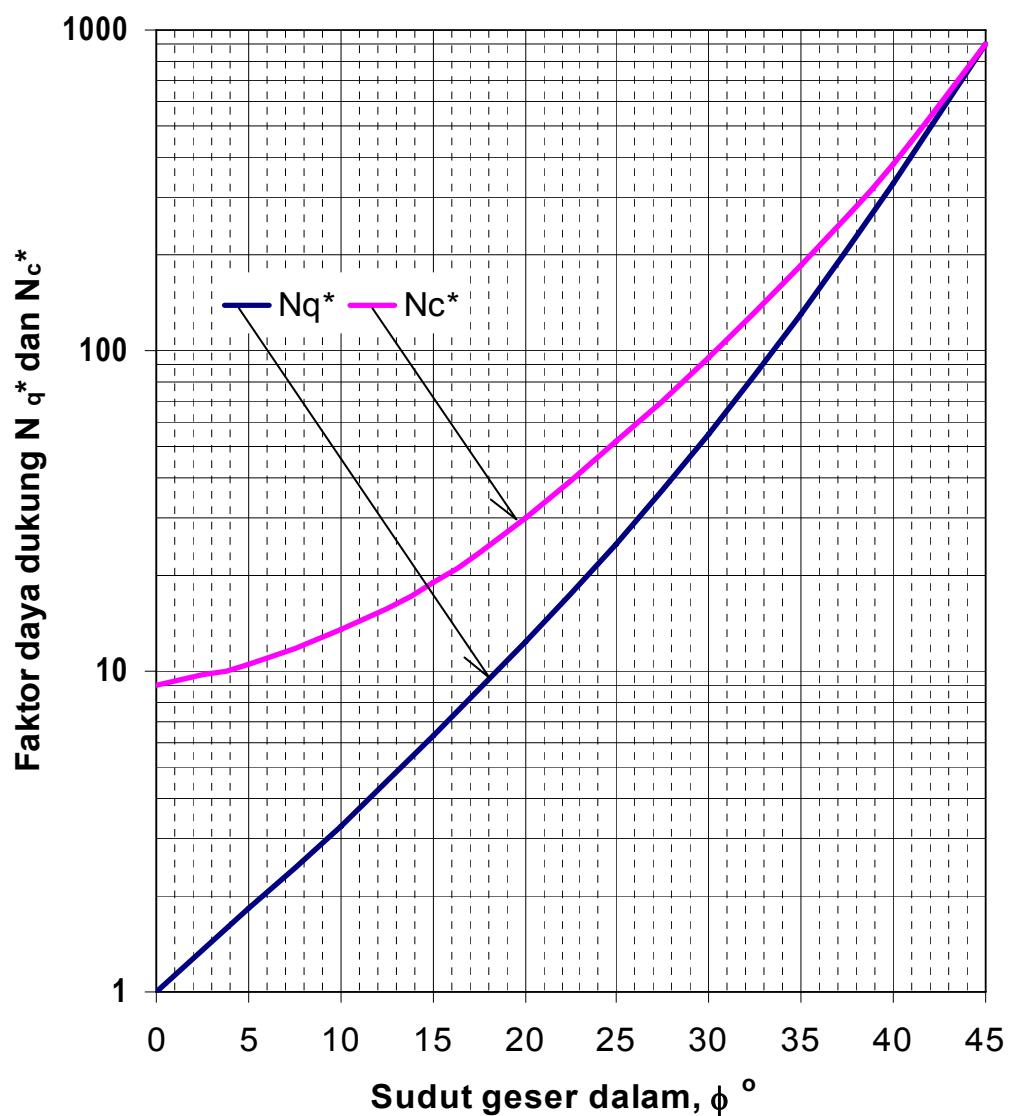
Sering dijumpai pada keadaan sebenarnya, pondasi tiang ditanamkan dengan menembus pada lapisan pasir lepas menuju ke lapisan padat dibawahnya namun ditanamkan kurang dari kedalaman yang mencukupi (kurang dari 10 kali diameternya). Untuk kondisi yang seperti itu, maka perkiraan kapasitas daya dukung ujung dapat ditentukan dengan menggunakan rumusan berikut (perhatikan Gambar 4.5):

$$q_p = 50 N_{q1}^* \tan \phi_1 + \frac{(50 N_{q2}^* \tan \phi_2 - 50 N_{q1}^* \tan \phi_1)}{10} \frac{L_b}{B} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$
4.8.a

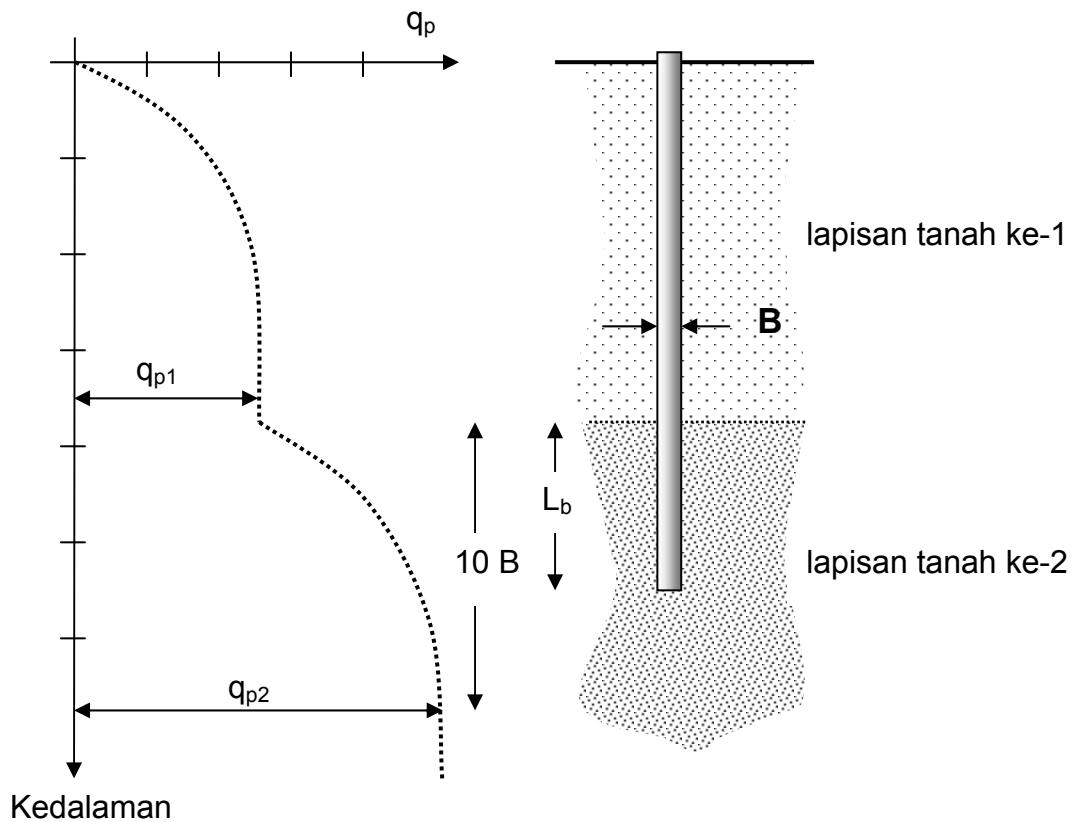
dengan nilai batasan daya dukung ujung untuk kasus ini adalah sebesar:

$$q_p \leq 50 N_{q2}^* \tan \phi_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$
4.8.b

Dimana : N_{q1}^* dan N_{q2}^* adalah nilai maksimum faktor daya dukung untuk tanah lapisan ke-1 (di atas) dan ke-2 (di bawah) yang ditentukan berdasarkan ϕ_1 dan ϕ_2
 ϕ_1 dan ϕ_2 adalah sudut geser dalam lapisan tanah ke-1 dan lapisan ke-2.
 L_b adalah kedalaman penanaman pondasi pada lapisan ke-2. (Lihat Gambar 4.5)



Gambar 4.4. Nilai maksimum faktor daya dukung Meyerhof, N_q^* dan N_c^*



Gambar 4.5. Pondasi tiang pada tanah berlapis

b. Untuk tanah lempung

Metoda untuk mengestimasi kapasitas daya dukung ujung pondasi tiang yang bagian ujungnya ditanam dalam lapisan tanah lempung (dominan lempung) masih menggunakan persamaan umum yang sama dengan tanah pasir. Perbedaan yang ada hanyalah bahwa faktor kapasitas daya dukung ujung N_c^* juga dimasukkan di dalam perhitungan daya dukung. Namun masih tetap saja seperti teori klasik lainnya, faktor-faktor daya dukung N_c^* dan N_q^* didapatkan hanya dari nilai sudut geser dalam tanah, ϕ . Meyerhof menggunakan grafik yang sama seperti pada Gambar 4.4 untuk menentukan nilai-nilai faktor N_c^* dan N_q^* dan memasukkannya ke dalam persamaan 4.6 yang ditulis kembali seperti berikut:

$$q_p = cN_c^* + q' N_q^*$$

4.9

Untuk **tanah lempung normal yang jenuh**, yang mengalami pembebanan seketika dengan kondisi tidak terjadi aliran air dalam tanah (*saturated clay - undrained condition*), akan memberikan nilai sudut geser dalam sama dengan nol ($\phi=0$). Dengan menarik garis pada grafik di Gambar 4.4 akan memberikan nilai $N_c^* = 9$ dan $N_q^* = 1$. Apabila dimasukkan kedalam persamaan 4.6 diatas dengan mengabaikan sumbangan dari tekanan efektif tanah, selanjutnya dapat dituliskan kapasitas daya dukung bersih (=netto, yaitu mengurangi nilai $N_q^* = 1$ -untuk sudut geser sama dengan nol-, dengan satu sehingga menjadi nol) dari **tanah lempung kondisi undrained** sebagai:

$$q_p = 9 c_u$$

4.10

dimana c_u adalah nilai kohesi *undrained* tanah lempung dibawah dasar pondasi tiang.

4.3.2. Daya Dukung Ujung Metoda Janbu

Prosedur perhitungan estimasi daya dukung ujung yang diusulkan Janbu (1976) didasarkan atas asumsi permukaan keruntuhan tanah disekitar ujung pondasi seperti pada Gambar 4.6. Formulasi untuk melakukan perhitungan masih sama dengan teori sebelumnya dengan perbedaan pada nilai faktor daya dukung N_c^* dan N_q^* . Faktor daya dukung N_c^* dan N_q^* selain ditentukan berdasarkan sudut geser dalam, juga tergantung pada sudut keruntuhan tanah pada tepi ujung pondasi, η . Nilai sudut η ini bervariasi antara 70° untuk tanah **lempung lunak**, hingga 105° untuk tanah **pasir padat**. Dengan memperhitungkan sudut geser dalam tanah ϕ dan sudut keruntuhan η tersebut, nilai daya faktor dukung N_c^* dan N_q^* dapat ditentukan dengan menggunakan rumusan berikut:

$$N_q^* = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 e^{2\eta \tan \phi}$$

4.11

dan dengan masih menggunakan rumusan Terzaghi

$$N_c^* = \cot \phi [N_q^* - 1]$$

2.2.b

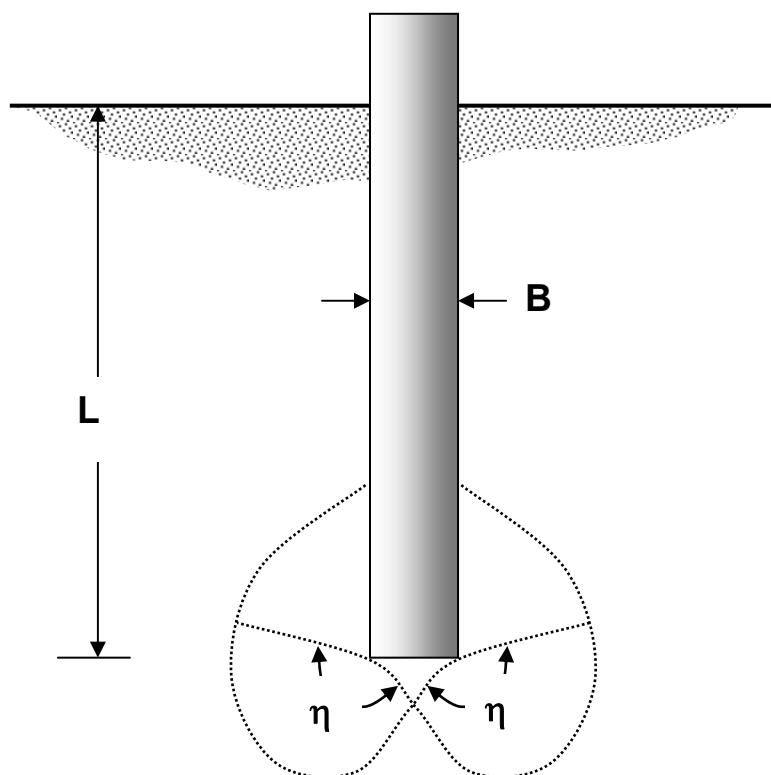
Dengan memasukkan beberapa nilai sudut η (bervariasi 70° hingga 105°) dan nilai ϕ ke dalam persamaan faktor daya dukung Janbu tersebut, dapat dihasilkan grafik hubungan faktor kapasitas daya dukung N_c^* dan N_q^* dengan sudut geser dalam (konsisten menggunakan rumus tersebut) seperti pada Gambar 4.7.

Nilai N_c^* untuk harga sudut geser sama dengan nol ($\phi=0$) ditetapkan sebesar 5,74. Bila nilai tersebut dipergunakan untuk kasus **tanah lempung kondisi undrained**, maka akan menghasilkan kapasitas daya dukung ujung bersih (netto) sebesar:

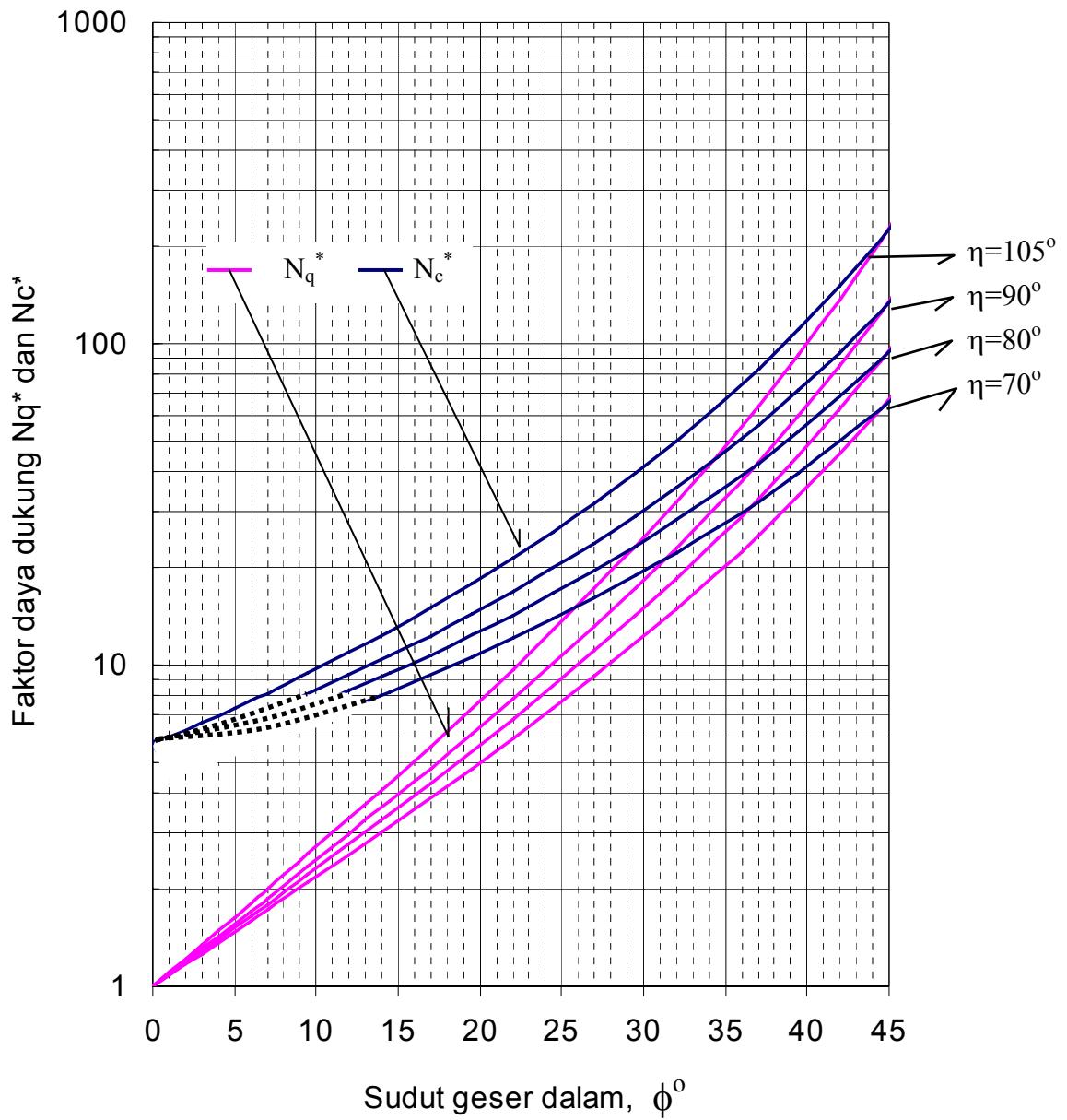
$$q_p = \textcolor{red}{5.74 c_u}$$

4.12

yang berarti memberikan estimasi yang lebih kecil dibandingkan dengan yang diusulkan oleh Meyerhof (1976). Untuk sudut geser yang kecil, yaitu kurang dari 5° , Nilai N_c^* yang dihitung dengan rumusan diusulkan Jambu menjadi lebih kecil dibandingkan dengan nilai sudut geser sama dengan nol. Namun di dalam grafik yang diberikan, nilai tersebut ditemukan lebih besar dari yang dihitung menggunakan rumusan. Perbedaan tersebut menunjukkan pendekatan yang diberikan menggunakan persamaan matematis tidak konsisten dengan grafik yang diberikan. Hal ini menunjukkan salah satu keterbatasan yang dimiliki oleh usulan untuk estimasi daya dukung pondasi tiang.



Gambar 4.6. Asumsi bidang keruntuhan tanah Janbu



Gambar 4.7. Nilai faktor daya dukung Janbu, N_q^* dan N_c^*

4.3.3. Daya Dukung Ujung Metoda Vesic

Prosedur perhitungan kapasitas daya dukung ujung yang melibatkan lebih banyak parameter tanah diusulkan oleh Vesic (1977). Tambahan parameter tersebut diberikan dengan memodifikasi sumbangan daya dukung yang diberikan oleh faktor N_q^* . Namun nilai faktor N_c^* juga akan berubah dengan dasar penurunan rumus untuk kapasitas daya dukung yang berbeda. Kapasitas yang diusulkan Vesic diekspresikan sebabai berikut:

$$q_p = c N_c^* + q' \left(\frac{1+2K_o}{3} \right) N_q^* \quad 4.13$$

dengan faktor daya dukung

$$N_q^* = \frac{3}{3 - \sin\phi} \left(e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \tan\phi} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{\left(\frac{4\sin\phi}{3+3\sin\phi}\right)} \quad 4.14$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \varepsilon_v I_r} \quad 4.14.b$$

$$I_r = \frac{G'}{c + q' \tan\phi} \quad 4.14.c$$

yaitu perbandingan antara modulus geser G' dengan kekuatan geser $(c + q' \tan\phi)$ dan ε_v adalah regangan volumetrik (volumetric strain) dari tanah dibawah dasar tiang. Sehingga, untuk menggunakan rumusan diatas, tanah harus diuji sedemikian rupa sehingga selain memberikan parameter geser kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ), juga memberikan parameter modulus geser (G') dan regangan volumetrik (ε_v). K_o pada rumus daya dukung diatas adalah koefesien tekanan tanah saat istirahat (at rest, $K_o = 1 - \sin\phi$).

Untuk faktor daya kukung N_c^* , masih menggunakan rumusan Terzaghi

$$N_c^* = \cot\phi [N_q - 1] \quad 2.2.b$$

Kecuali untuk **tanah lempung kondisi undrained** ($\phi=0$) nilai faktornya menjadi:

$$N_c^* = 1 + \frac{4}{3} [\ln I_{rr} + 1] + \frac{\pi}{2} \quad 4.15$$

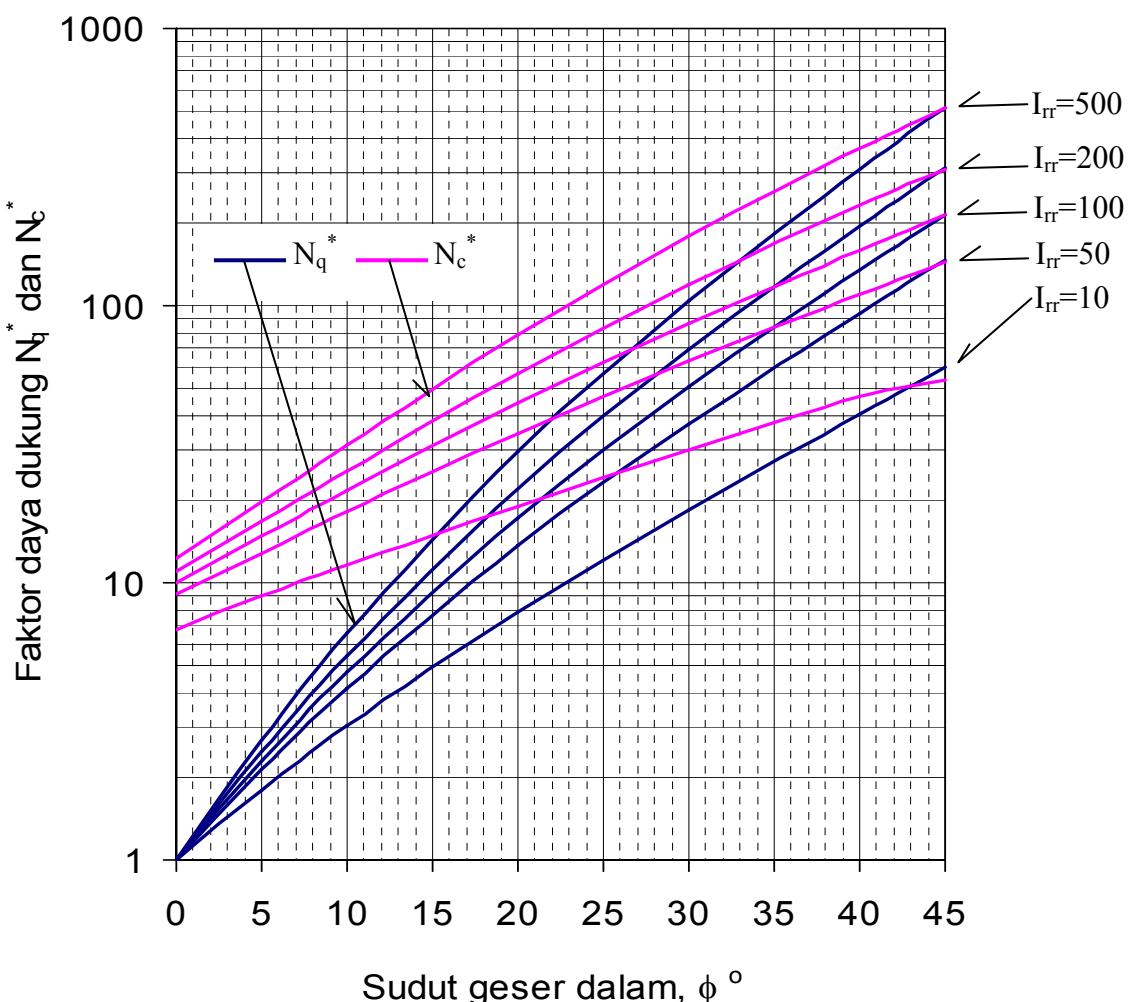
Prosedur perhitungan yang diusulkan ini relatif kurang praktis dibandingkan dengan hasil yang diperoleh. Beberapa peneliti telah membuatnya lebih sederhana dengan memberikan perkiraan nilai I_r untuk beberapa jenis tanah, sehingga beberapa parameter dalam menentukan faktor daya dukung tidak dipertimbangkan lagi di dalam perhitungan. Namun nilai-nilai perkiraan tersebut oleh beberapa peneliti hanya direkomendasikan untuk digunakan dalam perhitungan awal saja. Akan tetapi dapat saja estimasi hasil perhitungan

tersebut digunakan sebagai nilai pembanding terhadap perhitungan lainnya. Beberapa nilai tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.1. Bowles (1988) menambahkan bahwa untuk tanah pasir padat (dense sand) atau untuk tanah lempung dengan kondisi *undrained*, nilai e_v dapat diambil sama dengan nol, sehingga menghasilkan nilai I_{rr} yang sama dengan I_r .

Tabel 4.1. Estimasi nilai I_r untuk beberapa jenis tanah

Jenis tanah	I_r	pengusul	catatan
Pasir	70-150	Das (1990)	
Pasir ($D_r = 50-80$)	75-150	Bowles (1988)	
Pasir padat	150	ambil terbesar	$I_{rr}=150$
Lanau dan Lempung	50-100	Das (1990)	kondisi <i>drained</i>
Lempung kondisi <i>undrained</i>	100-200	Das (1990)	$I_{rr}=I_r$, Bowles (1988)
Tanah diuji dengan sondir	$I_r = 300/R_f$	Baldi et. al. (1981)	tidak ada nilai ϵ_v R_f = rasio friksi

Sebagai gambaran untuk menentukan faktor-faktor kapasitas daya dukung Vesic, dibuatkan grafik hubungan sudut geser dalam dengan faktor-faktor tersebut (Gambar 4.8) sehingga menyerupai gambar yang diberikan Terzaghi dan peneliti lainnya.



Gambar 4.8. Nilai faktor daya dukung Vesic, N_q^* dan N_c^*

Diskusi

Tanpa mengurangi pertimbangan apapun seperti yang telah dijelaskan sebelumnya dalam mengestimasi kapasitas daya dukung ujung pondasi tiang secara teori, harus diketahui bahwa daya dukung pondasi tiang akan mencapai nilai maksimumnya setelah pondasi tiang (ujung-tiang) mengalami penurunan sebesar **10 sampai 25 %** dari diameternya (Das, 1990). Besarnya penurunan yang terjadi untuk mencapai nilai maksimum tersebut sangat tergantung pada ukuran pondasi serta jenis lapisan tanah.

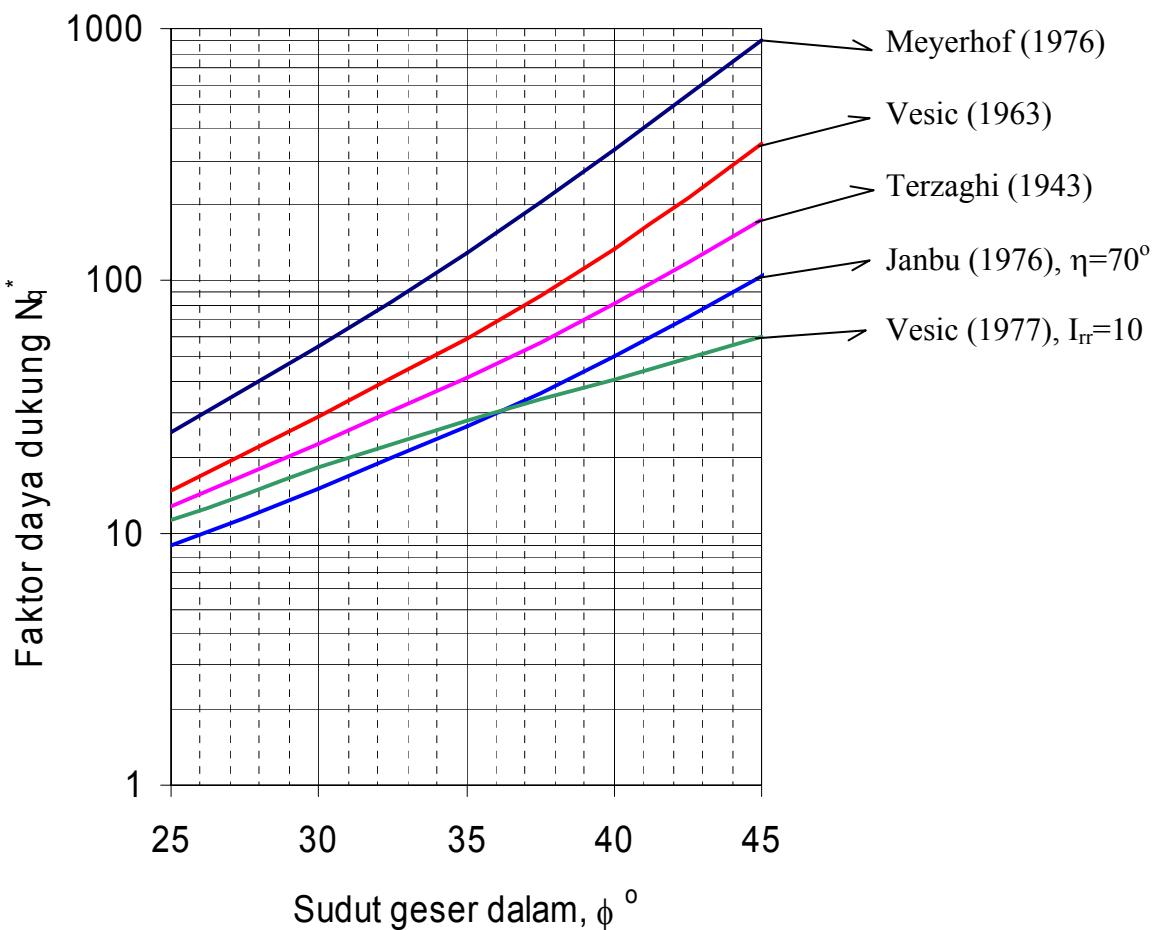
Dalam menggunakan teori daya dukung ujung yang diusulkan Janbu, kesulitan yang akan dihadapi dalam mengikuti prosedur perhitungan adalah pada saat menentukan nilai sudut keruntuhannya η . Untuk tanah dalam kondisi ekstrim yaitu lempung lunak atau pasir padat, kemungkinan dapat diambil nilai minimum masing-masing 70 atau 150 derajat. Akan tetapi untuk tanah dengan jenis lainnya, misalkan pasir dengan kepadatan sedang, maka penentuan nilai η akan sangat tidak pasti mengingat tidak adanya petunjuk atau rumusan yang jelas. Penyimpangan dalam menentukan nilai η dapat mencapai 3 kali lipat dengan sudut geser yang sama. Untuk itu, dalam melakukan perhitungan kapasitas daya dukung ujung pondasi tiang, tidak dianjurkan hanya berpatokan pada satu teori tertentu saja.

Prosedur estimasi daya dukung ujung yang diusulkan Vesic harus dipergunakan dengan melakukan kecermatan dalam memperoleh data-data laboratorium. Dibandingkan dengan usulan dari peneliti lainnya yang mengikuti pola Terzaghi dengan grafik daya dukungnya yang berbentuk cekung, grafik faktor daya dukung Vesic berbentuk kurva cembung. Mengingat nilai yang diusulkan untuk sudut geser yang sama dapat memberikan nilai kelipatan yang besar, maka diperlukan kehati-hatian dalam memperoleh parameter dan penggunaannya. Sebagai contoh, untuk nilai $\phi=25^\circ$, faktor kapasitas daya dukung dapat memberikan nilai yang berkelipatan sampai lima kali, sedangkan untuk nilai $\phi=40^\circ$, faktor daya dukung dapat berlipat sampai 7 kali tergantung dari pengambilan nilai I_{rr} . Sedangkan untuk mendapatkan nilai I_{rr} sendiri, diperlukan pengujian triaksial *drained test* yang cukup hati-hati. Kesalahan sedikit saja dalam pelaksanaan untuk mendapatkan parameter-parameter tersebut akan berdampak besar pada estimasi daya dukung yang diperoleh. Oleh sebab itu formula ini tidak populer dipakai dalam kegiatan praktis mengingat mahalnya usaha yang diperlukan untuk mendapatkan parameter yang dibutuhkan serta diperlukannya tingkat ketelitian yang cukup besar pula.

Dari sejumlah referensi yang terkumpul, nilai-nilai faktor daya dukung dari beberapa peneliti terdahulu telah mempunyai beberapa penyimpangan. Hal ini dimungkinkan karena rumusan empiris yang digunakan pada masa dahulu dihitung dengan cara manual sehingga terjadi pemotongan angka untuk menyederhanakan perhitungan. Namun secara garis besar, penyimpangan tersebut tidak memberikan nilai cukup besar dibandingkan dengan kapasitas daya dukung. Untuk itu, dengan mengingat segala kekurangan yang telah ada sejak dulunya, maka dalam melakukan estimasi, diperlukan kecermatan dan selanjutnya perlu dilibatkan faktor keamanan yang cukup.

Untuk pondasi dalam pada tanah pasir, pada permulaannya Vesic (1967) telah melakukan perbandingan nilai-nilai N_q^* terhadap sudut geser dalam tanah dari beberapa peneliti (Terzaghi, Hansen, DeBeer, Meyerhof). Didapat bahwa nilai-nilai N_q^* terhadap sudut geser dalam yang diusulkan Vesic (1963), memberikan nilai yang kira-kira merupakan nilai rata-rata dari nilai-nilai yang diusulkan peneliti lainnya. Untuk melihat perbandingan yang lain, digambarkan beberapa grafik N_q^* terhadap sudut geser dalam dari beberapa

peneliti seperti pada Gambar 4.9. Pada akhirnya Vesic (1977) mengubah teorinya tentang daya dukung ujung tiang seperti yang dijelaskan pada bagian sebelum ini.

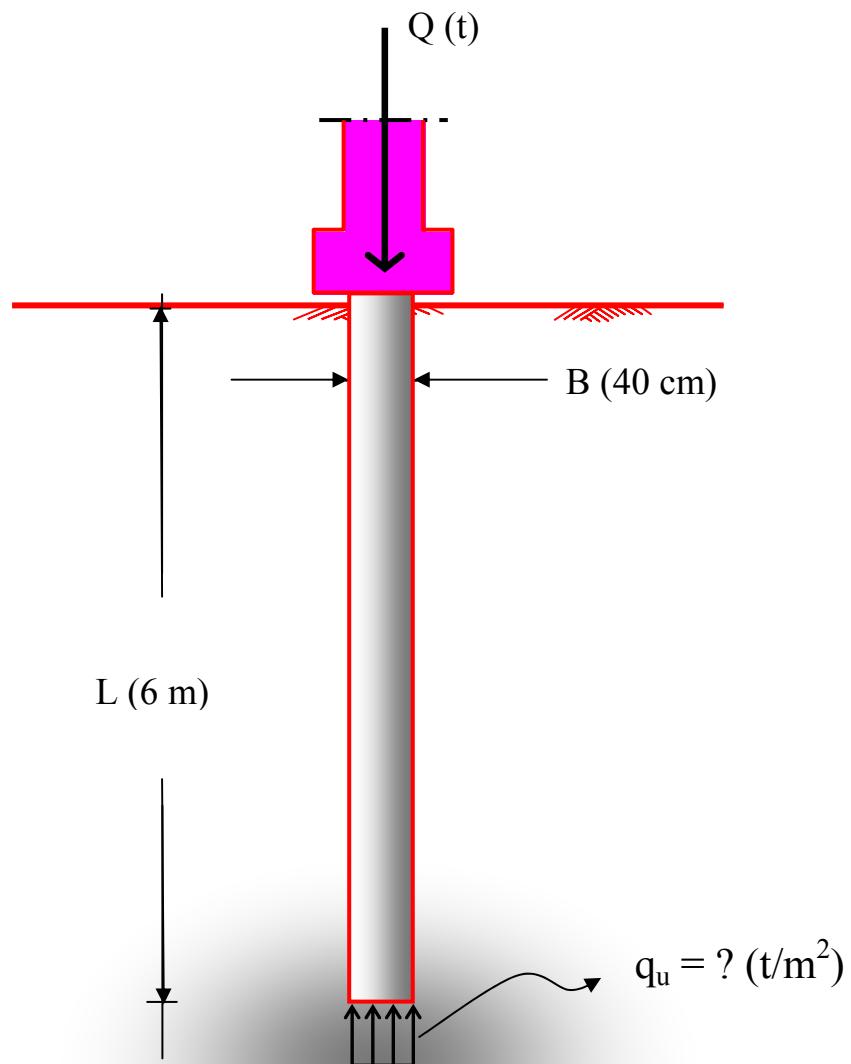


Gambar 4.9. Nilai faktor daya dukung N_q^* beberapa peneliti

Walaupun terlihat bahwa nilai N_q^* yang diusulkan Meyerhof selalu memberikan nilai yang besar dibandingkan dengan yang lain, akan tetapi perlu diingat bahwa nilai tersebut merupakan nilai maksimum. Meyerhof telah memberikan usulan bahwa nilai daya dukung tidak boleh besar dari nilai ‘limit’ yang dianjurkannya. Apabila nilai yang diperoleh dengan lebih besar dari nilai ‘limit’ maka diambil nilai ‘limit’ tersebut sebagai nilai daya dukung batas pondasi tiang yang dianalisis. Selain itu Meyerhof juga membatasi nilai kedalaman penanaman pada tanah akan mencapai nilai kritis tertentu yang mana bila dilampaui, kapasitas daya dukung ujungnya secara teori tidak bertambah. Dalam beberapa contoh kasus yang diberikan pada bagian berikut, akan dapat dipahami perbedaan dari masing-masing teori dalam mengestimasi daya dukung pondasi tiang.

Kasus 4.1

Sebagai contoh untuk memprediksi **daya dukung ujung** sebuah pondasi tiang tunggal dengan menggunakan persamaan tradisional, diberikan kasus pondasi tiang yang ditanam dalam tanah pasir homogen berikut. Gambar K4.1.1 memperlihatkan sebuah pondasi tiang dengan diameter 40 cm yang ditanam dalam tanah pasir dengan kedalaman 6 m. Deposit tanah tersebut bersifat homogen dan mempunyai sudut geser dalam $\phi=30^\circ$ dengan berat isi $\gamma=1.6 \text{ t/m}^3$. Muka air tanah sangat dalam sehingga tidak memberikan effek pada perhitungan daya dukung pondasi. Tahapan perhitungan (estimasi) daya dukung pondasi dapat dilakukan sebagai berikut:



Gambar K4.1.1 Daya dukung ujung pondasi tiang tunggal

Rangkuman Data:

Berat isi , $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$

Kohesi , $c = 0 \text{ t/m}^2$

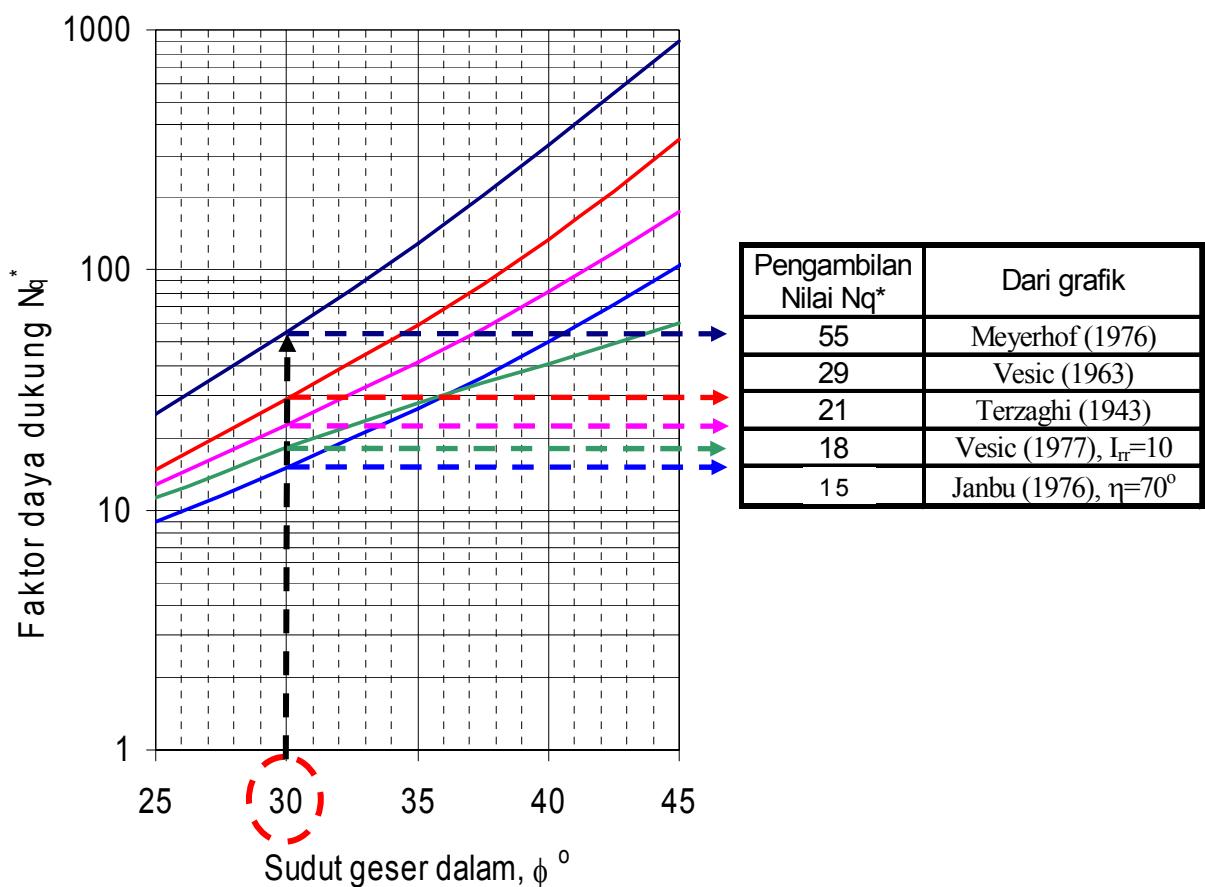
Sudut Geser dalam, $\phi = 30^\circ$

Kedalaman, $L = 6 \text{ m}$

Lebar, $B = 0.4 \text{ m}$

Nilai faktor daya dukung

Dengan memasukkan nilai sudut geser dalam, $\phi=30^\circ$ pada kurva faktor daya dukung pada Gambar 4.9, maka diperoleh nilai-nilai faktor daya dukung sebagai berikut:



Gambar K4.1.2 Nilai faktor daya dukung ujung dengan $\phi = 30^\circ$

Cara I : Dengan Metoda Meyerhof (1976)

Rumusan yang dipakai:

$$q_p = q' N_q^*$$

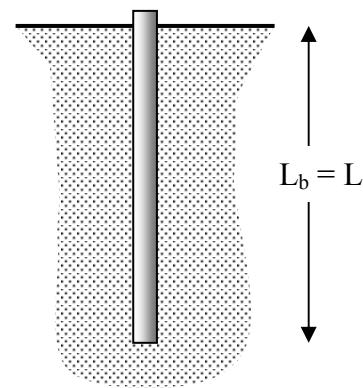
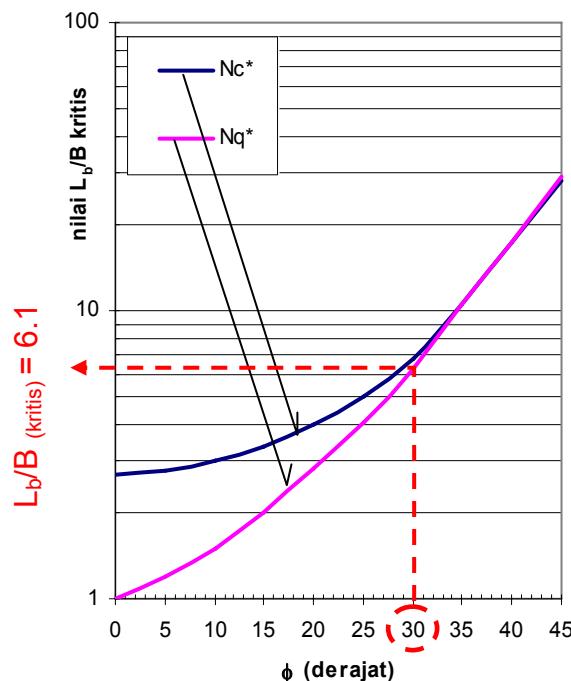
4.7.a

dengan nilai batasan daya dukung ujung sebesar:

$$q_p \leq 50 N_q^* \tan \phi \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

4.7.b

Nilai kedalaman kritis adalah:



b. tanah homogen

Gambar K4.1.3. Nilai ratio L_b/B Meyerhof untuk pondasi tiang.

Dari gambar diatas dapat diperoleh:

$$L_b/B_{(kritis)} = 6.1$$

dengan demikian maka,

$$\text{Nilai kedalaman kritis } L_b = 6.1 \times 0.4 \text{ m} = 2.44 \text{ m}$$

Kedalaman kritis ini mempunyai arti bahwa daya dukung ujung maksimum pondasi tiang tersebut dicapai pada kedalaman sebesar 2.44 m atau dengan kata lain, daya dukung ujung hanya dihitung hingga kedalaman 2.44 meter tersebut, sehingga tegangan effektif akibat berat sendiri adalah:

Tegangan effektif akibat berat sendiri tanah pada kedalaman 2.44 m:

Tegangan total

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma_1 \cdot 2,44 \text{ m} \\ &= 1,60 \text{ t/m}^3 \cdot 2,44 \text{ m} \\ &= 3.904 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan air pori

$$u = 0,0 \text{ t/m}^2 \text{ (tidak ada air, sebab muka air tanah berada dibawah dari titik ini)}$$

Tegangan effektif

$$q' = \sigma' = \sigma = 3.904 \text{ t/m}^2$$

Memasukkan nilai-nilai diatas kedalam persamaan daya dukung, maka:

$$\begin{aligned}q_p &= q' N_q^* \\ q_p &= (3.904 \text{ t/m}^2) (55) \\ q_p &= 214.72 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Selanjutnya nilai batasan daya dukung ujung adalah sebesar:

$$\begin{aligned}q_p &\leq 50 N_q^* \tan \phi \quad (\text{kN/m}^2) \\ q_p &\leq 50 (55) \tan 30^\circ \quad (\text{kN/m}^2) \\ q_p &\leq 1587.71 \quad (\text{kN/m}^2) \text{ atau sekitar} \\ q_p &\leq 161.85 \quad (\text{t/m}^2)\end{aligned}$$

Dari kedua nilai diatas maka digunakan nilai terkecil yaitu:

$$q_p = 161.85 \text{ (t/m}^2)$$

Beban batas (ultimate) yang mampu ditahan oleh pondasi adalah:

$$\begin{aligned}Q_u &= A_p \cdot q_p \\ &= (1/4 \cdot \pi \cdot (0.4 \text{ m})^2) (161.85 \text{ t/m}^2) \\ &= (0.12566 \text{ m}^2) (161.85 \text{ t/m}^2) \\ &= 20.34 \text{ ton}\end{aligned}$$

Beban izin (allowable) yang boleh diberikan pada pondasi bila faktor keamanan (SF) yang digunakan adalah 3 :

$$\begin{aligned}Q_a &= Q_u / SF \\ &= 20.34 \text{ t} / 3 \\ &= 6.78 \text{ ton}\end{aligned}$$

Cara II : Dengan Metoda Janbu (1976)

Rumusan yang dipakai untuk tanah pasir adalah:

$$q_p = q' N_q^*$$

4.7.a

Nilai $N_q^* = 15$, diambil menggunakan sudut keruntuhan $\eta=70^\circ$ yang terkecil

Tegangan effektif akibat berat sendiri tanah dihitung pada kedalaman 6.0 m:

Tegangan total

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma_1 \cdot (L) \\ &= 1,60 \text{ t/m}^3 \cdot (6.0 \text{ m}) \\ &= 9.6 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan air pori

$$u = 0,0 \text{ t/m}^2 \text{ (tidak ada air, sebab muka air tanah berada dibawah dari titik ini)}$$

Tegangan effektif

$$q' = \sigma' = \sigma = 9.6 \text{ t/m}^2$$

Memasukkan nilai-nilai diatas kedalam persamaan daya dukung, maka:

$$\begin{aligned}q_p &= q' N_q^* \\ q_p &= (9.6 \text{ t/m}^2) (15) \\ q_p &= 144.0 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Beban batas (ultimate) yang mampu ditahan oleh pondasi adalah:

$$\begin{aligned}Q_u &= A_p \cdot q_p \\ &= (1/4 \cdot \pi \cdot (0.4 \text{ m})^2) (144.0 \text{ t/m}^2) \\ &= (0.12566 \text{ m}^2) (144.0 \text{ t/m}^2) \\ &= 18.10 \text{ ton}\end{aligned}$$

Beban izin (allowable) yang boleh diberikan pada pondasi bila faktor keamanan (SF) yang digunakan adalah 3 :

$$\begin{aligned}Q_a &= Q_u / SF \\ &= 18.10 \text{ t} / 3 \\ &= 6.03 \text{ ton}\end{aligned}$$

Cara III : Dengan Metoda Vesic (1977)

Rumusan yang dipakai untuk tanah pasir adalah:

$$q_p = q' \left(\frac{1+2K_o}{3} \right) N_q^*$$

4.13

Nilai $N_q^* = 35$, dengan menganggap pasir tidak padat (sebab $\phi = 30^\circ$), maka diambil menggunakan nilai $I_{tr} = 50$ (Lihat Gambar 4.9)

Tegangan effektif akibat berat sendiri tanah dihitung pada kedalaman 6.0 m:

Tegangan total

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma_1 \cdot (L) \\ &= 1,60 \text{ t/m}^3 \cdot (6.0 \text{ m}) \\ &= 9.6 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan air pori

$$u = 0,0 \text{ t/m}^2 \text{ (tidak ada air, sebab muka air tanah berada dibawah dari titik ini)}$$

Tegangan effektif

$$q' = \sigma' = \sigma = 9.6 \text{ t/m}^2$$

Koefisien tekanan tanah at rest, K_o :

$$\begin{aligned}K_o &= 1 - \sin \phi \\ &= 1 - \sin (30^\circ) \\ &= 0.5\end{aligned}$$

Memasukkan nilai-nilai diatas kedalam persamaan daya dukung, maka:

$$\begin{aligned}q_p &= (9.6 \text{ t/m}^2) \left(\frac{1+2(0.5)}{3} \right) (35) \\ q_p &= (9.6 \text{ t/m}^2) (0.667) (35) \\ q_p &= 224 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Beban batas (ultimate) yang mampu ditahan oleh pondasi adalah:

$$\begin{aligned}Q_u &= A_p \cdot q_p \\ &= (1/4 \cdot \pi \cdot (0.4 \text{ m})^2) (224 \text{ t/m}^2) \\ &= (0.12566 \text{ m}^2) (224 \text{ t/m}^2) \\ &= 28.15 \text{ ton}\end{aligned}$$

Beban izin (allowable) yang boleh diberikan pada pondasi bila faktor keamanan (SF) yang digunakan adalah 3 :

$$\begin{aligned}Q_a &= Q_u / SF \\ &= 28.15 \text{ t} / 3 \\ &= 9.38 \text{ ton}\end{aligned}$$

Diskusi

Dari hasil perhitungan contoh Kasus 4.1 diatas, dapat dilihat bahwa nilai-nilai estimasi daya dukung izin untuk pondasi tiang tunggal yang sama dengan menggunakan beberapa metoda menghasilkan nilai yang berbeda. Hasil tersebut dapat dituliskan kembali sebagai berikut:

Tabel 4.2. Nilai daya dukung izin Kasus K4.1

Metoda yang dipakai	Daya dukung izin	Keterangan
Meyerhof (1976)	6.78 ton	$N_q^* = 55$, data cukup
Janbu (1976)	6.03 ton	$N_q^* = 15$, diambil $\eta = 70^\circ$
Vesic (1977)	9.38 ton	$N_q^* = 35$, diasumsikan $I_{fr} = 50$, data kurang

Walaupun nilai faktor daya dukung Meyerhof mempunyai nilai yang terbesar dibanding dengan yang lain, tetapi hasil perhitungan menunjukkan bahwa nilai estimasi daya dukungnya bukanlah yang terbesar. Sementara nilai yang diperoleh dari metoda Vesic memberikan nilai daya dukung yang terbesar. Metoda ini sebenarnya kurang cocok digunakan mengingat data yang tersedia kurang, yaitu tidak adanya data regangan volumetrik ϵ_v dan modulus geser G' untuk menghitung I_{fr} . Sementara metoda Janbu memberikan nilai daya dukung yang cukup dekat dengan Meyerhof.

Berdasarkan kecukupan data dan perbandingan nilai daya dukung hasil perhitungan menggunakan beberapa metoda tersebut diatas, maka dapat ditentukan nilai daya dukung izin yang digunakan untuk pondasi tersebut. Nilai yang diberikan dari metoda Meyerhof untuk kasus ini cukup meyakinkan untuk ditetapkan sebagai nilai daya dukung izin pondasi tiang tunggal tersebut.

Dengan pertimbangan akan ketidak-pastian parameter tanah dan keyakinan akan penggunaan formula untuk mengestimasi daya dukung pondasi tiang, maka sejak dulu telah diperkenalkan faktor keamanan (**Safety factor, SF**) dengan rentang tertentu. Faktor keamanan digunakan untuk memberikan kapasitas beban yang diizinkan pada pondasi yang direncanakan. Rentang faktor keamanan yang biasa digunakan untuk pondasi tiang adalah **2.5 hingga 4**. Pemilihan nilai faktor keamanan tersebut sangat bersifat subjective sesuai dengan keadaan setempat, keyakinan akan data dan pengalaman. Namun demikian, meski keyakinan akan data dan kecukupan parameter untuk perhitungan, faktor keamanan sebesar $SF=3$ paling tidak harus digunakan untuk memberikan beban izin pada pondasi tiang. Sedangkan pada keadaan yang tidak terlalu pasti, faktor keamanan $SF=5$ dapat pula digunakan. Seperti pada contoh kasus 4.1 dengan cara Vesic diatas, apabila digunakan faktor keamanan $SF=4$ maka akan menghasilkan beban izin pondasi Q_a sebesar 7.04 ton. Nilai ini cukup dekat dengan formula yang lain. Namun demikian nilai tersebut tetap saja tidak meyakinkan untuk digunakan karena data yang sangat kurang untuk melakukan estimasi dengan menggunakan metoda tersebut.

4.4. Estimasi Daya Dukung Sisi

Kapasitas daya dukung sisi pondasi tiang merupakan bagian khusus yang dibahas untuk pondasi dalam. Sejumlah teori kapasitas daya dukung sisi dari beberapa penelitian yang secara global telah dikenal dan cukup terkemuka akan dibahas disini. Paling tidak terdapat tiga metoda yang akan dijelaskan dalam bagian ini mengingat ketiganya cukup mewakili teori tentang daya dukung sisi tiang untuk berbagai jenis tanah.

Daya dukung sisi merupakan penjumlahan (akumulasi = Σ) dari tahanan sisi sepanjang tiang yang berinteraksi dengan tanah disekelilingnya, dituliskan sebagai:

$$Q_s = \sum A_s q_s$$

4.16

dengan

$$A_s = \Theta_i \cdot L_i$$

4.17

dimana q_s = nilai tahanan sisi tiang sepanjang L_i dengan tanah setebal L_i
adalah tahanan sisi persatuan luas sisi tiang

Θ_i = keliling tiang pada selang L_i

L_i = panjang bagian tiang dengan keliling Θ_i

Rumusan diatas merupakan rumusan umum dari kapasitas daya dukung sisi pondasi tiang. Beberapa metoda yang dikembangkan para peneliti terdahulu adalah untuk memprediksi nilai tahanan sisi tiang q_s berdasarkan jenis dan perilaku interaksi tanah-tiang tertentu. Perbedaan yang ada dari para peneliti adalah dalam hal meninjau perilaku interaksi tanah-tiang, jenis pembebaran dan jenis tanah disekitar tiang.

4.4.1. Daya Dukung Sisi untuk Tanah Pasir dan Kepasiran

Nilai tahanan sisi tiang untuk tanah kepasiran dapat ditentukan dengan formula:

$$q_s = K q' \tan \delta$$

4.18

dimana K = koefisien tekanan tanah lateral pada sisi tiang yang ditinjau

q' = tekanan tanah effektif pada kedalaman yang ditinjau

= γz , dengan z adalah kedalaman peninjauan untuk tanah homogen

δ = sudut geser antara tiang dengan tanah dengan nilai antara $\frac{1}{2} \phi$ hingga ϕ

ϕ = sudut geser dalam tanah

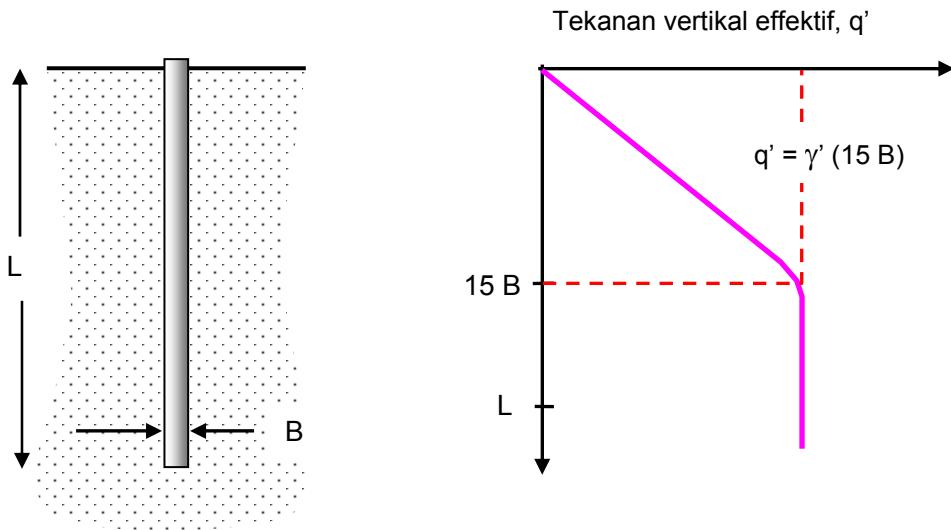
Dalam kenyataannya, penggunaan rumusan diatas sangat terkait dengan pemilihan nilai koefisien tekanan tanah lateral, K. Nilai K dapat berkisar antara sedikit rendah dari koefisien tekanan tanah diam (at rest, $K=1-\sin\phi$) hingga mencapai harga koefisien tekanan tanah lateral pasif Rankine ($K=\tan^2[45+\phi/2]$). Peningkatan nilai K ini disebabkan oleh terdesaknya tanah disisi pondasi tiang akibat proses pemancangan. Untuk itu, beberapa ketentuan berdasarkan pengalaman yang telah lalu, pengambilan nilai K dapat dilakukan dengan pertimbangan berikut:

Tabel 4.3. Pemilihan parameter tahanan sisi

Jenis Konstruksi	Parameter tahanan sisi	
	Batas Bawah	Batas Atas
Tiang bor (bored piles)	$K=1-\sin \phi$	
<i>Low displacement driven piles</i>	$K=1-\sin \phi$	$K=1.4 (1-\sin \phi)$
<i>Low displacement driven piles</i> , Meyerhof (1976)	-	$q_s=N_{spt} (\text{kN/m}^2)$
<i>High displacement driven piles</i>	$K=1-\sin \phi$	$K=1.8 (1-\sin \phi)$
<i>High displacement driven piles</i> , Bhutan(1982)	$K=0.5 + 0.008 Dr,$ $Dr = \text{kerapatan relatif } (\%)$	
<i>High displacement driven piles</i> , Meyerhof (1976)	-	$q_s=2N_{spt} (\text{kN/m}^2)$
dimana: N_{spt} adalah nilai pukulan test standard penetrasi rata-rata		

Pemilihan sudut geser antara sisi tiang dengan tanah, δ sangat dipengaruhi oleh jenis konstruksi dan jenis material dari pondasi tiang. Untuk pondasi tiang yang terbuat dari besi, sudut geseran tersebut akan lebih kecil dibandingkan dengan material yang terbuat dari beton. Dan untuk jenis material tiang yang terbuat dari beton pracetak, sudut geser antara tiang dengan tanah akan lebih kecil dibandingkan dengan tiang bor (bored pile) yang dicor langsung dalam lubang bor. Nilai tersebut berada pada kisaran $\frac{1}{2}$ hingga 1 dari sudut geser tanah. Untuk pondasi tiang bor, nilai sudut geser δ dapat diambil 0.8 atau sama dengan sudut geser dalam tanah, ϕ . Sedangkan untuk pengambilan nilai sudut yang meragukan maka nilai $\delta = \frac{2}{3}\phi$ dapat digunakan.

Dalam banyak kasus pondasi tiang, tekanan tanah vertikal effektif akibat berat sendiri akan meningkat dengan meningkatnya kedalaman lapisan hingga mencapai nilai maksimumnya pada kedalaman yang sama dengan 15 hingga 20 kali diameter tiang. Pada kedalaman lebih dari kedalaman tersebut, nilai tekanan vertikal effektif akan relatif konstan. Hal ini disebabkan oleh beberapa faktor antara lain adalah kerapatan tanah, sifat kemampatannya (compressibility) dan sudut geser dalamnya. Oleh sebab itu, untuk tiang yang panjangnya lebih dari 15 kali diameternya, nilai tekanan vertikal effektif q' pada kedalaman lebih dari 15 kali diameternya, dianggap bernilai konstan (tetap) dan sama dengan tekanan q' pada kedalaman tersebut (Gambar 4.10). Pengambilan harga ini memang terkesan terlalu berhati-hati, namun demikian asumsi ini memberikan rasa aman yang baik dalam perencanaan pondasi tiang.



Gambar 4.10. Nilai maksimum tekanan vertikal effekti, q'

Kasus 4.2

Sebagai contoh untuk memprediksi **daya dukung sisi** sebuah pondasi tiang tunggal, diberikan kasus pondasi tiang yang sama dengan sebelumnya. Gambar K.4.2.1 memperlihatkan sebuah pondasi tiang dengan diameter 40 cm yang ditanam dalam tanah pasir dengan kedalaman 6 m. Deposit tanah tersebut bersifat homogen dan mempunyai sudut geser dalam $\phi=30^\circ$ dengan berat isi $\gamma=1.6 \text{ t/m}^3$. Muka air tanah sangat dalam sehingga tidak memberikan effek pada perhitungan daya dukung pondasi. Tahapan perhitungan (estimasi) daya dukung sisi pondasi dapat dilakukan sebagai berikut:

Rangkuman Data:

Berat isi , $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$

Kohesi , $c = 0 \text{ t/m}^2$

Sudut Geser dalam, $\phi = 30^\circ$

Kedalaman, $L = 6 \text{ m}$

Lebar, $B = 0.4 \text{ m}$

Nilai sudut geser sisi tiang diambil, $\delta = \frac{2}{3}(30^\circ) = 20^\circ$

Rumusan yang digunakan:

$$Q_s = \sum A_s q_s$$

4.16

$$A_s = \Theta_i \cdot L_i$$

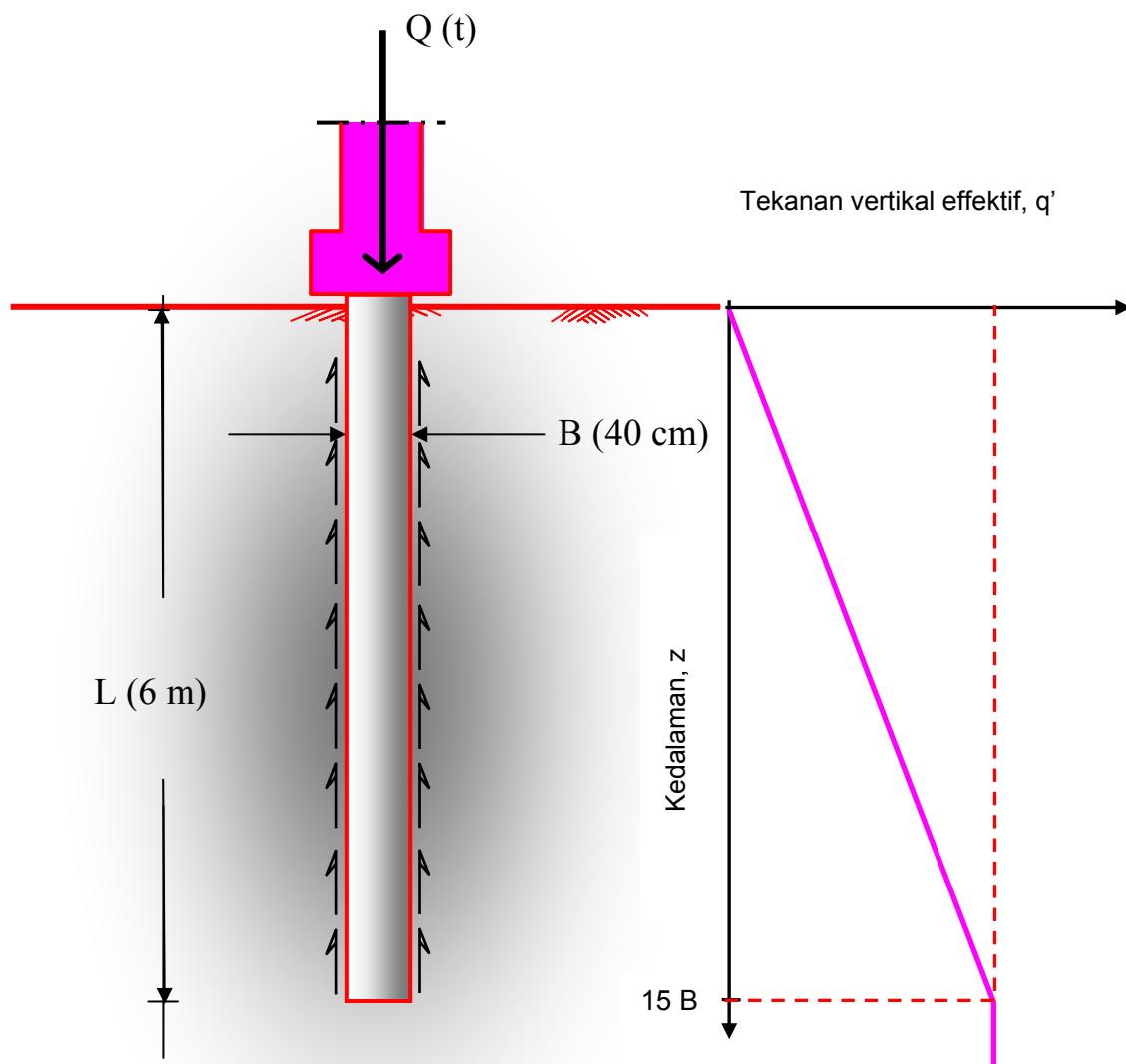
4.17

$$q_s = K q' \tan \delta$$

4.18

Nilai koefisien tekanan tanah lateral, K

$$\begin{aligned} K &= 1 - \sin \phi \\ &= 1 - \sin 30^\circ \\ &= 0.5 \end{aligned}$$



Gambar K4.2. Daya dukung sisi pondasi tiang tunggal

Nilai tekanan tanah vertikal effektif, q'

Panjang kritis:

$$\begin{aligned}
 L' &= 15B \\
 &= 15 \times 0.4\text{m} \\
 &= 6.0 \text{ m} \text{ (Sama dengan panjang pondasi)}
 \end{aligned}$$

Dengan panjang kritis yang sama dengan panjang pondasi, maka nilai tegangan effektif untuk menghitung tahanan geser meningkat sesuai dengan kedalaman:

Pada kedalaman 0,0m (permukaan) maka:

$$q' = 0.0 \text{ ton/m}^2$$

Pada kedalaman 6,0m (dari permukaan) maka:

$$\begin{aligned}
 q' &= \gamma' L \\
 q' &= (1,6 \text{ ton/m}^3) \cdot (6 \text{ m}) \\
 &= 9.6 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

Tahanan sisi, q_s

Pada kedalaman 0,0m (permukaan) maka:

$$\begin{aligned}
 q_{s,0} &= K q' \tan \delta \\
 &= 0.0 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

Pada kedalaman 6,0m (dari permukaan) maka:

$$\begin{aligned}
 q_{s,6} &= K q' \tan \delta \\
 &= (0.5) (9.6 \text{ ton/m}^2) (\tan 20^\circ) \\
 &= (0.5) (9.6 \text{ ton/m}^2) (0.364) \\
 &= 1.747 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

Tahanan sisi rata-rata dari 0m s/d 6m, q_s

$$\begin{aligned}
 q_s &= \frac{1}{2} [(0.0) + (1.747)] \text{ ton/m}^2 \\
 &= 0.8735 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

Luas sisi, A_s

Pada kedalaman 0,0m sama dengan pada kedalaman 6.0 m, maka:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \Theta_i \cdot L_i \\
 &= (\pi \cdot 0.4\text{m}) (6.0\text{m}) \\
 &= 7.54 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Daya dukung sisi, Q_s

$$\begin{aligned} Q_s &= \sum A_s q_s \\ &= (7.54 \text{ m}^2) (0.8735 \text{ t/m}^2) \\ &= 6.59 \text{ ton} \end{aligned}$$

Beban izin (allowable) dengan faktor keamanan (SF) adalah 3 :

$$\begin{aligned} Q_a &= Qu / SF \\ &= 6.59 \text{ t} / 3 \\ &= 2.2 \text{ ton} \end{aligned}$$

4.4.2. Daya Dukung Sisi untuk Tanah Lempung dan Kelempungan

Paling tidak terdapat tiga metoda untuk mengestimasi nilai tahanan sisi tiang untuk tanah kelempungan. Ketiganya diberi nama sesuai dengan faktor amplifikasi parameter tanah yang digunakan yaitu metoda alfa (α), beta (β) dan lamda (λ). Masing-masing akan dibahas pada bagian berikut ini.

a. Metoda alfa (α)

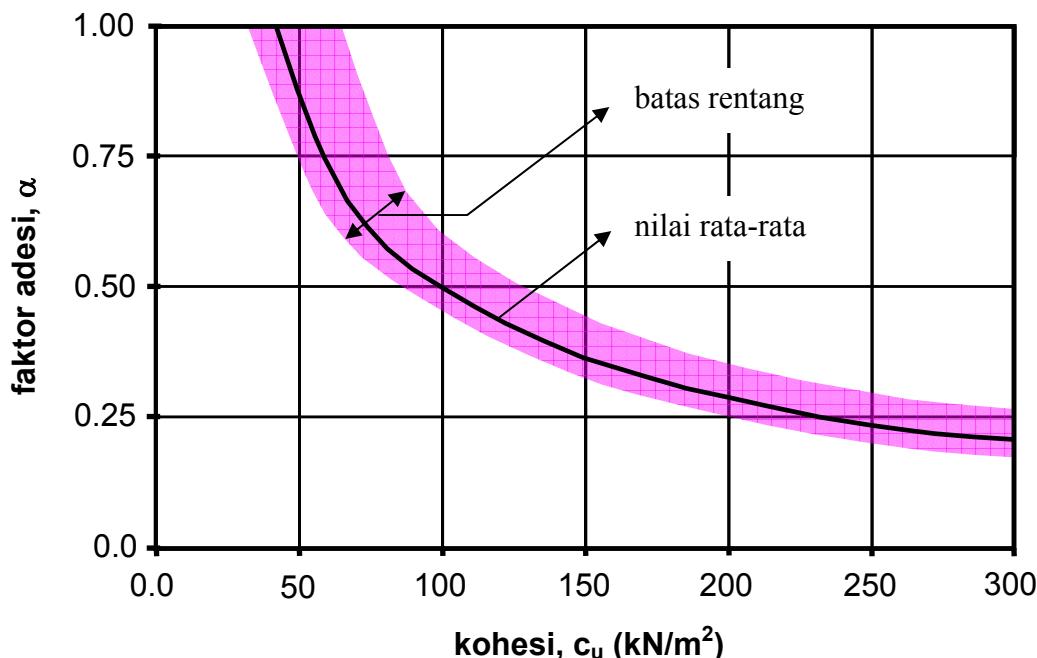
Metoda ini sangat cocok digunakan untuk tanah lempung terkonsolidasi normal pada kondisi tidak terdraenase (*Undrained NC Clay*). Metoda ini pertama kali diperkenalkan oleh Tomlinson (1971) dan selanjutnya juga dianjurkan untuk dipergunakan oleh American Petroleum Institute, API (1984). Tahanan sisi tiang pada lapisan lempung tertentu ditetapkan sebagai:

$$q_s = \alpha c$$

4.19

dimana α = faktor adesi tiang-tanah
 c = parameter kohesi tanah lempung (juga c_u , untuk kondisi undraened)

Usulan Tomlinson dan American Petroleum Institute terhadap nilai faktor adesi (α) mulanya berkisar antara 0.5 hingga 1.25 dan untuk lempung kaku dan sangat kaku (stiff and very stiff clay). Pada perkembangan selanjutnya formula ini dikembangkan untuk tanah lempung lunak sekalipun, dengan variasi nilai faktor adesi yang cukup banyak seperti pada Gambar 4.11 (Das, 1990) berikut.



Gambar 4.11. Nilai faktor adesi versus kohesi tanah

Kasus 4.3

Sebagai contoh untuk memprediksi **daya dukung sisi** sebuah pondasi tiang tunggal, diberikan sebuah pondasi tiang dengan diameter 40 cm yang ditanam dalam tanah lempung dengan kedalaman 8 m (Gambar K.4.3.2). Deposit tanah terdiri dari dua lapisan tanah lempung, lapisan atas dengan ketebalan 3 m mempunyai tahanan kohesi $c_u=5.5 \text{ t/m}^2$ dengan berat isi $\gamma=1.6 \text{ t/m}^3$ dan lapisan lempung bawahnya memiliki kohesi $c_u=7.2 \text{ t/m}^2$ dengan berat isi $\gamma=1.7 \text{ t/m}^3$. Tahapan perhitungan daya dukung sisi pondasi dengan menggunakan metoda α dapat dilakukan sebagai berikut:

Rangkuman Data:

Pondasi: Lebar, $B = 0.4 \text{ m}$ (dan Panjang $L = 8 \text{ m}$)

Lempung Lapisan 1:

Berat isi , $\gamma_1 = 1.6 \text{ t/m}^3$

Kohesi , $c_{1u} = 5.5 \text{ t/m}^2$

Ketebalan , $L_1 = 3 \text{ m}$

Lempung Lapisan 2:

Berat isi , $\gamma_2 = 1.7 \text{ t/m}^3$

Kohesi , $c_{2u} = 7.2 \text{ t/m}^2$

Ketebalan , $L_2 = 8 \text{ m} - 3 \text{ m} = 5 \text{ m}$

Rumusan yang digunakan:

$$Q_s = \sum A_s q_s$$

4.16

$$A_s = \Theta_i \cdot L_i$$

4.17

$$q_s = \alpha c$$

4.19

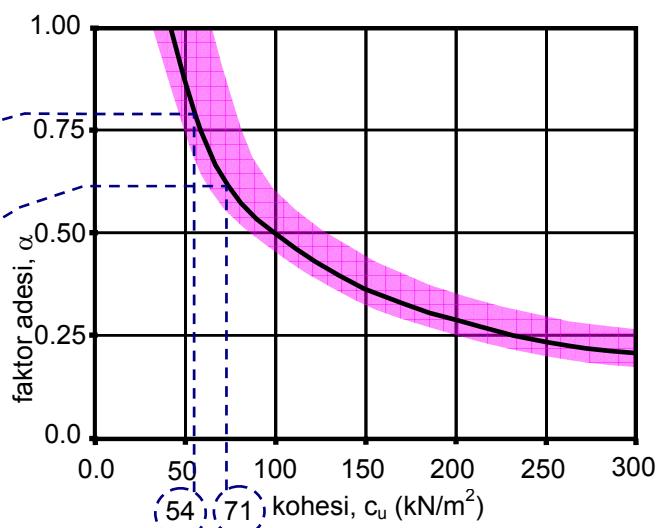
Nilai faktor adesi, α

$$\begin{aligned} \text{Lapisan 1, } c_{1u} &= 5.5 \text{ t/m}^2 \times 9.81 \text{ m/dt}^2 \\ &= 54 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

didapat faktor adesi, $\alpha = 0.80$

$$\begin{aligned} \text{Lapisan 2, } c_{2u} &= 7.2 \text{ t/m}^2 \times 9.81 \text{ m/dt}^2 \\ &= 71 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

didapat faktor adesi, $\alpha = 0.62$



Gambar K4.3.1 Nilai faktor adesi

Luas bidang kontak, A_s

Lapisan-1

dan

Lapisan 2

$$A_{s1} = \pi B_1 \cdot L_1$$

$$= \pi \times 0.4m \times 3m$$

$$= 3.77 m^2$$

$$A_{s2} = \pi B_2 \cdot L_2$$

$$= \pi \times 0.4m \times 5m$$

$$= 6.28 m^2$$

Tahanan sisi, q_s

Lapisan-1

dan

Lapisan 2

$$q_{s1} = \alpha_1 c_1$$

$$= 0.8 \times 5.5 t/m^2$$

$$= 4.4 t/m^2$$

$$q_{s2} = \alpha_2 c_2$$

$$= 0.62 \times 7.2 t/m^2$$

$$= 4.464 t/m^2$$

Kapasitas daya dukung sisi, Q_s

$$Q_s = \sum A_s q_s$$

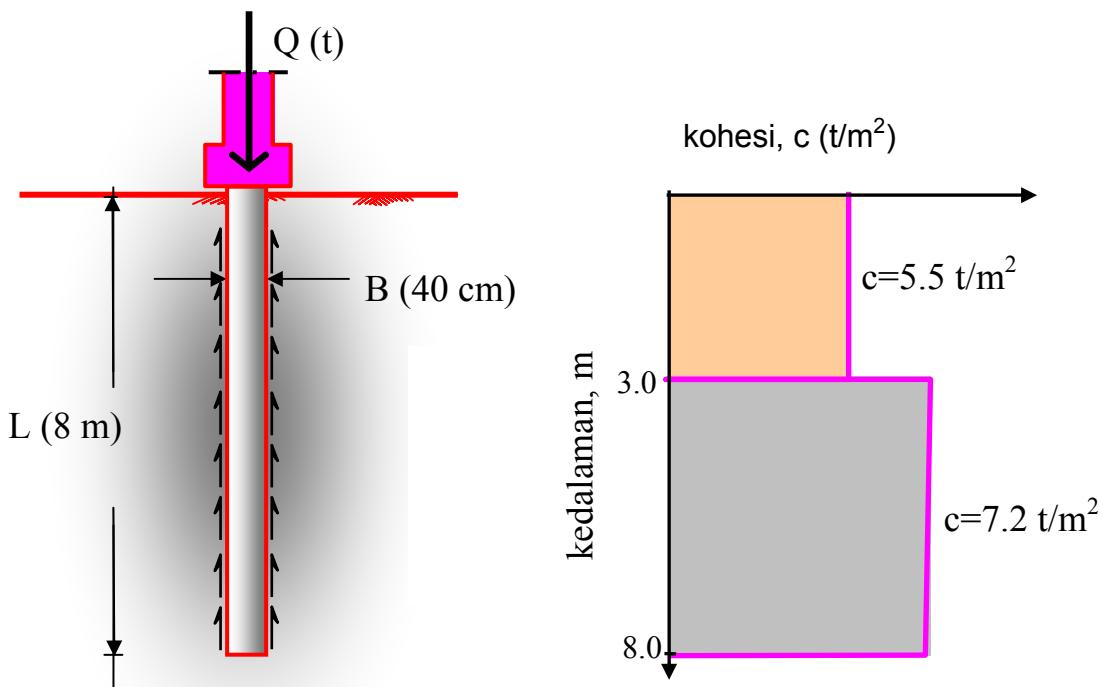
$$= (A_s q_s)_{\text{lapisan}1} + (A_s q_s)_{\text{lapisan}2}$$

$$= (3.77 m^2) (4.4 t/m^2) + (6.28 m^2) (4.464 t/m^2)$$

$$= 16.588 \text{ ton} + 28.034 \text{ ton} = 44.622 \text{ ton}$$

Daya dukung sisi yang diizinkan, Q_a

$$Q_a = Q_s / SF = 44.622 \text{ ton} / 3 = 14.87 \text{ ton}$$



Gambar K4.3.2 Tahanan sisi pada lapisan lempung dengan metoda α

b. Metoda beta (β)

Metoda β diusulkan pertama kali oleh Burlan (1973) dengan mengembangkan usulan yang diajukan Tomlison (1971), namun dengan mengkhususkan perhatian pada kontribusi dari beban vertikal akibat berat sendiri tanah di sekeliling tiang. Pada awalnya metoda ini bergabung dengan metoda α , namun dalam perkembangannya metoda β ini dipakai terpisah dengan menggunakan nilai β yang beragam. Peneliti selanjutnya memusatkan perhatian pada nilai β dengan berbagai pertimbangan seperti nilai sudut geser dalam, derajat konsolidasi, kerapatan relatif dan pertimbangan teknis lainnya.

Metoda β digunakan untuk kasus tahanan sisi pada tanah lempung dalam kondisi dimana air tanah terdraenase. Sebagaimana pada tanah lempung jenuh yang terkonsolidasi normal, pada saat konstruksi (pemancangan atau pemukulan) tiang, tekanan air disekitar sisi tiang meningkat. Namun lambat-laun (kurang lebih dalam satu bulan), peningkatan tekanan air tersebut akan berkurang (tersdesipasi) hingga kembali pada kondisi awalnya. Fenomena ini terjadi pada lempung terkonsolidasi normal yang terdraenase (*Drained Normally Consolidated Clay = Drained NC Clay*). Pada lempung normal terdraenase, nilai kohesinya akan bernilai nol dan nilai tegangan yang terjadi akan sama dengan tegangan effektifnya sehingga parameter geser yang ada hanyalah sudut geser dalamnya saja. Untuk *Drained NC Clay* tersebut, tahanan sisi tiang dapat dihitung sebagaimana pada tanah pasir dan dituliskan sebagai:

$$q_s = \beta q'$$

4.20

dimana β = koefisien geser tiang-tanah

$$\beta = K \tan \phi_d$$

4.20.a

ϕ_d = sudut geser tanah lempung normal terdraenase

K = koefisien tekanan tanah lateral pada saat istirahat

q' = tekanan tanah effektif pada kedalaman yang ditinjau

Pada lempung yang terkonsolidasi (*over consolidated Clay = OC Clay*), pada keadaan terdraenase tetap memberikan nilai cohesi, c. Namun bila nilai ini sangat kecil, maka dapat diabaikan dalam perhitungan sehingga Metoda β ini tetap dapat digunakan. Untuk menentukan nilai K secara umum dapat digunakan:

$$K = (1 - \sin \phi_d) \sqrt{OCR}$$

4.21

Dimana OCR adalah perbandingan beban saat ini dengan beban yang mengakibatkan tanah terkonsolidasi (*Over-Consolidated Ratio*). Untuk tanah *NC Clay*, nilai OCR sama dengan 1 sedangkan untuk tanah *OC Clay* nilainya akan lebih besar dari satu. Nilai OCR dapat ditentukan dari hasil pengujian konsolidasi pada tanah lempung seperti terlihat pada Gambar 4.12.

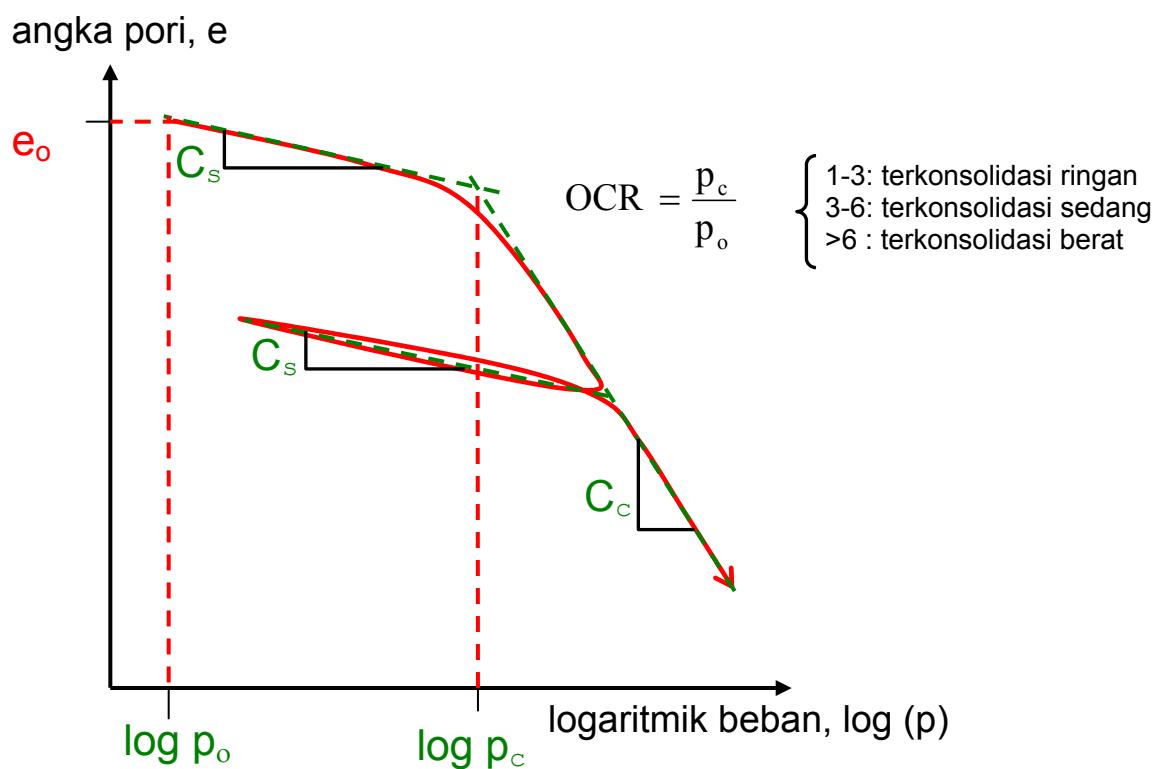
$$OCR = \frac{p_c}{p_o}$$

4.21.a

dengan

- p_c = beban konsolidasi
- p_o = beban saat ini
- $p_o = q'$

Pada tanah yang terganggu akibat pengaruh pelaksanaan pekerjaan pondasi tiang seperti pada tiang pancang dan tiang bor, sudut geser dalam terdraenase ϕ_d dapat diambil dari hasil pengujian tanah lempung yang dicetak ulang (remolded) pada kondisi pengujian terdraenase (drained test). Pada pengujian dengan menggunakan alat triaksial, dapat dilakukan dengan jenis pengujian Consolidate Drained (CD test).



Gambar 4.12. Penentuan nilai p_c

Kasus 4.4

Sebuah pondasi tiang tunggal dengan diameter 40 cm yang ditanam dalam tanah dengan kedalaman 8 m (Gambar K.4.4.1). Deposit tanah terdiri dari dua lapisan tanah lempung, lapisan atas dengan ketebalan 3 m adalah lempung terkonsolidasi ($OCR=2$) mempunyai sudut geser dalam effektif (drained) $\phi_{d,1} = 15^\circ$ dan kohesi $c'=1.1 \text{ t/m}^2$ dengan berat isi $\gamma=1.6 \text{ t/m}^3$. Lapisan tanah bawahnya berada dibawah muka air tanah berupa tanah lempung normal dengan sudut geser dalam terdraenase $\phi_{d,2} = 20^\circ$ dan berat isi jenuh $\gamma_{sat} = 1.7 \text{ t/m}^3$. Tahapan perhitungan daya dukung sisi pondasi dengan menggunakan metoda β dapat dilakukan sebagai berikut:

Rangkuman Data:

Pondasi tiang

Kedalaman, $L = 8 \text{ m}$

Lebar, $B = 0.4 \text{ m}$

Lempung Lapisan 1:

$OCR = 2$

Berat isi , $\gamma_1 = 1.6 \text{ t/m}^3$

Kohesi , $c' = 1.1 \text{ t/m}^2$

Sudut Geser dalam, $\phi_{d,1} = 15^\circ$

Ketebalan, $L_1 = 3 \text{ m}$

Lempung Lapisan 2:

Berat isi jenuh, $\gamma_{sat} = 1.7 \text{ t/m}^3$

Sudut Geser dalam, $\phi_{d,1} = 20^\circ$

Ketebalan , $L = 8 \text{ m} - 3 \text{ m} = 5 \text{ m}$

Rumusan yang digunakan:

$$Q_s = \sum A_s q_s \quad 4.16$$

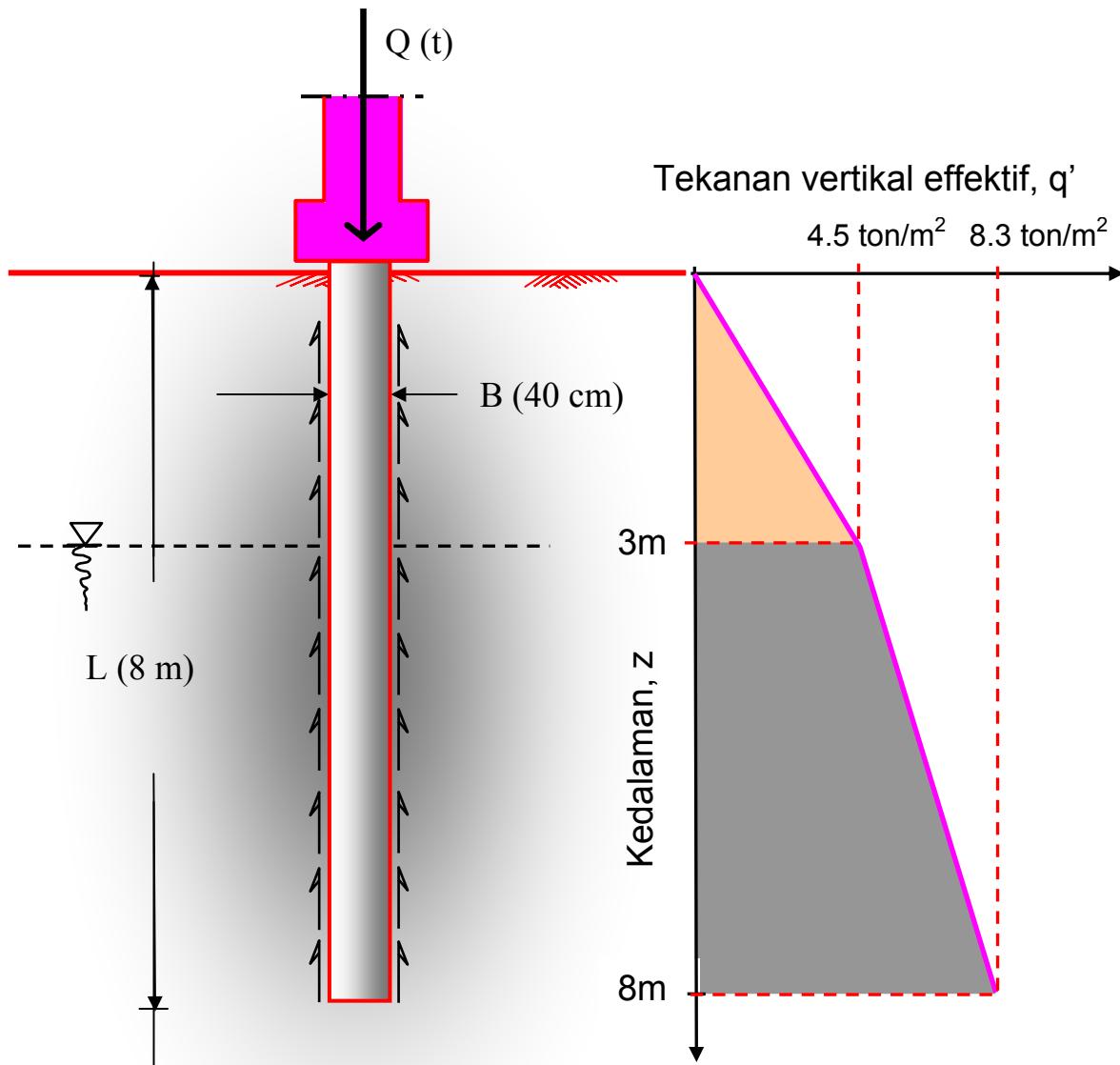
$$A_s = \Theta_i \cdot L_i \quad 4.17$$

$$q_s = \beta q' \quad 4.20$$

dengan:

$$\beta = K \tan \phi_d \quad 4.20.a$$

$$K = (1 - \sin \phi_d) \sqrt{OCR} \quad 4.21$$



Gambar K4.4.1 Daya dukung sisi metoda β

Nilai tekanan tanah vertikal effektif, q'

Pada kedalaman 0,0m (permukaan) maka:

$$q'_{0m} = 0.0 \text{ ton/m}^2$$

Pada kedalaman 3,0m (dari permukaan) maka:

$$q'_{3m} = \gamma_1 L_1 = (1.6 \text{ ton/m}^3) \cdot (3 \text{ m}) = 4.8 \text{ ton/m}^2$$

Pada kedalaman 8,0m (dari permukaan) maka:

$$\begin{aligned} q'_{8m} &= \gamma_1 L_1 + (\gamma_{sat,2} - \gamma_w) L_2 \\ &= (1.6 \text{ ton/m}^3) \cdot (3 \text{ m}) + (1.7 \text{ t/m}^3 - 1 \text{ t/m}^3) \cdot (8\text{m} - 3\text{m}) \\ &= 4.8 \text{ ton/m}^2 + 3.5 \text{ ton/m}^2 = 8.3 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah, K:

Lempung Lapisan 1:
OCR = 2

$$\begin{aligned} K_1 &= (1 - \sin \phi_{d,1}) \sqrt{\text{OCR}} \\ &= (1 - \sin 15^\circ) \sqrt{2} \\ &= 1.048 \end{aligned}$$

Lempung Lapisan 2:
OCR = 1

$$\begin{aligned} K_2 &= (1 - \sin \phi_{d,2}) \\ &= 1 - \sin 20^\circ \\ &= 0.658 \end{aligned}$$

Koefisien geser tiang-tanah, β :

Lempung Lapisan 1:

$$\begin{aligned} \beta_1 &= K_1 \tan \phi_{d,1} \\ &= (1.048) \tan 15^\circ \\ &= 0.281 \end{aligned}$$

Lempung Lapisan 2:

$$\begin{aligned} \beta_2 &= K_2 \tan \phi_{d,2} \\ &= (0.658) \tan 20^\circ \\ &= 0.239 \end{aligned}$$

Tahanan sisi, q_s

Lapisan Lempung 1

Pada kedalaman 0,0m:

$$\begin{aligned} q_{s1,0} &= \beta_1 \cdot q'_{0m} \\ &= 0.0 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Pada kedalaman 3,0m:

$$\begin{aligned} q_{s1,3} &= \beta_1 \cdot q'_{3m} \\ &= (0.281) (4.8 \text{ ton/m}^2) \\ &= 1.35 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Lapisan Lempung 2

Pada kedalaman 3,0m:

$$\begin{aligned} q_{s2,3} &= \beta_2 \cdot q'_{3m} \\ &= (0.239) (4.8 \text{ ton/m}^2) \\ &= 1.15 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Pada kedalaman 8,0m:

$$\begin{aligned} q_{s2,8} &= \beta_2 \cdot q'_{8m} \\ &= (0.239) (8.3 \text{ ton/m}^2) \\ &= 1.98 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Tahanan sisi rata-rata

dari 0m s/d 3m, q_{s1}

$$\begin{aligned} q_{s1} &= \frac{1}{2} [(0.0) + (1.35)] \text{ ton/m}^2 \\ &= 0.675 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

dari 3m s/d 8m, q_{s2}

$$\begin{aligned} q_{s2} &= \frac{1}{2} [(1.15) + (1.98)] \text{ ton/m}^2 \\ &= 1.565 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Luas sisi, A_s

dari 0m s/d 3m, q_{s1}

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \Theta_i \cdot L_i \\ &= (\pi 0.4m) (3.0m) \\ &= 3.770 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

dari 3m s/d 8m, q_{s2}

$$\begin{aligned} A_{s2} &= \Theta_i \cdot L_i \\ &= (\pi 0.4m) (5.0m) \\ &= 6.283 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas daya dukung sisi, Q_s

$$\begin{aligned} Q_s &= \sum A_s q_s \\ &= (A_{s1} q_{s1})_{\text{lapisan 1}} + (A_{s2} q_{s2})_{\text{lapisan 2}} \\ &= (3.770 \text{ t/m}^2) (0.675 \text{ m}^2) + (6.283 \text{ t/m}^2) (1.565 \text{ m}^2) \\ &= 2.545 \text{ ton} + 9.833 \text{ ton} \\ &= 12.378 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung sisi yang diizinkan, Q_a

$$\begin{aligned} Q_a &= Q_s / SF \\ &= 12.378 \text{ ton} / 3 \\ &= 4.13 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Metoda Lamda (λ)

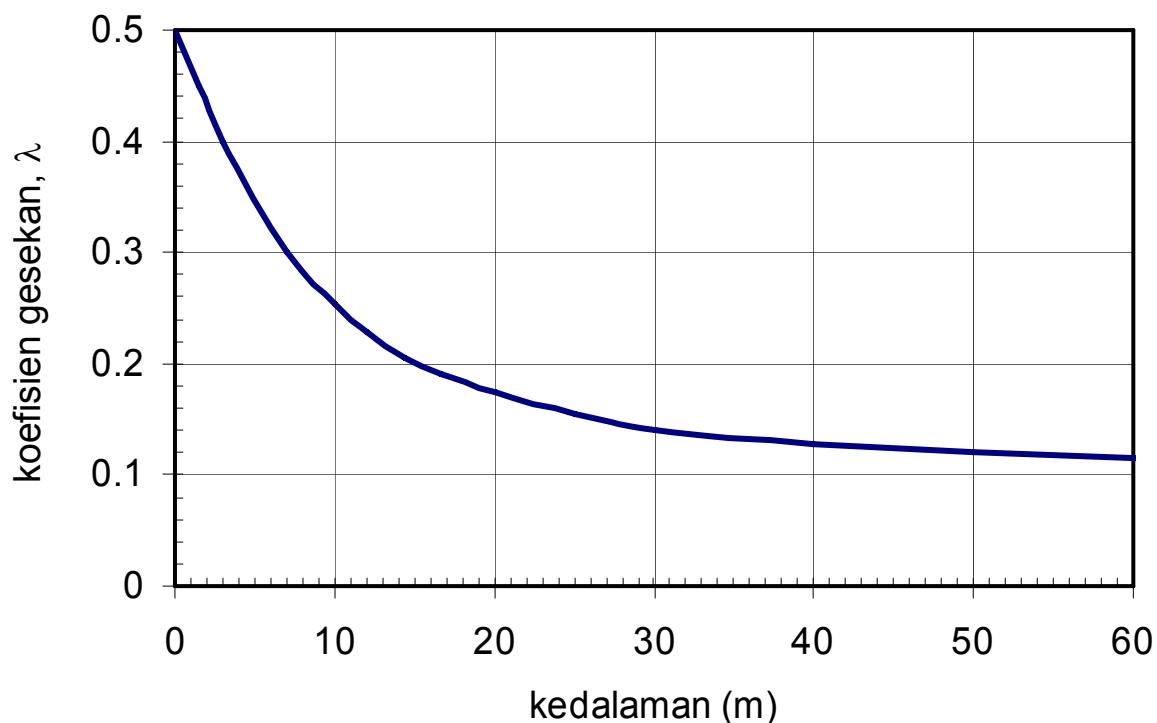
Metoda λ diusulkan pertama kali oleh Vijayvergiya dan Focht (1972) dengan memperhatikan pada kontribusi dari proses pekerjaan pondasi tiang pada kasus tiang pancang yang ditekan dan/atau dipukul (hammer). Metoda ini mengasumsikan bahwa akibat proses pemancangan terjadi peningkatan tekanan pasif di sekeliling tiang. Tekanan pasif ini diperkirakan sama dengan beban vertikal akibat berat sendiri tanah. Selain itu, pengaruh akibat kohesi tetap diperhitungkan, maka dapat dituliskan:

$$q_s = \lambda (q' + 2c_u)$$

4.22

dimana λ = koefisien gesekan tiang - tanah lempung dari hasil uji pembebanan
 c_u = parameter kohesi tanah lempung untuk kondisi undraened (konsep $\phi=0^\circ$)
 q' = tekanan tanah effektif pada kedalaman yang ditinjau

Nilai λ berkurang dengan semakin dalamnya titik sisi tiang seperti pada Gambar 4.13. Sekilas rumusan ini mirip dengan gabungan antara metoda α dan metoda β , tetapi dengan menggunakan faktor adesi dan koefisien gesek yang berbeda. Namun yang lebih perlu ditekankan adalah konsep dasar pemikiran yang berbeda. Pada metoda ini, konsepnya adalah bahwa tanah lempung tidak terdraenase (dan dalam keadaan terkonsolidasi normal, NC Clay) namun terjadi peningkatan tekanan disekeliling tiang yang akibat gangguan pelaksanaan konstruksi pondasi.



Gambar 4.13. Koefisien gesekan, λ

Kasus 4.5

Dengan menggunakan contoh kasus yang sama seperti pada kasus sebelumnya yaitu sebuah pondasi tiang tunggal dengan diameter 40 cm yang ditanam sedalam 8 m (Gambar K.4.5.1). Deposit tanah terdiri dari lapisan atas (3 m) berupa tanah lempung terkonsolidasi ($OCR=2$) dengan sudut geser dalam effektif (drained) $\phi = 5^\circ$ dan kohesi $c_{u,1} = 1.3 \text{ t/m}^2$ serta berat isi $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$. Lapisan tanah bawahnya berada dibawah muka air tanah berupa tanah lempung normal dengan sudut geser dalam terdraenase $c_{u,2} = 0.8 \text{ t/m}^2$ dan berat isi jenuh $\gamma_{sat} = 1.7 \text{ t/m}^3$. Tahapan perhitungan daya dukung sisi pondasi dengan menggunakan metoda λ dapat dilakukan sebagai berikut:

Rangkuman Data:

Pondasi tiang

Kedalaman, $L = 8 \text{ m}$

Lebar, $B = 0.4 \text{ m}$

Lempung Lapisan 1:

$OCR = 2$

Berat isi , $\gamma_1 = 1.6 \text{ t/m}^3$

Kohesi , $c_{u,1} = 1.3 \text{ t/m}^2$

Sudut Geser dalam, $\phi = 5^\circ$

(tidak di perhitungkan)

Ketebalan, $L_1 = 3 \text{ m}$

Lempung Lapisan 2:

Berat isi jenuh, $\gamma_{sat} = 1.7 \text{ t/m}^3$

Kohesi , $c_{u,2} = 0.8 \text{ t/m}^2$

Ketebalan , $L = 8 \text{ m} - 3 \text{ m} = 5 \text{ m}$

Rumusan yang digunakan:

$$Q_s = \sum A_s q_s \quad 4.16$$

$$A_s = \Theta_i \cdot L_i \quad 4.17$$

$$q_s = \lambda (q' + 2c_u) \quad 4.22$$

Nilai tekanan tanah vertikal effektif, q'

Pada kedalaman 0,0m (permukaan) maka:

$$q'_{0m} = 0.0 \text{ ton/m}^2$$

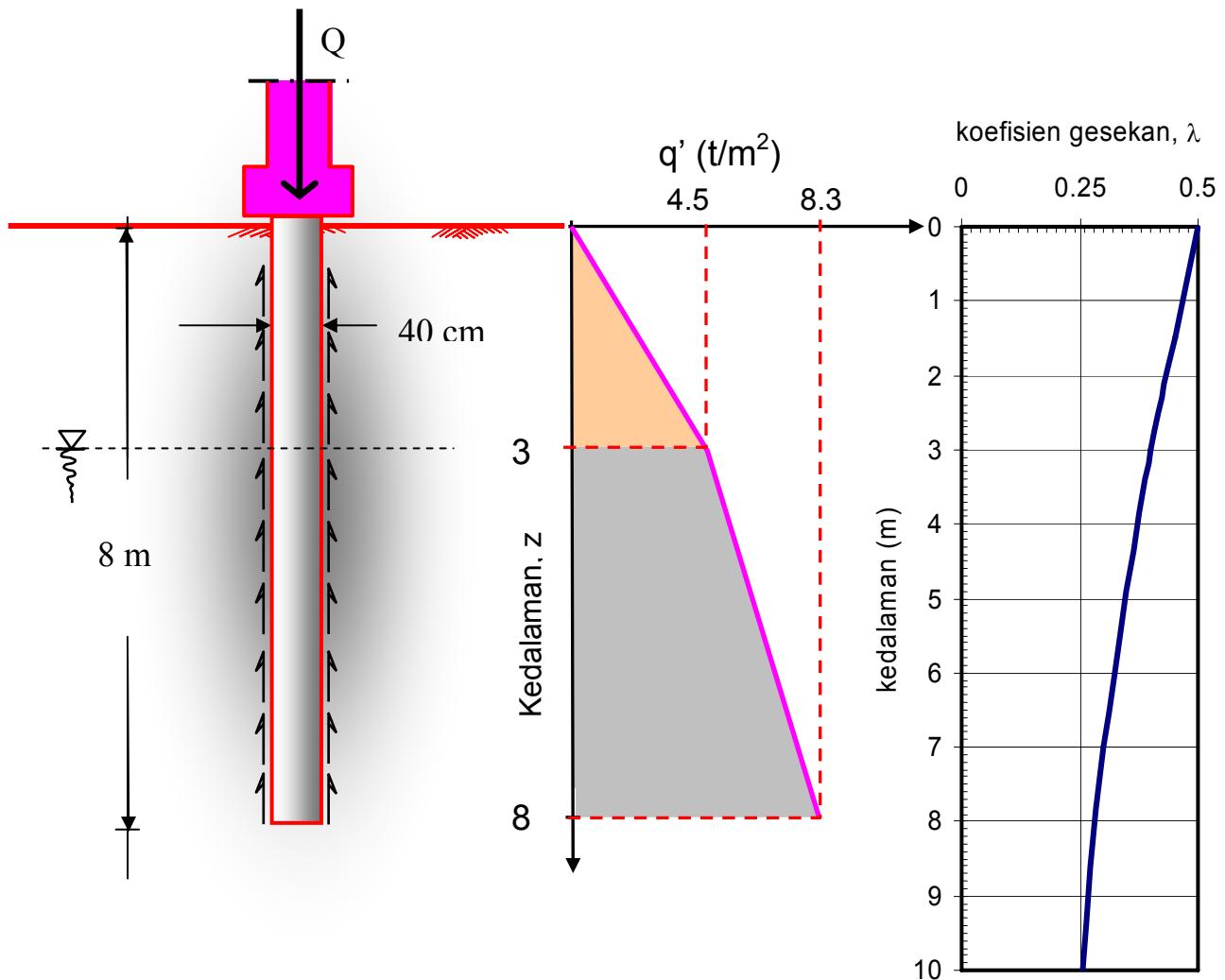
Pada kedalaman 3,0m (dari permukaan) maka:

$$q'_{3m} = \gamma_1 L_1 = (1.6 \text{ ton/m}^3) \cdot (3 \text{ m}) = 4.8 \text{ ton/m}^2$$

Pada kedalaman 8,0m (dari permukaan) maka:

$$\begin{aligned} q'_{8m} &= \gamma_1 L_1 + (\gamma_{sat,2} - \gamma_w) L_2 \\ &= (1.6 \text{ ton/m}^3) \cdot (3 \text{ m}) + (1.7 \text{ t/m}^3 - 1 \text{ t/m}^3) \cdot (5 \text{ m}) \\ &= 4.8 \text{ ton/m}^2 + 3.5 \text{ ton/m}^2 = 8.3 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Selanjutnya, perhitungan ditabelkan dengan memperhatikan gambar K4.5.1 untuk menentukan nilai q' dan nilai λ :



Gambar K4.2 Daya dukung sisi metoda λ

Tabel K4.5.1

Z (m)	Referensi (m)	q' (t/m ²)	$q'_{rata-rata}$ (t/m ²)	c_u (t/m ²)	faktor, λ	q_s (t/m ²)	L (m)	Θ (m ²)	A (m ²)	Q _s (ton)
0	1.5	0	2.4	1.3	0.45	2.25	3	1.26	3.77	8.482
3	5.5	4.8	6.55	0.8	0.35	2.85	5	1.26	6.28	17.923
8		8.3								26.405

Keterangan dari tabel K4.5.1

- Z (m) adalah kedalaman tinjauan dari permukaan tanah
- Referensi (m) adalah kedalaman referensi untuk menentukan nilai faktor λ
- Kedalaman referensi diambil ditengah dari lapisan lempung
- q' rata-rata adalah nilai rata-rata tekanan vertikal effetif dihitung pada titik kedalaman referensi
- q_s dihitung dengan menggunakan rumus metoda lamda

Kapasitas daya dukung sisi, Q_s

$$\begin{aligned} Q_s &= \sum A_s q_s \\ &= (A_{s1} q_{s1})_{\text{lapisan1}} + (A_{s2} q_{s2})_{\text{lapisan2}} \\ &= (2.25 \text{ m}^2) (3.770 \text{ t/m}^2) + (2.85 \text{ m}^2) (6.283 \text{ t/m}^2) \\ &= 8.482 \text{ ton} + 17.923 \text{ ton} \\ &= 26.405 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung sisi yang diizinkan, Q_a

$$\begin{aligned} Q_a &= Q_s / SF \\ &= 26.405 \text{ ton} / 3 \\ &= 8.802 \text{ ton} \end{aligned}$$

4.5. Daya Dukung Tiang berdasarkan data Pengujian Lapangan

Pengujian lapangan yang representatif untuk digunakan sebagai data masukan untuk analisis daya dukung pondasi tiang adalah pengujian sondir (q_c) dan pengujian tumbukan standard (N_{spt}). Metoda yang dikembangkan untuk kedua jenis pengujian lapangan tersebut sangat tergantung pada peneliti yang mengusulkan. Metoda analisis berdasarkan data pengujian sondir umumnya dikembangkan dengan memperhatikan faktor keamanan yang cukup. Sedangkan data pengujian standard, digunakan sebagai nilai yang terkoreksi ataupun tidak yang kemudian dimasukkan dalam persamaan empiris (tidak langsung).

4.5.1. Menggunakan data sondir

Rumusan umum yang digunakan untuk memperkirakan daya dukung dengan data sondir adalah sama dengan rumusan tradisional, yaitu:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad 4.2$$

dengan

$$Q_p = A_p q_p \quad 4.5$$

dan

$$Q_s = \sum \Theta_i \cdot L_i \cdot q_s \quad 4.16$$

dimana q_p = nilai tahanan ujung tiang persatu luas penampang tiang

A_p = luas penampang ujung tiang

q_s = nilai tahanan sisi tiang persatu luas sisi tiang

Θ_i = keliling tiang pada selang L_i

L_i = panjang bagian tiang dengan keliling Θ_i

Dalam praktik analisis daya dukung tiang, rumusan diatas diadopsi langsung untuk digunakan sebagai daya dukung tiang dengan menggunakan data sondir sehingga dituliskan menjadi:

$$Q_u = A_p q_c + \sum \Theta_i \cdot L_i \cdot q_s \quad 4.23.a$$

atau:

$$Q_u = A_p q_c + \Theta_i JHL$$

4.23.b

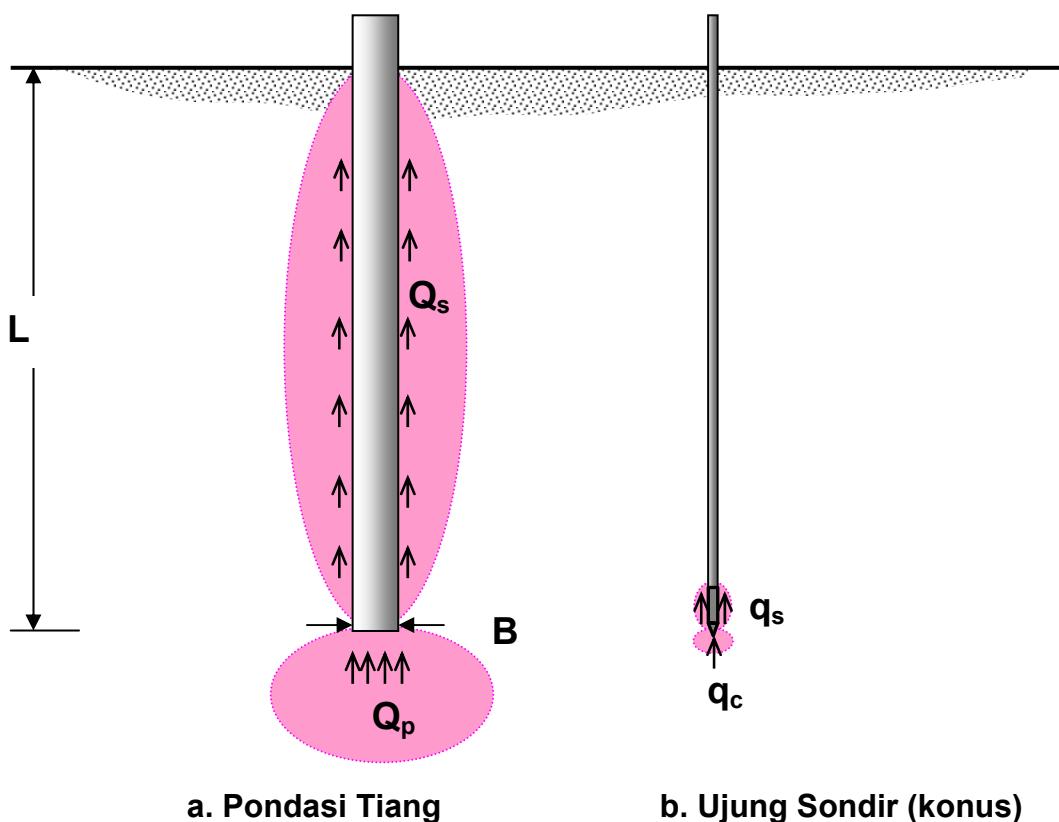
dimana q_c = nilai tahanan ujung dari data sondir tepat pada posisi ujung tiang

A_p = luas penampang ujung tiang

JHL = jumlah hambatan lekat dari data sondir hingga ujung tiang

Θ_i = keliling tiang (konstan sepanjang tiang)

Estimasi daya dukung tiang dengan menggunakan data sondir langsung diatas harus diikuti dengan faktor keamanan yang cukup tinggi. Faktor keamanan tersebut antara lain adalah dikarenakan perbedaan dari ukuran pondasi tiang dengan batang sondir yang relatif sangat besar. Dengan perbedaan tersebut, maka terdapat ketidak-samaan area tanah yang mendukung beban rencana (pondasi) dengan tahanan tanah yang ditunjukkan oleh hasil pencatatan pengujian sondir. Gambar 4.14 menunjukkan ilustrasi dari perbedaan area pada tanah akibat faktor skala sondir (konus) dengan dimensi tiang. Faktor keamanan yang harus digunakan untuk formula yang menggunakan data sondir secara langsung adalah antara 5 hingga 15. Pengambilan nilai faktor keamanan tersebut tergantung pada data yang mendampingi data sondir tersebut. Bila tidak ada data pengujian selain data sondir, maka dianjurkan untuk mengambil faktor keamanan antara 10 hingga 15.



Gambar 4.14. Daerah pengaruh akibat perbedaan dimensi

4.5.2. Menggunakan data N_{spt}

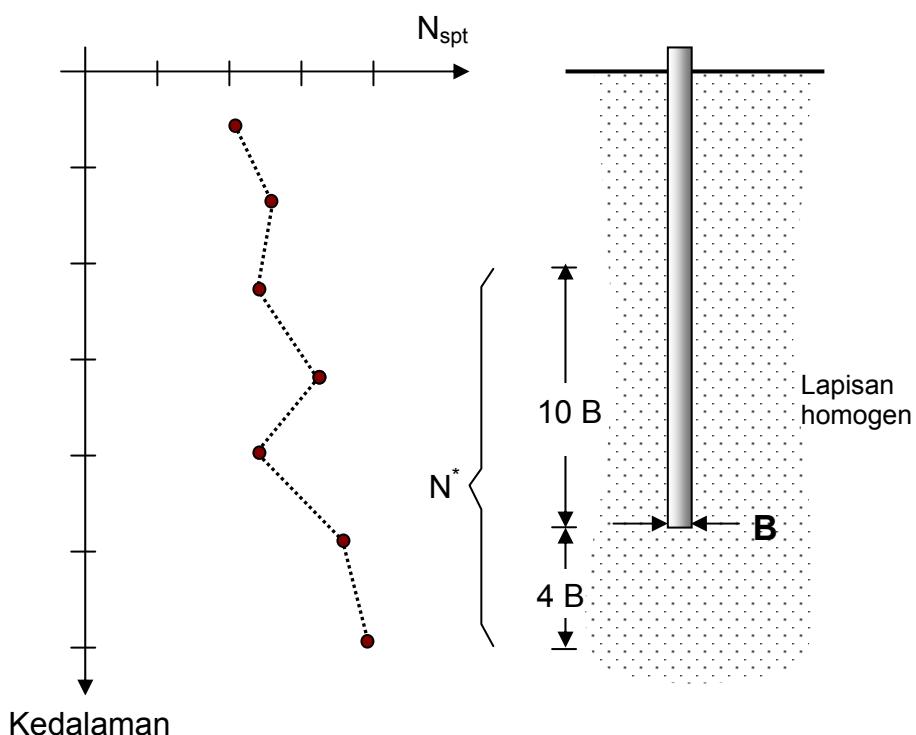
Berdasarkan catatan dari kasus-kasus di lapangan, Meyerhof (1976) mengusulkan untuk mengestimasi daya dukung ujung pondasi tiang yang ditanam di dalam tanah homogen menggunakan nilai pukulan uji penetrasi standard (N_{spt}), dengan persamaan pendekatan:

$$q_p = 40 (L_b/B) N^* \quad (\text{kN/m}^2) \quad 4.24.a$$

dengan nilai batasan daya dukung ujung sebesar:

$$q_p \leq 400 N^* \quad (\text{kN/m}^2) \quad 4.24.b$$

dimana N^* adalah nilai rata-rata pukulan uji penetrasi standard (N_{spt}) pada titik 10 kali diameter pondasi diatas ujung pondasi hingga 4 kali diameter dibawah ujung pondasi. Untuk lebih memperjelas dalam menentukan nilai rata-rata jumlah tumbukan uji penetrasi standard tersebut, dapat diperhatikan Gambar 4.15.



Gambar 4.15. Daya dukung berdasarkan nilai pukulan N_{spt}

Korelasi antara nilai N_{spt} dengan tahanan ujung conus sondir, q_c untuk tanah pasir dan pasir kelanauan (korelasi lainnya lihat pada Bab I), didapat dalam hubungan empiris :

$$q_c = (3 \text{ s/d } 5) N_{spt} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 4.25$$

4.6. Menggunakan data saat pemancangan (Formula dinamik)

Khusus untuk pondasi tiang yang ditanamkan kedalam tanah dengan cara pemancangan (dipukul menggunakan hammer), sejumlah rumusan untuk memperkirakan daya dukung pondasi pancang telah banyak dibuat. Rumusan-rumusan untuk menghitung perkiraan daya dukung dengan menggunakan data pemancangan dikenal dengan formula dinamik atau dalam dapat juga disebut dengan pile-driving formula.

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang dengan menggunakan rumusan dinamik umumnya dilakukan pada saat-saat terakhir pemancangan. Walaupun sebenarnya rumusan tersebut dapat dihitung sebelum pemancangan untuk mengontrol dalamnya penetrasi tiap tumbukan hammer saat pemancangan dilakukan. Pada saat-saat akhir pemancangan, yaitu pada kedalaman rencana, kedalaman penetrasi tiang tiap-tiap tumbukan dicatat dan digunakan sebagai data untuk menghitung perkiraan daya dukung tiang yang sedang dipancang tersebut.

Formula dinamik umumnya diturunkan berdasarkan energi tumbukan dari hammer. Selanjutnya energi tersebut diequivalkan dengan tahanan statis dari tiang. Tahanan dari tiang yang dimaksud adalah tahanan total berupa friksi pada sisi tiang dan tahanan ujungnya. Beberapa formula dinamik yang dikeluarkan pada awal-awal pekerjaan tiang pancang antara lain adalah:

4.6.1 Formula Engineering News Record (ENR)

Formula ini (1888) dibuat dengan pemikiran sangat sederhana yaitu, jumlah energi pukulan hammer adalah sama dengan energi dari pergerakan tiang. Atau dapat dituliskan sebagai:

$$W_h \cdot h = Q_u \cdot (S+C) \quad 4.26$$

atau

$$Q_u = \frac{W_h \cdot h}{S+C} \quad 4.26.a$$

dimana W_h = berat dari palu (hammer) yang menumbuk tiang
 h = tinggi jatuh palu hammer
 Q_u = kapasitas daya dukung beban pondasi
 S = penetrasi (penurunan) tiang pancang saat ditumbuk
 C = konstanta yang ditentukan dari beberapa hasil pemancangan
= 0.1 inchi untuk steam hammer (palu dengan tekanan uap)
= 1.0 inchi untuk drop hammer (palu jatuh bebas)

Dalam perkembangan selanjutnya, formula ENR ini telah banyak mengalami modifikasi. Modifikasi dari formula ENR ini antara lain adalah dikarenakan pertimbangan effisiensi dari kerja mesin (hammer), bantalan yang digunakan untuk mencegah pecahnya kepala tiang akibat tumbukan dan perbedaan berat tiang pancang yang dipukul.

Formula ENR dengan effisiensi menjadi:

$$Q_u = \frac{W_h h}{S+C} E$$

4.27

Dan rumusan modifikasi ENR menjadi:

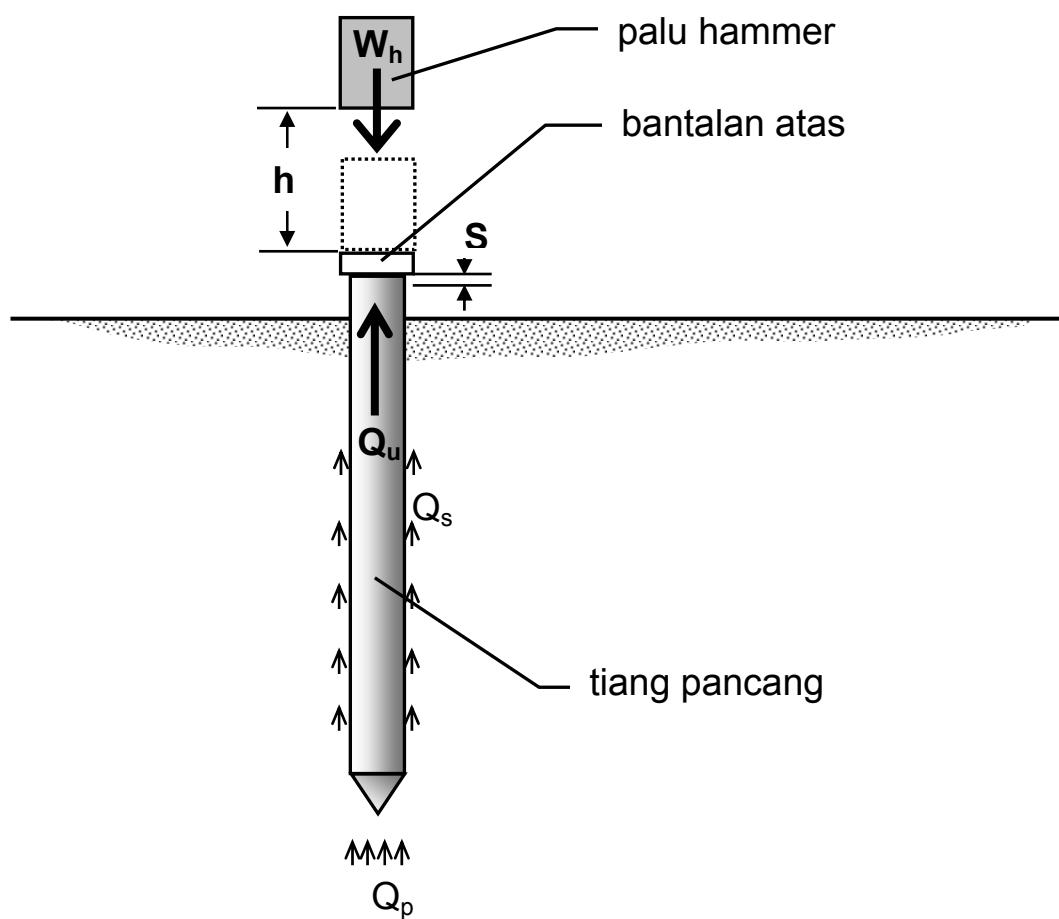
$$Q_u = \frac{W_h h}{S+C} E \frac{W_h + n^2 W_p}{W_h + W_p}$$

4.28

dimana W_p = berat dari tiang yang ditumbuk

E = effisiensi dari mesin penumbuk

n = koefisien restritusi yang tergantung dari jenis material penahan tumbukan
(bantalan diatas kepala tiang pancang)



Gambar 4.16. Ilustrasi tahanan tiang saat ditumbuk

Nilai effisiensi, E dan koefisien restitusi, n untuk beberapa jenis palu pemukul dapat dilihat pada Tabel 4.4. dan 4.5.

Tabel 4.4 Effisiensi alat pancang (Das, 1990)

Jenis alat pemancang	Effisiensi, E
Deisel hammer	0.8 s/d 0.9
Drop hammer	0.7 s/d 0.9
Steam hammer	0.7 s/d 0.85

Tabel 4.5 Koefisien restitusi bantalan (Bowles, 1988 dan Das, 1990)

Jenis bantalan	Koefisien, n
Tanpa bantalan pada tiang beton	0.4
Bantalan baja pada tiang baja	0.5
Bantalan kayu pada tiang baja	0.3 s/d 0.4
Tiang pancang kayu	0.25 s/d 0.3

4.6.2 Formula dinamik lainnya

Secara mendasar, formula-formula dinamik lainnya menggunakan penurunan rumus yang sama yaitu berdasarkan energi tumbukan yang diberikan hammer. Selanjutnya energi tumbukan tersebut direspon oleh tiang dengan terjadinya penurunan yang relatif kecil dan perlawanan pada ujung tiang dan sisi tiang. Perlawanan pada ujuang tiang dan sisi tiang inilah yang mencegah tiang turun lebih besar. Selain effisiensi alat penumbuk, pengaruh dari berat tiang dan berat pondasi serta jenis bantalan antara palu dengan ujung atas tiang juga mempengaruhi peristiwa tumbukan yang terjadi. Pada perkembangan selanjutnya, luas penampang, modulus elastisitas dan panjang tiang juga diperhitungkan dalam memperkirakan daya dukung tiang pancang. Beberapa formula dinamik yang pernah dikembangkan telah dirangkum oleh sejumlah peneliti (antara lain Hunt, 1986, Bowles, 1988 dan Das, 1990). Beberapa diantaranya dituliskan pada bagian berikut:

a. Michigan modified ENR formula :

Dinas pengaturan jalan raya dari Michigan (1965) mengusulkan rumusan formula dinamik berdasarkan sejumlah catatan pekerjaan yang telah dilakukan berupa modifikasi rumusan ENR sebagai berikut:

$$Q_u = \frac{1.25 K_h}{S + C} \cdot \frac{W_h + n^2 W_p}{W_h + W_p} \quad 4.29$$

dimana K_h = energi palu (hammer) dari spesifikasi pabrik (lb-in)
 (bila tidak ada data pabrik $K_h = W_h h$, energi potensial palu hammer)
 C = konstanta yang ditentukan sebesar 0.1 inchi

b. Danish formula :

Formula ini (Olson and Flaate, 1967) melibatkan kekakuan tiang dalam estimasi daya dukungnya. Faktor keamanan ditentukan 3 hingga 6 untuk digunakan dalam menentukan daya dukung izin.

$$Q_u = \frac{E K_h}{S + \sqrt{E K_h \frac{L_p}{2A_p E_p}}} \quad 4.30$$

dimana K_h = energi palu (hammer) dari pabrik (lb-in)

L_p = panjang pondasi tiang pancang

A_p = luas penampang pondasi tiang pancang

E_p = Modulus elastisitas dari metrial pondasi

E = effisiensi hammer

c. PCUB Code formula :

Formula yang juga cukup sering digunakan adalah rumusan dari Pacific Coast Uniform Building Code (1982) :

$$Q_u = \frac{E K_h \left(\frac{W_h + n^2 W_p}{W_h + W_p} \right)}{S + Q_u \left(\frac{L_p}{A_p E_p} \right)} \quad 4.31$$

dimana E , W_h dan K_h = effisiensi, berat dan energi palu (hammer)

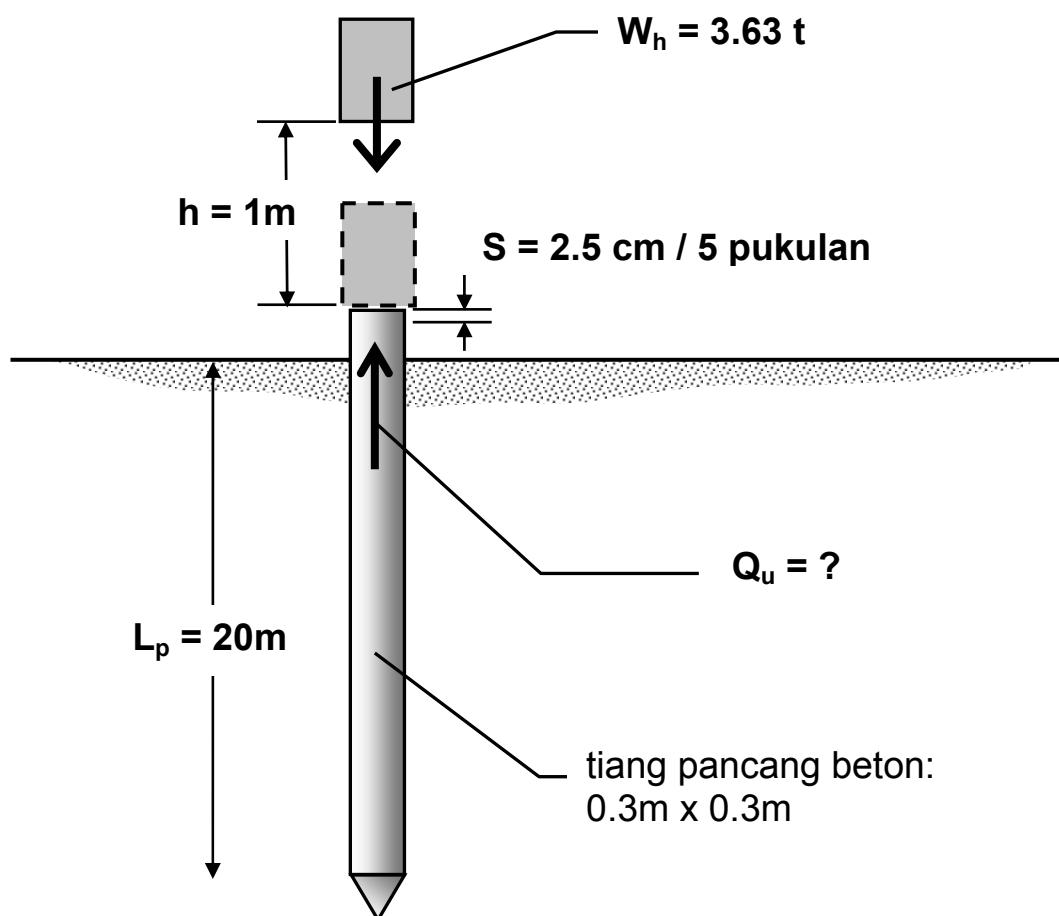
L_p , A_p , E_p dan W_p = panjang, luas penampang, elastisitas dan berat pondasi

Dalam mempergunakan rumusan dinamik untuk mengestimasi daya dukung tiang pancang dengan formula ENR dianjurkan mengambil **faktor keamanan 6**, sedangkan untuk formula lainnya digunakan faktor keamanan **4 hingga 6**. Faktor keamanan ini memang diambil cukup besar dibandingkan dengan menggunakan formula klasik mengingat perilaku yang berbeda antara mekanisme tahanan dinamik saat pemancangan dan tahanan statis dari pondasi tiang.

Dalam perkembangan saat ini, untuk mengestimasi daya dukung pondasi tiang baik tiang pancang, bor dan lainnya telah sering digunakan formula Pile Driving Analysis (PDA). Formula ini dikembangkan berdasarkan teori rambatan gelombang dalam tiang dan tanah. Keuntungan lain digunakannya PDA adalah kemampuannya mendeteksi kemungkinan adanya kerusakan (patah, keropos dan sebagainya) sepanjang tiang yang telah tertanam.

Kasus 4.6

Sebagai contoh untuk memprediksi **daya dukung ujung** sebuah pondasi tiang pancang tunggal dengan menggunakan persamaan dinamis, diberikan kasus pondasi tiang pancang yang terbuat dari beton bertulang pracetak. Pondasi dibuat persegi dengan ukuran 30cm x 30cm dengan panjang 20meter. Tumbukan terakhir oleh hammer sebanyak 5 kali menghasilkan penurunan pondasi (penetrasi) sebesar 2.5cm (1 inchi). Data dari alat pemancang adalah: berat hammer 3.63 ton dengan tinggi jatuh 1m dan effisiensi kerja 80%. Saat pemancangan tidak diberi bantalan (koefisien restitusi =0.4). Tahapan perhitungan (estimasi) daya dukung pondasi dapat dilakukan sebagai berikut:



Gambar K.4.6 Tiang pancang saat ditumbuk hammer

Rangkuman Data:

Tiang pancang:

Beton bertulang:

$$\text{berat isi, } \gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$$

$$\text{modulus elastisitas, } E_p = 2.1 \cdot 10^6 \text{ t/m}^3$$

Lebar, B = 0.3 m

Panjang, L_p = 20 m

$$\text{Luas penampang, } A_p = 0.3m \times 0.3m = 0.09m^2$$

$$\begin{aligned}\text{Berat pondasi, } W_p &= A_p \cdot L_p \cdot \gamma \\ &= (0.09m^2) \cdot (20m) \cdot (2.4 \text{ t/m}^3) \\ &= 4.32 \text{ t}\end{aligned}$$

Hammer:

Berat, W_h = 3.63 t

Tinggi jatuh, h = 1.0 m

Effisiensi, E = 80%

Jenis hammer, steam hammer, C=0.1 inchi (=0.0025m)

Pemancangan:

Penurunan, S = 2.5cm tiap 5 pukulan

$$\begin{aligned}S &= 0.5 \text{ cm (untuk 1 pukulan)} \\ &= 0.005 \text{ m}\end{aligned}$$

Solusi:

Estimasi daya dukung digunakan

Formula ENR

Formula Modifikasi ENR dan

Danish Formula

1. Dengan Formula ENR (SF=6)

Daya dukung ultimit:

$$\begin{aligned}Q_u &= \frac{W_h \cdot h}{S + C} \cdot E \\ &= \frac{(3.63 \text{ t}) (1.0 \text{ m})}{0.005 \text{ m} + 0.0025 \text{ m}} \cdot (80\%) \\ &= 387.2 \text{ t}\end{aligned}$$

Daya dukung izin:

$$\begin{aligned}Q_a &= \\ &= \frac{Q_u}{SF} = \frac{387.2 \text{ t}}{6} \\ &= \mathbf{64.5 \text{ ton}}\end{aligned}$$

2. Dengan Formula Modifikasi ENR (SF=5)

Daya dukung ultimit:

$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{W_h h}{S + C} E \frac{W_h + n^2 W_p}{W_h + W_p} \\ &= \frac{(3.63 t) (1.0 m)}{0.005 m + 0.0025 m} (80\%) \frac{3.63t + (0.4^2)(4.32t)}{3.63t + (4.32t)} \\ &= 210.5 t \end{aligned}$$

Daya dukung izin:

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} = \frac{210.5 t}{5} \\ &= \mathbf{42.1 \text{ ton}} \end{aligned}$$

3. Dengan Danish Formula (SF=4)

Daya dukung ultimit:

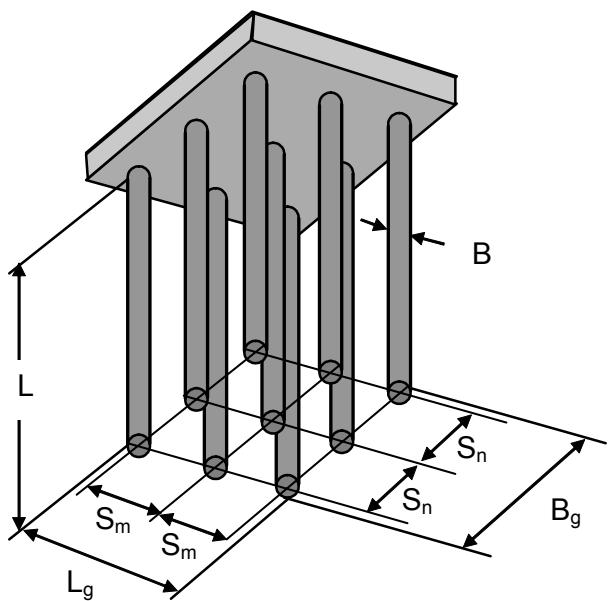
$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{E K_h}{S + \sqrt{E K_h \frac{L_p}{2A_p E_p}}} \\ &= \frac{(80\%) (3.63 t.m)}{0.005m + \sqrt{(80\%) (3.63 t.m) \frac{20m}{2(0.09m^2) (2100000 t/m^2)}}} \\ &= 166.9 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung izin:

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} = \frac{166.9 t}{4} \\ &= \mathbf{41.7 \text{ ton}} \end{aligned}$$

Kasus-kasus

- 4.1. Estimasi daya dukung total (ujung dan sisi) sebuah pondasi tiang tunggal dengan diameter 35 cm yang ditanam dalam tanah pasir dengan kedalaman 8 m. Deposit tanah tersebut bersifat homogen dan mempunyai sudut geser dalam $\phi=28^\circ$ dengan berat isi $\gamma=1.56 \text{ t/m}^3$. Muka air tanah sangat dalam sehingga tidak memberikan effek pada perhitungan daya dukung pondasi.
- 4.2. Hitung daya dukung sisi sebuah pondasi tiang tunggal berdiameter 50 cm yang ditanam dalam tanah lempung dengan kedalaman 12 m. Deposit tanah terdiri dari dua lapisan tanah lempung, lapisan atas dengan ketebalan 5 m mempunyai tahanan kohesi $c_u=4.5 \text{ t/m}^2$ dengan berat isi $\gamma=1.46 \text{ t/m}^3$ dan lapisan lempung bawahnya memiliki kohesi $c_u=12.2 \text{ t/m}^2$ dengan berat isi $\gamma=1.67 \text{ t/m}^3$.
- 4.3. Sebuah pondasi tiang tunggal dengan diameter 30 cm yang ditanam dengan kedalaman 10 m pada tanah yang terdiri dari dua lapisan tanah lempung. Lapisan atas dengan ketebalan 5 m adalah lempung terkonsolidasi ($OCR=1.5$) mempunyai sudut geser dalam effektif (drained) $\phi_{d,1} = 12^\circ$ dan kohesi $c'=5.1 \text{ t/m}^2$ dengan berat isi $\gamma=1.56 \text{ t/m}^3$. Lapisan tanah bawahnya berada dibawah muka air tanah berupa tanah lempung normal dengan sudut geser dalam terdraenase $\phi_{d,2} = 18^\circ$ dan berat isi jenuh $\gamma_{sat} =1.74 \text{ t/m}^3$. Hitungan daya dukung pondasi tersebut dengan menggunakan metoda β .
- 4.4. Estimasi daya dukung total dari pondasi pada kasus sebelumnya dengan menggunakan metoda λ untuk estimasi friksinya. Lapisan lempung pertama dan kedua memiliki kohesi undrained masing-masing sebesar $c_{u,1}=4.5 \text{ t/m}^2$ dan $c_{u,2}=12.2 \text{ t/m}^2$.
- 4.5. Sebuah pondasi tiang pancang yang terbuat dari beton bertulang pracetak berbentuk persegi dengan ukuran 35cm x 35cm. Dengan panjang 15meter. Pada saat akhir tumbukan hammer sebanyak 7 kali menghasilkan penurunan pondasi (penetrasi) sebesar 2.5cm (1 inchi). Data dari alat pemancang adalah: berat hammer 3.63 ton dengan tinggi jatuh 1m dan effisiensi kerja 80%. Saat pemancangan tidak diberi bantalan (koefisien restitusi =0.4). Perhitungkan (estimasi) daya dukung pondasi pada kedalaman pemancangan tersebut.



Grup Tiang dan Sistem Raft-Pile

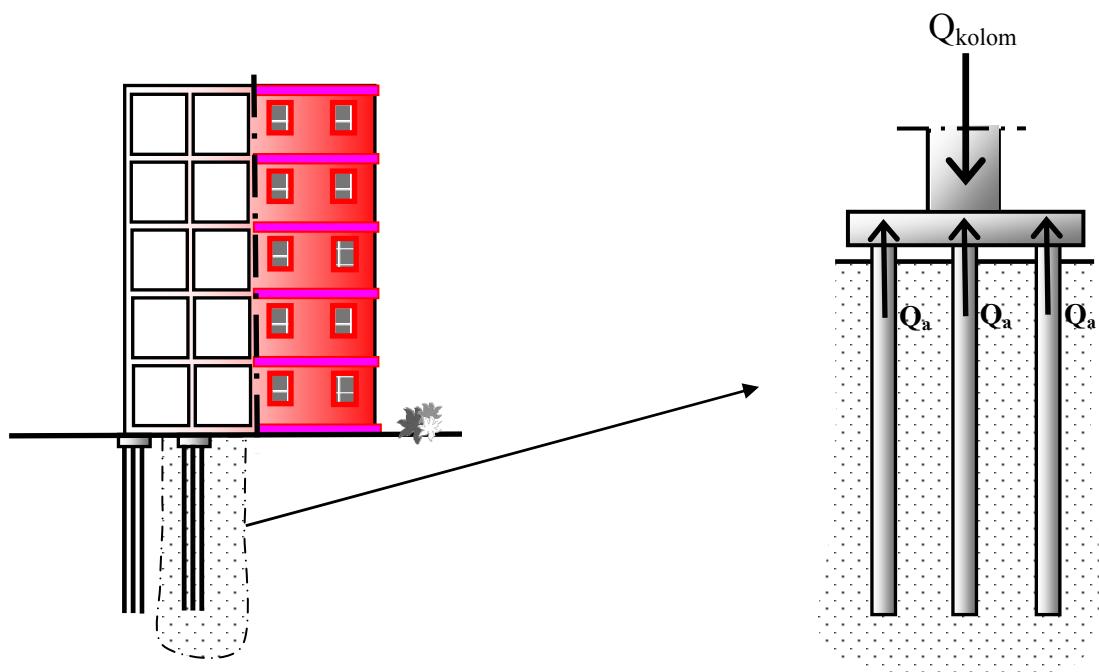
Kompetensi yang dituju pada bagian ini adalah:

- Mampu menyebutkan beberapa perbedaan dasar antara pondasi tiang tunggal dan pondasi tiang grup.
- Menghitung effisiensi daya dukung pada sebuah grup tiang dengan jumlah dan jarak tiang tertentu dengan menggunakan beberapa formula effisiensi.
- Mampu menentukan distribusi beban kerja pada setiap tiang yang ada pada sebuah grup tiang tertentu.
- Menjelaskan perbedaan utama antara grup tiang dengan sistem raft-pile.
- Mampu menghitung daya dukung sistem tiang-rakit dengan ukuran tertentu yang ditanam dalam tanah dengan parameter-parameter tertentu.

Bab 5

Grup Tiang dan Sistem Raft-Pile

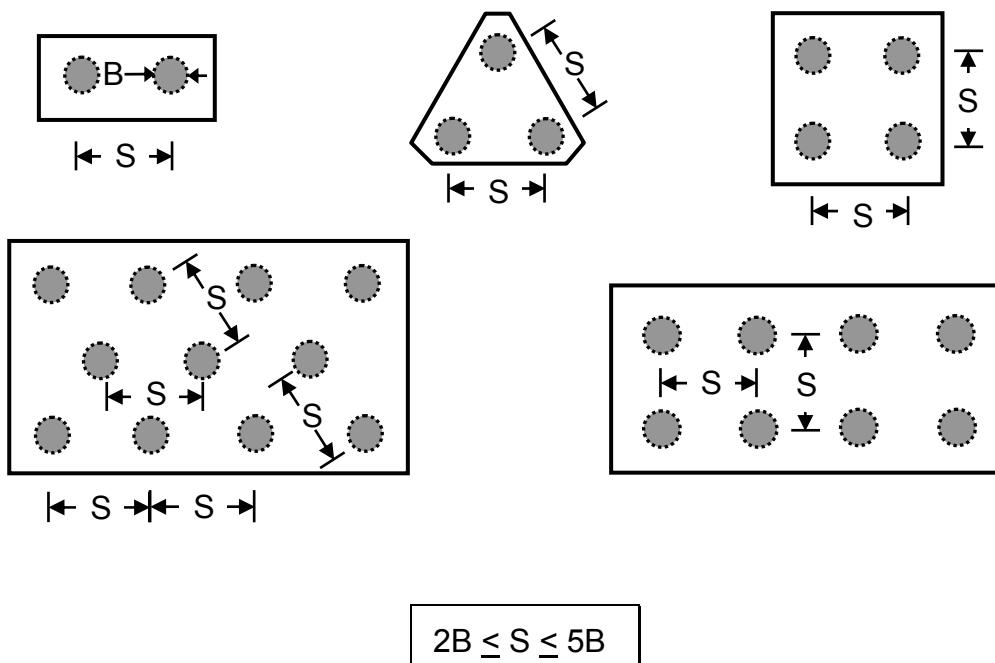
Dalam pemanfaatan sesungguhnya, pondasi tiang lebih sering direncanakan dan dibuat dalam bentuk kelompok tiang (grup tiang = pile group). Dalam satu grup tiang, sejumlah tiang (lebih dari satu) diikat dengan satu kepala tiang (pile cap). Contoh yang sangat sering dijumpai terdapat pada bangunan bertingkat yang mana pada tiap kolomnya ditopang oleh sebuah grup tiang. Gambar 5.1 menunjukkan ilustrasi kelompok tiang pada sebuah bangunan bertingkat. Pada gambar tersebut terlihat bahwa untuk menahan beban kolom Q_{kolom} , seluruh tiang menahan secara bersamaan sebagai sebuah grup yang solid. Dalam bagian ini akan dibahas mengenai tahanan masing-masing tiang dalam menahan beban luar termasuk momen dan beban vertikal serta effisiensi grup tiang.



Gambar 5.1. Grup tiang dibawah sebuah bangunan

Dalam bagian sebelumnya, telah dibahas mengenai daya dukung pondasi dangkal dan pondasi dalam (tiang). Kedua daya dukung tersebut sangat dipengaruhi oleh parameter tanahnya, disamping faktor-faktor lainnya. Pada daya dukung grup tiang, selain daya dukung masing-masing tiang dalam grup, tata letak dan dimensi dari grup sangat menentukan kapasitas daya dukung grup tersebut.

Dalam sebuah grup tiang, tiap-tiap tiang diletakkan pada posisi tertentu dan berjarak tertentu (disebut spasi, *spacing*) terhadap tiang-tiang lain didekatnya. Bentuk-bentuk susunan tiang yang sering dijumpai dalam sebuah grup tiang dan jarak antar tiang (spasi, dihitung dari pusat tiang) dapat dilihat pada Gambar 5.2. Dalam pekerjaan praktis, susunan tersebut sangat tergantung dari kebutuhan jumlah tiang untuk menahan beban yang dan jenis serta arah beban yang bekerja. Jarak spasi antar tiang sangat ditentukan oleh ukuran dari tiap-tiap tiang serta luas daerah yang tersedia. Namun biasanya jarak tiang dalam grup tiang ditentukan berdasarkan lebar (atau diameter) dari tiang, B yaitu antara $2B$ hingga $5B$.

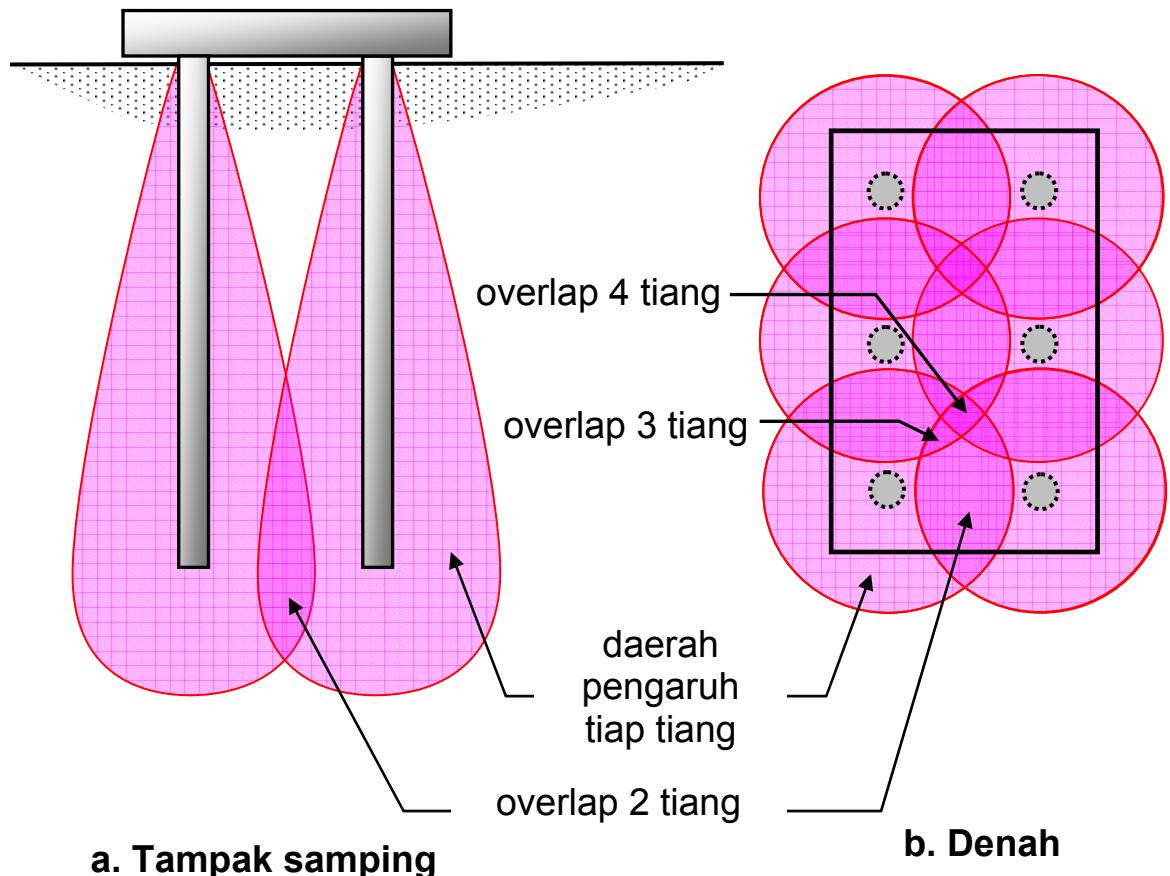


Gambar 5.2. Bentuk tipikal susunan (denah) grup tiang

5.1. Daya dukung grup tiang

Daya dukung grup tiang ditentukan oleh daya dukung tiap-tiap tiang dan susunan tiang-tiang tersebut dalam sebuah grup. Seperti telah dijelaskan sebelumnya bahwa fungsi dari pondasi adalah mentransfer beban yang diterimanya ke tanah dibawah dan sekitarnya. Pada saat beban luar bekerja pada sebuah grup tiang, maka tanah disekitar pondasi tiang dan dasar tiang akan menerima transfer beban dari tiang. Respon tanah yang menerima transfer beban tersebut ditunjukkan dengan terjadinya perpindahan dan meningkatnya tegangan dalam massa tanah. Pada tanah di daerah-daerah antara tiang, juga akan menerima transfer beban dari beberapa tiang didekatnya. Hal ini ditunjukkan oleh daerah pengaruh yang overlap seperti pada Gambar 5.3. Adanya daerah overlap ini memberikan salah satu alasan berkurangnya daya dukung grup tiang dibanding dengan penjumlahan seluruh daya dukung tiang dalam grup tersebut. Nilai yang menunjukkan perbandingan antara kapasitas daya dukung grup tiang dengan penjumlahan seluruh kapasitas daya dukung tiang-tiang tunggal dikenal dengan effisiensi grup tiang. Untuk sebuah grup tiang yang terdiri dari sejumlah N buah tiang, nilai effisiensi grup tiangnya, E_g dapat dituliskan sebagai:

$$E_g = \frac{\text{kapasitas kelompok}}{\text{jumlah dari seluruh kapasitas tiang individu}} = \frac{Q_{\text{grup}}}{\sum_{i=1}^N Q_i} \quad 5.1$$



Gambar 5.3. Daerah overlap disekitar pondasi tiang

Dengan memfokuskan pada daya dukung grup tiang, maka rumusan diatas menjadi:

$$Q_g = E_g \Sigma Q_u$$

5.2

dimana Q_g adalah daya dukung ultimit dari grup tiang
 Q_u adalah daya dukung ultimit dari tiang tunggal

Dari pengertian diatas dapat dilihat bahwa kapasitas daya dukung grup tiang belum tentu sama dengan penjumlahan dari kapasitas masing-masing tiang secara individu. Apabila nilai kapasitas daya dukung dari kelompok tiang adalah sama dengan penjumlahan aritmatik dari masing-masing tiang dalam kelompok tersebut, maka effisiensi kelompok tiang tersebut E_g sama dengan 1 (atau 100%). Namun dalam perhitungannya, jarang dijumpai nilai effisiensi tiang yang bernilai 100%.

Sebagaimana perhitungan daya dukung tiang, nilai effisiensi grup tiang dapat ditentukan dari beberapa parameter disain berdasarkan jenis tanah disekitar tiang tersebut yaitu tanah kohesif dan non-kehafif.

5.1.1 Effisiensi grup tiang

Untuk kelompok tiang berbentuk persegi dengan ujung tiang tidak mencapai tanah keras (floating) yang memiliki jumlah tiang **n** pada satu arah (baris) dan **m** pada arah lainnya (kolom), the Bridge Specifications of AASHTO menyarankan untuk mengestimasi nilai effisiensi kelompok tiang dengan menggunakan formula:

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

5.3

dimana $\theta = \tan^{-1} B/S$ dalam satuan derajat
B adalah diameter (atau lebar) dari tiang individual, dan
S jarak antar pusat-ke-pusat tiang.

Rumusan diatas diadopsi dari usulan yang dibuat oleh Converse-Labarre (Bowles, 1988), dimana pada saat awal pengusulannya (1968) rumusan tersebut sangat banyak digunakan. Walaupun dianjurkan untuk digunakan oleh AASHTO, formula tersebut kini sangat jarang digunakan. Formula tersebut diturunkan berdasarkan pengurangan area geser pada tiang yang berdekatan (Hunt, 1986). Namun properti tanah yang seharusnya sangat menentukan dalam interaksi tanah struktur, tidak diperhitungkan dalam penurunan rumus tersebut. Keterbatasan dari formula tersebut antara lain adalah hanya dapat dipakai untuk bentuk denah pondasi tiang yang berbentuk persegi dengan nilai **n** dan **m** yang dapat ditentukan dengan baik.

Formulasi yang lebih realistik untuk menghitung effisiensi dari sebuah grup tiang adalah dengan menganggap kelompok tiang tersebut sebagai sebuah blok solid (Lihat gambar 5.4). Dengan menganggap grup tiang sebagai sebuah blok yang solid, maka dimensi dari blok grup tiang tersebut adalah:

$$B_g = (n-1)S_n + B$$

5.4.a

dan

$$L_g = (m-1)S_m + B$$

5.4.b

sedangkan kedalaman blok adalah sama dengan panjang rata-rata tiang dalam grup tiang.

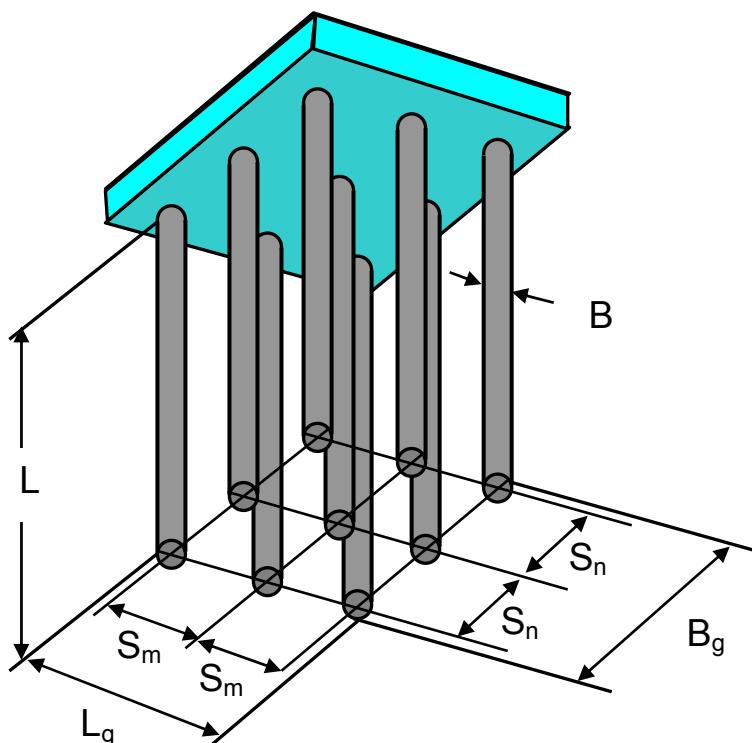
dimana B_g = lebar dasar grup tiang, untuk lebar terluar.

L_g = panjang dasar grup tiang, untuk panjang terluar.

S_n = spasi tiang pada arah untuk menentukan nilai B_g

S_m = spasi tiang pada arah untuk menentukan nilai L_g

B = diameter (atau lebar) dari tiang individual



Gambar 5.4. Dimensi blok grup tiang (tampak perspektif bawah)

Selanjutnya dengan menganggap blok tersebut sebagai sebuah pondasi dalam, maka daya dukung grup tiang dapat ditentukan sebagai berikut:

a. Untuk grup dari end bearing piles:

$$Q_{p,grup} = (B_g L_g) q_p \quad 5.5$$

dengan

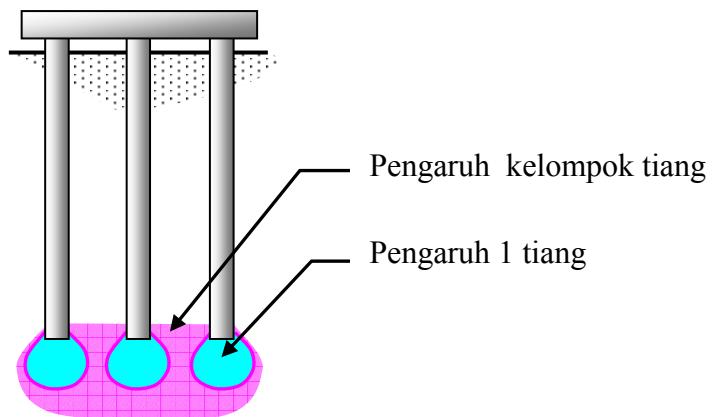
$$q_p = c N_c^* + q' N_q^* \quad 5.6$$

dimana c = nilai kohesi tanah dibawah dasar (ujung) pondasi
 $q' = \Sigma \gamma' L$, adalah tegangan efektif tanah akibat berat diatas ujung tiang
 γ' = berat volume tanah efektif diatas dasar grup tiang
 L = panjang tiang
 N_c^* dan N_q^* adalah faktor kapasitas daya dukung tanpa satuan (non-dimensional) yang tergantung nilai sudut geser dalam ϕ , nilai-nilai ini dapat ditentukan dengan menggunakan teori daya dukung pondasi dalam dai Meyerhof, Hansen, Vesic dan lainnya.

Dalam bentuk effisiensi grup tiang, maka:

$$E_{g,p} = \frac{B_g L_g}{m n A_p} \quad 5.7$$

Dengan menggunakan formula diatas, nilai effisiensi akan selalu diatas 100%, oleh sebab itu dalam pemakaianya nilai daya dukung ujung grup tiang adalah sama dengan penjumlahan daya dukung ujung seluruh tiang di dalam grup tersebut.



Gambar 5.5. Konsentrasi tegangan dibawah grup tiang

Hal serupa untuk daya dukung sisi adalah:

b. Untuk grup dari friction piles:

Kapasitas daya dukung sisi grup tiang (untuk friction piles) merupakan penjumlahan (akumulasi = Σ) dari tahanan sisi seluruh selimut blok grup tiang yang berinteraksi dengan tanah disekeliling blok tersebut, dituliskan sebagai:

$$Q_{s,grup} = 2(B_g + L_g) \sum L_i q_s$$

5.8

dimana L_i = panjang bagian tiang yang mempunyai nilai q_s yang sama

Rumusan diatas merupakan rumusan umum dari kapasitas daya dukung sisi grup tiang. Beberapa metoda untuk memprediksi nilai tahanan sisi tiang q_s berdasarkan jenis dan perilaku interaksi tanah-tiang tertentu telah dijelaskan pada bagian terdahulu dapat digunakan disini.

Dengan memperhatikan dimensi dari blok grup tiang, maka untuk jenis tanah yang seragam dapat ditentukan:

$$A_{sg} = 2(B_g + L_g) L$$

5.9

Atau dalam bentuk effisiensi grup tiang, maka berdasarkan nilai tahanan sisinya dapat ditentukan nilai efisiensi sebagai berikut:

$$E_{g,s} = \frac{2(B_g + L_g)}{m n \Theta}$$

5.10

dengan Θ adalah keliling tiang, yaitu:

$$\Theta = \pi B$$

untuk pondasi lingkaran

5.11.a

dan

$$\Theta = 4B$$

untuk pondasi persegi

5.11.b

atau dapat dihitung berupa keliling penampang tiang untuk pondasi bentuk lainnya.

c. Untuk grup tiang secara umum:

Dalam menentukan daya dukung grup tiang secara umum, maka aturan berikut dapat dipergunakan:

1. Tentukan nilai effisiensi tahanan ujung, $E_{g,p}$ (Persamaan 5.7), bila nilainya lebih besar dari 1, maka diambil 1.
2. Tentukan nilai effisiensi tahanan sisi, $E_{g,s}$ (Persamaan 5.10), bila nilainya lebih besar dari 1, maka diambil 1.
3. Hitung tahanan ujung, Q_p untuk masing-masing tiang (Lihat Bab 4).
4. Hitung tahanan sisi, Q_s untuk masing-masing tiang (Lihat Bab 4).
5. Bila, jumlah tiang adalah $m \times n$ buah, maka tentukan tahanan ujung dan tahanan sisi sebagai berikut:

$$Q_{p,grup} = E_{g,p} \times Q_p(m \times n)$$

$$Q_{s,grup} = E_{g,s} \times Q_s(m \times n)$$

6. Nilai kapasitas daya dukung total adalah penjumlahan dari keduanya, yaitu:

$$Q_{u,grup} = Q_{p,grup} + Q_{s,grup}$$

Kasus 5.1

Sebuah grup tiang yang terdiri dari 3×4 susunan tiang dengan diameter 40 cm dan jarak pusat ke pusat (spasi) antar tiang sebesar 1 m. Dari kasus ini, tentukan:

1. Nilai effisiensi tiang (Berdasarkan persamaan 5.3).
2. Spasi antar tiang yang diperlukan untuk mencapai nilai effisiensi 80%, 90%, 99% dan 100% terhadap grup.

Rangkuman Data:

Diameter, $B = 0.4$ m	Jumlah tiang memanjang, $m = 4$
Spasi, $S = 1$ m	Jumlah tiang melebar, $n = 3$

1. Nilai effisiensi grup tiang:

Rumus yang digunakan:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 mn} \quad 5.3$$

$$\begin{aligned} \text{dimana } \theta &= \tan^{-1} B/S \\ &= \tan^{-1} (0.4m/1m) = \tan^{-1} (0.4) \\ &= 21.8^\circ \end{aligned}$$

$$E_g = 1 - 21.8^\circ \frac{(3-1)4 + (4-1)3}{90(4)(3)}$$

$$= 0.66 \text{ (atau } 66\%)$$

2. Besarnya spasi untuk effisiensi tertentu :

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

atau

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

dengan

$$\begin{aligned}\theta &= \tan^{-1} B/S \quad \text{atau } B/S = \tan \theta \\ S &= B / (\tan \theta)\end{aligned}$$

Maka besarnya spasi yang dibutuhkan menjadi:

$$S = \frac{B}{\tan \left[\frac{90 m n (1 - E_g)}{(n-1)m + (m-1)n} \right]}$$

a. Untuk effisiensi 80%, maka diperlukan spasi:

$$S_{(80\%)} = \frac{0.4m}{\tan \left[\frac{90(4)(3)(1-0.80)}{(3-1)4 + (4-1)3} \right]} = 1.8 \text{ m}$$

b. Untuk effisiensi 90%, maka diperlukan spasi:

$$S_{(90\%)} = \frac{0.4m}{\tan \left[\frac{90(4)(3)(1-0.90)}{(3-1)4 + (4-1)3} \right]} = 3.6 \text{ m}$$

c. Sedangkan untuk effisiensi 99%, diperlukan spasi:

$$S_{(99\%)} = \frac{0.4m}{\tan \left[\frac{90(4)(3)(1-0.99)}{(3-1)4 + (4-1)3} \right]} = 36.1 \text{ m}$$

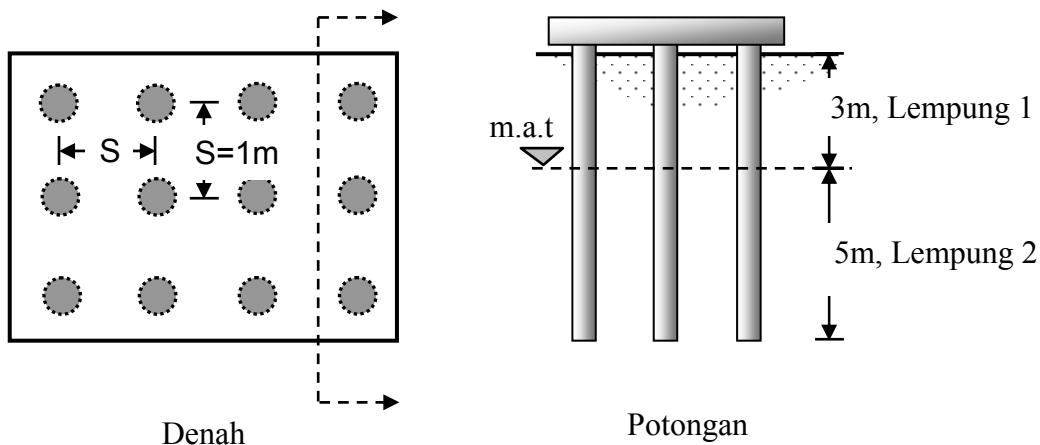
Untuk effisiensi 100%, diperlukan spasi S yang nilainya menjadi tak hingga.

Contoh Kasus 5.2

Sebuah grup tiang yang terdiri dari 3×4 susunan tiang dengan diameter 40 cm dan jarak pusat ke pusat (spasi) antar tiang sebesar 1 m, ditanam dalam tanah lempung dengan kedalaman 8 m (Gambar K.5.2.1). Deposit tanah terdiri dari dua lapisan tanah lempung, lapisan atas dengan ketebalan 3 m mempunyai tahanan kohesi $c_u=5.5 \text{ t/m}^2$ dengan berat isi $\gamma=1.6 \text{ t/m}^3$. Lapisan tanah lempung kedua berada dibawah muka air tanah dengan nilai kohesi $c_u=7.2 \text{ t/m}^2$ dengan berat isi $\gamma=1.7 \text{ t/m}^3$. Dari kasus ini, dapat diperkirakan:

1. Daya dukung masing-masing tiang tunggal
2. Daya dukung grup tiang
3. Spasi yang memberikan effisiensi 100% terhadap grup tiang

Perhitungan daya dukung ujung digunakan metoda Meyerhof dan daya dukung sisi dengan menggunakan metoda α sebagai berikut:



Gambar K5.2.1 Grup tiang pada tanah lempung

Rangkuman Data:

Pondasi:

Tiang Tunggal:	Grup tiang:
Diameter, $B = 0.4 \text{ m}$ Panjang $L = 8 \text{ m}$	Spasi, $S = 1 \text{ m}$ Jumlah tiang memanjang, $m = 4$ Jumlah tiang melebar, $n = 3$

Lapisan tanah:

Lempung Lapisan 1:	Lempung Lapisan 2:
Berat isi , $\gamma_1 = 1.6 \text{ t/m}^3$ Kohesi , $c_1 = 5.5 \text{ t/m}^2$ Ketebalan , $L_1 = 3 \text{ m}$	Berat isi , $\gamma_2 = 1.7 \text{ t/m}^3$ Kohesi , $c_2 = 7.2 \text{ t/m}^2$ Ketebalan , $L_2 = 8 \text{ m} - 3 \text{ m} = 5 \text{ m}$

1. Daya dukung tiang tunggal:

Rumusan yang digunakan:

a. Daya dukung ujung (Meyerhof)

$$Q_p = A_p q_p$$

4.5

dengan

$$q_p = c N_c^* + q' N_q^*$$

4.6

Tahanan ujung diperkirakan untuk tanah lempung jenuh undrained dengan nilai $\phi=0$, dan dari grafik pada Gambar 4.4 (dari Meyerhof), untuk nilai $\phi=0$ akan memberikan nilai $N_c^* = 9$ dan $N_q^* = 1$

Nilai tekanan tanah vertikal effektif, q'

(Pada kedalaman 8,0m (dari permukaan) maka:)

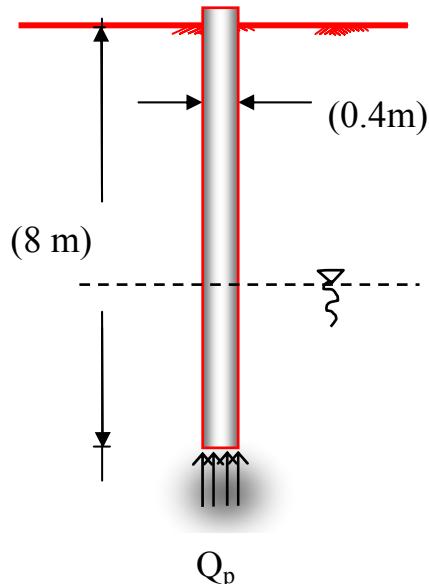
$$\begin{aligned} q' &= q'_{8m} = \gamma_1 L_1 + (\gamma_{sat,2} - \gamma_w) L_2 \\ &= (1.6 \text{ ton/m}^3) \cdot (3 \text{ m}) + (1.7 \text{ t/m}^3 - 1 \text{ t/m}^3) \cdot (5 \text{ m}) \\ &= 4.8 \text{ ton/m}^2 + 3.5 \text{ ton/m}^2 = 8.3 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Selanjutnya,

$$\begin{aligned} q_p &= (7.2 \text{ t/m}^2) (9) + (8.3 \text{ t/m}^2) (1) \\ &= 64.8 \text{ t/m}^2 + 8.3 \text{ t/m}^2 \\ &= 73.1 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Luas penampang ujung tiang, A_p

$$\begin{aligned} A_p &= (1/4 \cdot \pi \cdot (B)^2) \\ &= (1/4 \cdot \pi \cdot (0.4 \text{ m})^2) \\ &= 0.12566 \text{ m}^2 \end{aligned}$$



Daya dukung ujung ultimit, Q_p

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q_p \\ &= (0.12566 \text{ m}^2) (73.1 \text{ t/m}^2) \\ &= 9.2 \text{ ton} \end{aligned}$$

Gambar K5.2.2 Tahanan ujung

b. Daya dukung sisi (Metoda α)

$$Q_s = \sum A_s q_s \quad 4.16$$

$$A_s = \Theta_i \cdot L_i \quad 4.17$$

$$q_s = \alpha c \quad 4.19$$

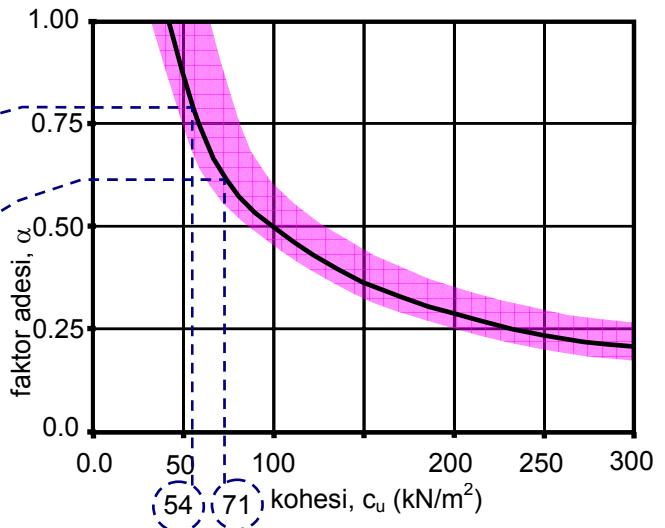
Nilai faktor adesi, α

Lapisan 1, $c = 5.5 \text{ t/m}^2 \times 9.81 \text{ m/dt}^2$
 $= 54 \text{ kN/m}^2$

didapat faktor adesi, $\alpha = 0.80$

Lapisan 2, $c = 7.2 \text{ t/m}^2 \times 9.81 \text{ m/dt}^2$
 $= 71 \text{ kN/m}^2$

didapat faktor adesi, $\alpha = 0.62$



Gambar K5.2.3. Nilai faktor adesi

Luas bidang kontak, A_s

Lapisan-1

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \pi B_1 \cdot L_1 \\ &= \pi \times 0.4m \times 3m \\ &= 3.77 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

dan

Lapisan- 2

$$\begin{aligned} A_{s2} &= \pi B_2 \cdot L_2 \\ &= \pi \times 0.4m \times 5m \\ &= 6.28 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Tahanan sisi, q_s

Lapisan-1

$$\begin{aligned} q_{s1} &= \alpha_1 c_1 \\ &= 0.8 \times 5.5 \text{ t/m}^2 \\ &= 4.4 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

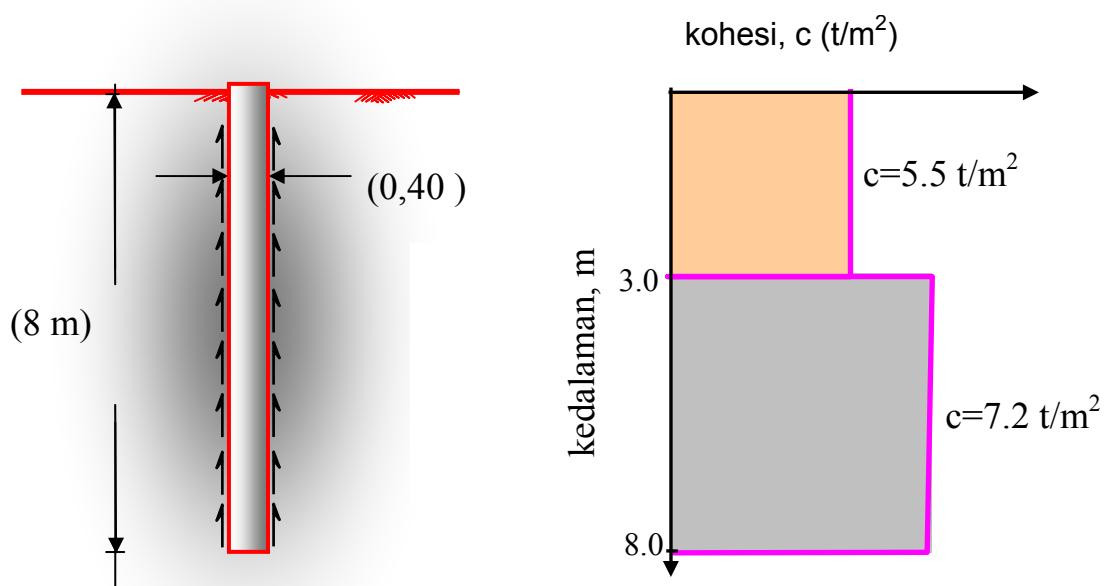
dan

Lapisan- 2

$$\begin{aligned} q_{s2} &= \alpha_2 c_2 \\ &= 0.62 \times 7.2 \text{ t/m}^2 \\ &= 4.464 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas daya dukung sisi, Q_s

$$\begin{aligned}
 Q_s &= \sum A_s q_s \\
 &= (A_s q_s)_{\text{lapisan-1}} + (A_s q_s)_{\text{lapisan-2}} \\
 &= (3.77 \text{ m}^2) (4.4 \text{ t/m}^2) + (6.28 \text{ m}^2) (4.464 \text{ t/m}^2) \\
 &= 16.6 \text{ ton} + 28.0 \text{ ton} \\
 &= \mathbf{44.6 \text{ ton}}
 \end{aligned}$$



Gambar K5.2.4 Tahanan sisi pada lapisan lempung dengan metoda α

Kapasitas daya dukung tiap tiang, Q_u

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 9.2 \text{ ton} + 44.6 \text{ ton} \\
 &= \mathbf{53.8 \text{ ton}}
 \end{aligned}$$

2. Daya dukung grup tiang:

Prosedur yang digunakan seperti dijelaskan sebelumnya. Namun sebelumnya harus ditentukan dahulu dimensi dari grup tiang yaitu untuk kedalamam grup $L_g = L = 8 \text{ m}$ dengan spasi, $S_n=S_m = 1 \text{ m}$, jumlah tiang memanjang, $m = 4$ dan jumlah melebar, $n = 3$, maka:

Lebar grup, B_g

$$B_g = (n-1)S_n + B$$

5.4.a

$$= (3 - 1) 1\text{m} + 0.4\text{m}$$

$$= 2.4 \text{ m}$$

dan, **panjang grup, L_g**

$$L_g = (m-1)S_m + B$$

5.4.b

$$= (4 - 1) 1\text{m} + 0.4\text{m}$$

$$= 3.4 \text{ m}$$

a. Tentukan nilai effisiensi tahanan ujung, $E_{g,p}$ (Persamaan 5.7),

$$E_{g,p} = \frac{B_g L_g}{m n A_p}$$

5.7

$$E_{g,p} = \frac{(2.4\text{m})(3.4\text{m})}{(4)(3)(0.12566 \text{ m}^2)}$$

$$= \frac{8.16}{1.50792} = 5.41 > 1, \text{ maka diambil nilai, } E_{g,p} = 1$$

b. Tentukan nilai effisiensi tahanan sisi, $E_{g,s}$ (Persamaan 5.10), dengan keliling tiang tunggal adalah $\Theta = \pi B = \pi (0.4\text{m})$

$$E_{g,s} = \frac{2(B_g + L_g)}{m n \Theta}$$

5.10

$$E_{g,s} = \frac{2(2.4m + 3.4m)}{(4)(3)(\pi \times 0.4 m)}$$

$$= \frac{11.6}{15.08} = 0.77 < 1, \text{ maka diambil nilai, } E_{g,s} = 0.77$$

c. Hitung tahanan ujung, Q_p untuk masing-masing tiang (Lihat solusi no.1 kasus ini).

$$Q_p = \mathbf{9.2 \text{ ton}}$$

d. Hitung tahanan sisi, Q_s untuk masing-masing tiang (Lihat solusi no. 1 kasus ini).

$$Q_s = \mathbf{44.6 \text{ ton}}$$

e. Menentukan tahanan ujung dan tahanan sisi sebagai berikut:

$$Q_{p,\text{grup}} = E_{g,p} \times Q_p(m \times n)$$

$$= 1 \times (9.2 \text{ ton}) (3) (4)$$

$$= 110.40 \text{ ton}$$

$$Q_{s,\text{grup}} = E_{g,s} \times Q_s(m \times n)$$

$$= 0.77 \times (44.6 \text{ ton}) (3) (4)$$

$$= 412.10 \text{ ton}$$

f. Nilai kapasitas daya dukung total adalah penjumlahan dari keduanya, yaitu:

$$Q_{u,\text{grup}} = Q_{p,\text{grup}} + Q_{s,\text{grup}}$$

$$= 110.4 \text{ ton} + 412.1 \text{ ton}$$

$$= \mathbf{522.5 \text{ ton}}$$

3. Spasi yang memberikan nilai effisiensi 100% ditentukan dengan menetapkan nilai dimensi lebar dan panjang grup dalam satuan spasi, S yaitu :

Lebar grup, B_g

$$B_g = (n-1)S_n + B$$

5.4.a

$$= (3 - 1) S + 0.4m$$

$$= 2S + 0.4 m$$

dan, **panjang grup**, L_g

$$L_g = (m-1)S_m + B$$

5.4.b

$$= (4 - 1) S + 0.4m$$

$$= 3S + 0.4 m$$

- a. Tentukan nilai spasi antar tiang, S untuk menghasilkan harga effisiensi tahanan ujung, $E_{g,p} = 100\%$ (Persamaan 5.7),

$$E_{g,p} = \frac{B_g L_g}{m n A_p}$$

5.7

atau:

$$m n A_p = B_g L_g$$

$$(4)(3)(1/4 \cdot \pi \cdot (0.4 m)^2) = (2S + 0.4 m)(3S + 0.4 m)$$

$$(1.51 m^2) = (6S^2 + 2S + 0.16m^2)$$

$$\text{diperoleh } S = 0.243 \text{ m} < (B=0.4m)$$

Nilai diatas tidak mungkin dilaksanakan mengingat $S < B$

- b. Tentukan nilai spasi antar tiang, S untuk menghasilkan harga effisiensi tahanan sisi, $E_{g,s} = 100\%$, maka:

$$E_{g,s} = \frac{2(B_g + L_g)}{m n \Theta}$$

5.10

atau:

$$m n \Theta = 2(B_g + L_g)$$

$$(4)(3)(\pi \cdot (0.4 m)) = 2[(2S + 0.4 m) + (3S + 0.4 m)]$$

$$\mathbf{15.08 \text{ m} = 10S + 1.6 \text{ m}}$$

$$\text{diperoleh } S = 1.348 \text{ m} > (B=0.4m)$$

Nilai $S=1.35m$ dipakai untuk mendapatkan effisiensi 100%

Diskusi

Untuk menentukan nilai **effisiensi end bearing piles** yaitu dengan membandingkan luas ujung tiang tunggal dengan grup tiang, maka untuk pondasi persegi akan diperoleh nilai spasi yang sama dengan lebarnya. Artinya effisiensi grup tiang yang terdiri dari end bearing pile, **akan bernilai 1 (atau 100%)**. Sedangkan dengan untuk friction piles, rumusan berikut dapat digunakan.

Untuk nilai effisiensi tertentu, spasi yang diperlukan bernali:

$$S_{(Eg\%)} = \frac{(E_{g,s})m n \Theta - 4B}{2n + 2m - 4} \quad 5.12$$

dan untuk mencapai nilai effisiensi 100%, dapat dilakukan dengan memberikan spasi antar tiang sebagai berikut:

$$S_{(100\%)} = \frac{m n \Theta - 4B}{2n + 2m - 4} \quad 5.13$$

Dengan menurunkan kembali persamaan 5.10, maka dapat dituliskan nilai effisiensi dari kelompok tiang yang melayang (floating piles, friction piles) adalah:

$$E_{g,s} = \frac{2 S (n + m - 2) + 4B}{m n \Theta} \quad 5.10.a$$

Untuk kasus friction piles, apabila dikarenakan susunan tiang yang sedemikian rupa sehingga tidak dapat ditentukan panjang dan lebar dari grup tiang (B_g dan L_g), maka nilai effisiensi dapat ditentukan dengan membandingkan luas bidang terluar grup tersebut dengan jumlah keseluruhan luas sisi tiang. Hal tersebut dapat dituliskan sebagai:

$$E_{g,s} = \frac{\text{Luas sisi luar grup tiang}}{m n \Theta} \quad 5.14$$

Sedangkan untuk kasus end bearing piles, nilai effisiensi dari grup tiang sangat tergantung dari daerah yang dipengaruhi oleh mekanisme transfer beban didasar pondasi. Sehingga, propertis tanah harus dilibatkan dalam menentukan effisiensinya.

5.2. Distribusi beban tiap tiang dalam grup tiang

Beban yang diterima oleh masing-masing tiang dalam satu grup tiang dapat bernilai sama ataupun berbeda tergantung dari kekakuan kepala tiang, jaraknya dari titik kerja beban dan jenis beban yang bekerja. Pada saat beban luar bekerja pada sebuah grup tiang, maka masing-masing tiang dalam grup tersebut akan menerima dan menahan sebagian beban yang bekerja. Dengan menganggap kepala tiang (poer / pile cap) mempunyai kekakuan yang sangat besar, pembagian beban luar kepada setiap tiang dapat didistribusikan seperti penjelasan berikut:

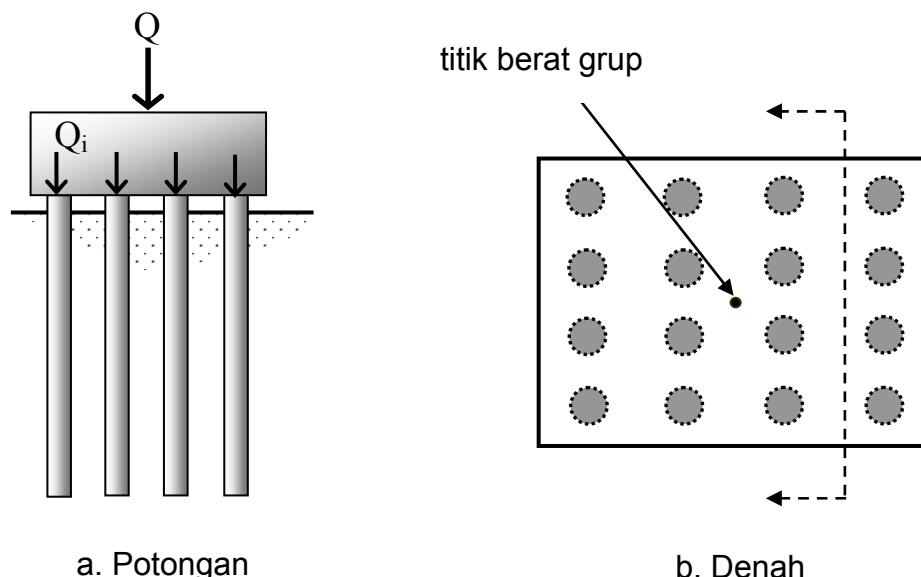
a. Beban terpusat, Q yang sentris

Bila hanya beban terpusat saja yang bekerja di titik berat yang membagi tiang dalam jumlah yang sama, maka beban yang diterima masing-masing tiang adalah sama, yaitu:

$$Q_i = \frac{Q}{N}$$

5.15

dimana Q_i = beban tiap tiang (lihar Gambar 5.6)
 Q = beban luar yang bekerja
 N = jumlah tiang dalam grup



Gambar 5.6. Beban terpusat pada grup tiang

b. Beban momen (M_x dan/atau M_y)

Bila beban yang bekerja berupa momen di titik berat grup, maka beban yang diterima masing-masing tiang dapat ditentukan dengan membaginya sama rata kepada setiap tiang yang sebanding dengan jaraknya. Pembagian ini dapat ditentukan dengan menganggap reaksi (beban tiap tiang) masing-masing berbanding lurus dengan jaraknya dari titik berat grup tiang dan penjumlahannya menghasilkan momen yang sama dengan beban luar, yaitu:

$$M_x = \sum_{i=1}^N Q_i y_i$$

5.16

dan

$$Q_i = \frac{y_i}{\sum_{i=1}^N y_i} Q_{y+1}$$

5.17

dimana Q_i = beban tiang dalam baris ke-i (lihar Gambar 5.7)

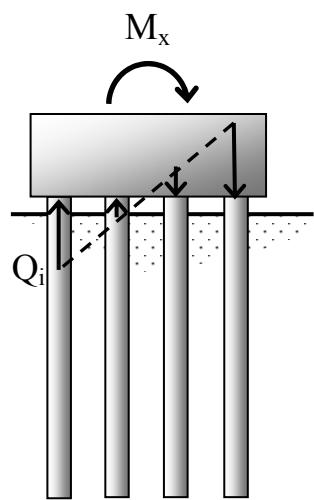
M_x = momen yang bekerja (memutar sumbu x , dibidang sejajar sumbu y)

y_i = jarak tiang ke-i terhadap titik berat grup (dapat bernilai + atau -)

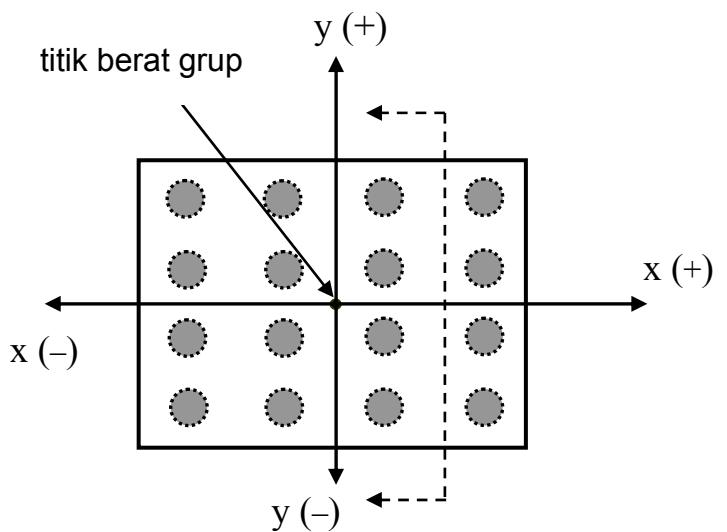
Sehingga beban kerja pada masing-masing (setiap) tiang menjadi:

$$Q_i = \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^N (y_i)^2}$$

5.18



a. Potongan



b. Denah

Gambar 5.7. Momen bekerja pada grup tiang

c. Beban terpusat Q dan momen M_x serta M_y

Untuk beban yang bekerja berupa beban luar terpusat, Q dan momen-momen di titik berat grup, maka beban yang diterima masing-masing tiang dapat ditentukan dengan membaginya sama rata kepada setiap tiang yang sebanding dengan jaraknya. Cara pembagian ini serupa dengan cara sebelumnya sehingga menghasilkan beban-beban tiap tiang menjadi:

$$Q_i = \frac{Q}{N} + \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^N (y_i)^2} + \frac{M_y x_i}{\sum_{i=1}^N (x_i)^2} \quad 5.19$$

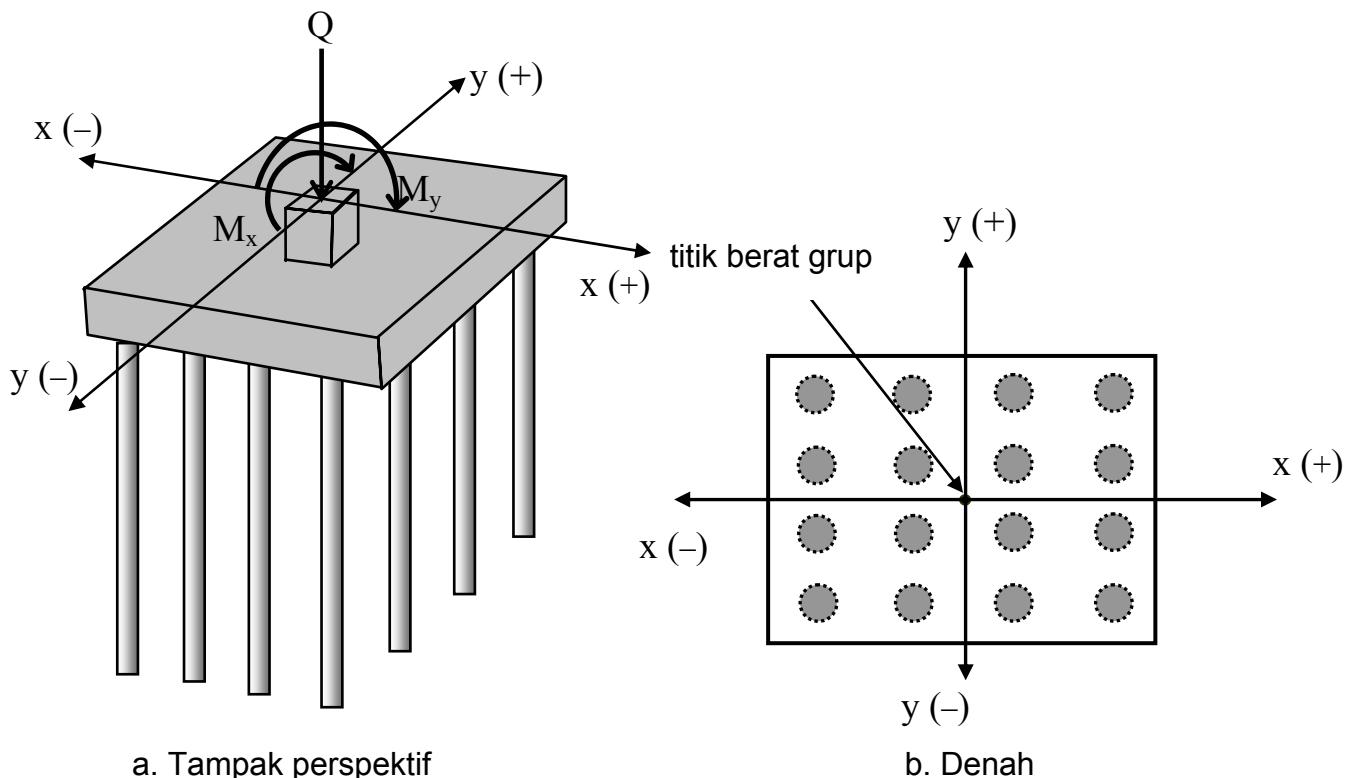
dimana Q_i = beban tiap tiang ke-i (lihar Gambar 5.8)

M_x = momen yang bekerja memutar sumbu x (dibidang sejajar sumbu y)

y_i = koordinat y tiang ke-i terhadap titik berat grup (dapat bernilai + atau -)

M_y = momen yang bekerja memutar sumbu y (dibidang sejajar sumbu x)

x_i = koordinat x tiang ke-i terhadap titik berat grup (dapat bernilai + atau -)



Gambar 5.8 Beban terpusat dan momen-momen

d. Beban terpusat, Q yang tidak sentris

Bila beban terpusat yang bekerja tidak pada titik berat grup, maka harus diperhitungkan momen akibat beban tidak sentris (eksentrisk) tersebut sebesar beban dikalikan jaraknya (terhadap sumbu x dan sumbu y) dari titik berat, yaitu:

$$M_x = Q e_y$$

5.20.a

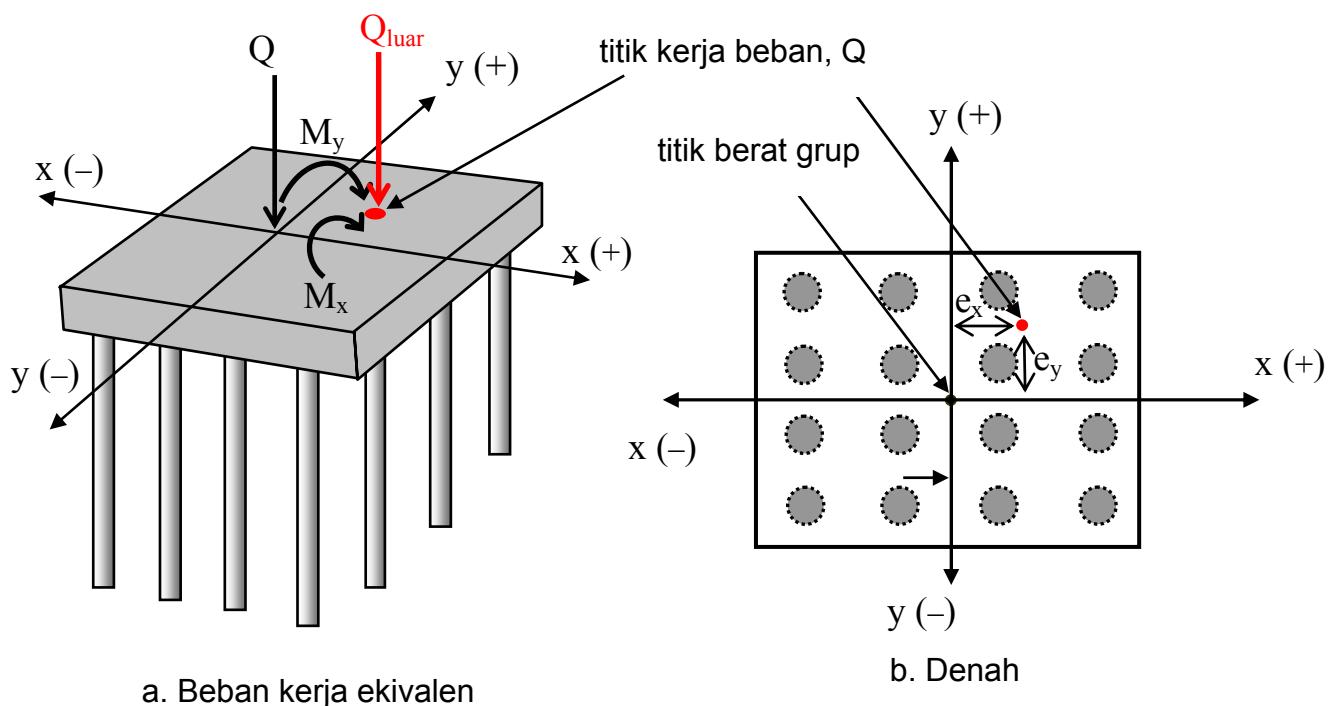
dan

$$M_y = Q e_x$$

5.20.b

dimana Q adalah beban luar terpusat tidak sentris
 M_x dan M_y = momen (memutar sumbu x dan sumbu y)
 e_x dan e_y = jarak beban Q ke titik berat grup (lihar Gambar 5.9)

Selanjutnya pembagian beban pada tiap tiang dapat mengikuti aturan perhitungan sebelumnya (persamaan 5.19).

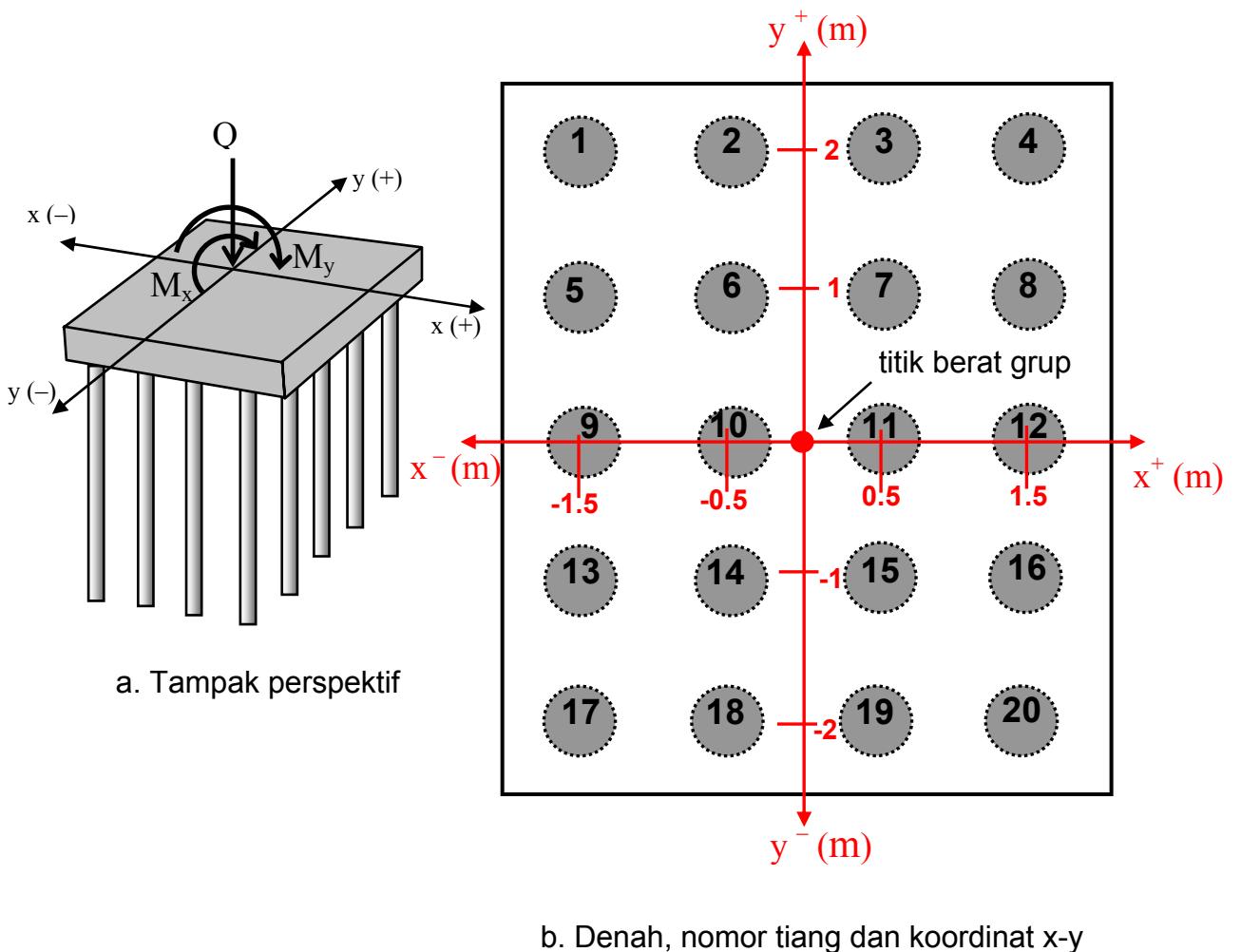


Gambar 5.9 Beban terpusat tidak sentris

Contoh Kasus 5.3. (Beban Q, M_x dan M_y pada grup tiang)

Sebuah grup tiang yang terdiri dari 4 baris arah-x dan 5 baris arah-y dengan diameter tiang 30 cm dan jarak pusat ke pusat (spasi) antar tiang sebesar 1.0 m. Grup tiang tersebut mendukung beban terpusat, Q sebesar 250 ton dengan momen arah-x, M_x sebesar 300 ton-meter dan momen arah-y, M_y sebesar 200 ton-meter (Gambar K.5.3.1). Dari kasus ini, perkiraikan:

1. Beban terpusat yang bekerja pada masing-masing tiang tunggal
2. Tentukan beban tiang maksimum dan minimum



Gambar K.5.3.1 Beban kerja pada tiap tiang

Rumusan yang digunakan:

$$Q_i = \frac{Q}{N} + \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^N (y_i)^2} + \frac{M_y x_i}{\sum_{i=1}^N (x_i)^2}$$

5.19

Solusi:

1. Beban kerja terpusat pada tiap tiang dalam grup:

Untuk menyelesaikan kasus diatas, maka tahapan penggerjaan dilakukan sebagai berikut:

- tiap-tiap tiang diberi nomor (seperti pada Gambar K.5.3.1 b) .
- tentukan titik berat (titik kerja grup tiang).
- tentukan koordinatnya dengan pusat koordinat berada pada titik berat dari grup tiang tersebut (seperti ditampilkan pada Gambar K.5.3.1 (a) diatas). Misalnya: tiang no. 1 mempunyai nilai $x=-1.5$ dan $y=2.0$ (dalam satuan meter).
- Menentukan nilai-nilai yang diperlukan untuk dihitung dalam rumus.

Selanjutnya, penyelesaian untuk menghitung beban kerja masing-masing tiang dituliskan dalam Tabel K.5.3.1. berikut:

Tabel K.5.3.1. Beban kerja pada masing-masing tiang

No tiang	Koord. (m)		Kwadrat koord. (m^2)		Q/N (ton)	$M_x \cdot y_i / (\sum y_i^2)$ (ton)	$M_y \cdot x_i / (\sum x_i^2)$ (ton)	Q _i (ton)
	x _i	y _i	x _i ²	y _i ²				
1	-1.5	2.0	2.3	4.0	12.5	15.0	-12.0	15.5
2	-0.5	2.0	0.3	4.0	12.5	15.0	-4.0	23.5
3	0.5	2.0	0.3	4.0	12.5	15.0	4.0	31.5
4	1.5	2.0	2.3	4.0	12.5	15.0	12.0	39.5
5	-1.5	1.0	2.3	1.0	12.5	7.5	-12.0	8.0
6	-0.5	1.0	0.3	1.0	12.5	7.5	-4.0	16.0
7	0.5	1.0	0.3	1.0	12.5	7.5	4.0	24.0
8	1.5	1.0	2.3	1.0	12.5	7.5	12.0	32.0
9	-1.5	0.0	2.3	0.0	12.5	0.0	-12.0	0.5
10	-0.5	0.0	0.3	0.0	12.5	0.0	-4.0	8.5
11	0.5	0.0	0.3	0.0	12.5	0.0	4.0	16.5
12	1.5	0.0	2.3	0.0	12.5	0.0	12.0	24.5
13	-1.5	-1.0	2.3	1.0	12.5	-7.5	-12.0	-7.0
14	-0.5	-1.0	0.3	1.0	12.5	-7.5	-4.0	1.0
15	0.5	-1.0	0.3	1.0	12.5	-7.5	4.0	9.0
16	1.5	-1.0	2.3	1.0	12.5	-7.5	12.0	17.0
17	-1.5	-2.0	2.3	4.0	12.5	-15.0	-12.0	-14.5
18	-0.5	-2.0	0.3	4.0	12.5	-15.0	-4.0	-6.5
19	0.5	-2.0	0.3	4.0	12.5	-15.0	4.0	1.5
20	1.5	-2.0	2.3	4.0	12.5	-15.0	12.0	9.5
N=20			$\Sigma x_i^2 = 25.0$	$\Sigma y_i^2 = 40.0$				

2. Beban kerja maximum dan minimum:

Beban maximum sebesar $Q = 39.5$ ton (tekan) bekerja pada tiang nomor 4.

Beban minimum sebesar $Q = -14.5$ ton (tarik) bekerja pada tiang nomor 17.

(Nilai minimum menunjukkan bahwa akibat beban vertikal dan momen yang bekerja secara bersamaan, tiap tersebut tertarik / tercabut. Sehingga daya dukung yang harus diperhitungkan adalah daya dukung friksi ($Q_{s,tiang}$) saja dari tiang tersebut.)

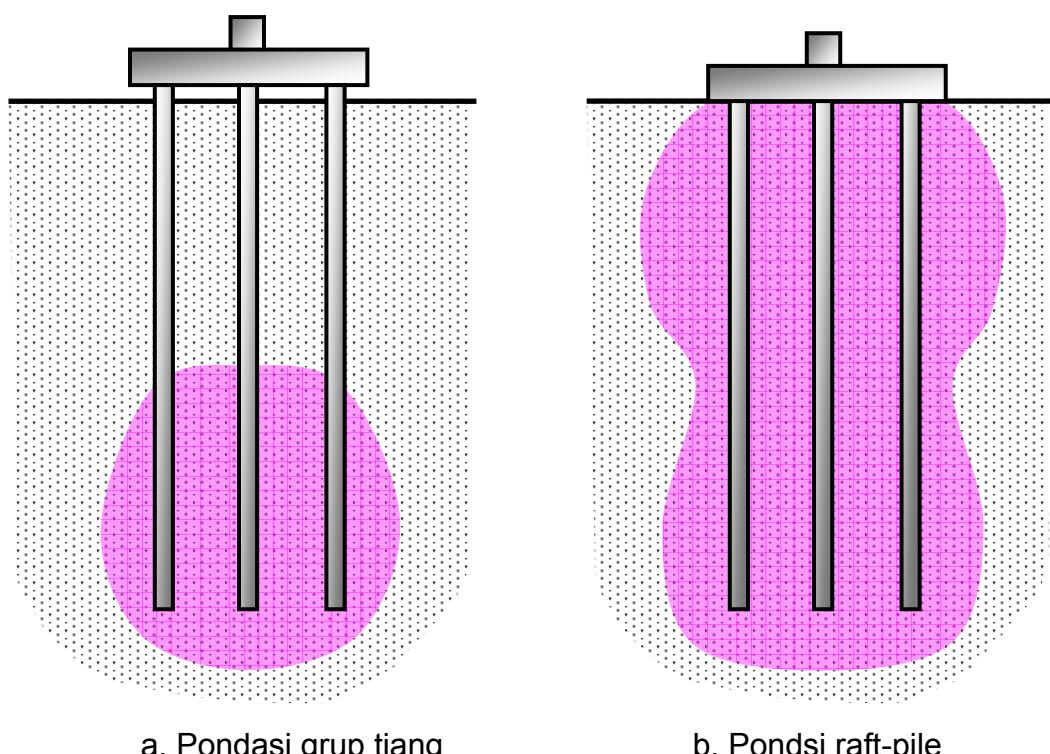
5.3. Pondasi Raft-pile

Pondasi raft-pile adalah merupakan sistem perpaduan antara sejumlah pondasi tiang dengan pondasi raft yang bekerja secara satu kesatuan dan bersamaan. Pondasi raft pile (dapat disebut tiang rakit) biasanya merupakan pondasi melayang (floating foundation) yang dapat digunakan untuk mendukung beban-beban bangunan pada deposit tanah lunak.

Dalam hal mendukung beban, perbedaan antara pondasi raft-pile dengan pondasi tiang grup biasa adalah pada mekanisme penyaluran beban. Pada pondasi grup tiang, beban dari kolom disebarluaskan oleh kepala tiang (poer, pile cap) keseluruhan tiang-tiang dibawahnya dan selanjutnya masing-masing tiang (sistem interaksi tiang-tanah) menahan beban kerja yang disalurkan padanya. Sedangkan pada pondasi raft-pile, beban (dari kolom, misalnya) disalurkan langsung kedalam tanah melalui kontak antara raft (pile cap) dan tiang-tiang secara bersamaan.

Beberapa pondasi tiang grup juga dapat dikategorikan kedalam pondasi raft-pile apabila memenuhi beberapa kriteria berikut:

1. Pondasi tiang merupakan friction piles (floating piles) dengan daya dukung teoritis ujung tidak lebih dari dua kali daya dukung sisinya.
2. Kepala tiang (poer) dicetak langsung diatas tanah asli atau tanah timbunan yang dipadatkan. Dengan demikian dapat diyakini akan terjadi kontak langsung dan tidak ada gap (ruang kosong) antara poer dengan tanah dibawahnya.
3. Kedalaman (panjang tiang) sebaiknya kurang dari empat kali lebar kepala tiang (poer) dengan spasi tidak kurang dari tiga kali diameter tiang.



Gambar 5.10 Tegangan dibawah sistem raf-pile

Pada bagian terdahulu telah dijelaskan bahwa apabila sebuah kelompok tiang dibuat dengan menggabungkan beberapa tiang menggunakan kepala tiang (poer), maka besarnya kapasitas daya dukung kelompok tiang tersebut belum tentu sama dengan jumlah daya dukung dari tiap-tiap tiang yang tergabung dalam kelompok tiang. Pengaruh adanya ikatan yang menyatukan tiap-tiap tiang timbul sebagai effek yang mengakibatkan perbedaan besarnya daya dukung tersebut yang dikenal dengan effisiensi kelompok tiang. Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan pada masa yang lalu, beberapa saran untuk menggunakan beberapa formula untuk mengestimasi effisiensi dari kelompok tiang yang diusulkan telah rangkum oleh beberapa pengarang seperti dalam Das (1990), Bowles (1988) dan Hunt (1986).

Pada bagian ini, effek yang diberikan oleh masing-masing tiang dan raft (atau kepala tiang pada grup tiang) terhadap daya dukung dari sistem pondasi akan dibahas. Formulasi mirip dengan effisiensi kelompok tiang bagaimanapun tetap digunakan untuk menjelaskan sumbangannya dari masing-masing komponen sistem pondasi terhadap daya dukung total. Selanjutnya dengan menggunakan rumusan yang ada, tahapan perhitungan daya dukung total sistem tiang-rakit melayang pada tanah lunak disampaikan pada bagian akhir dari tulisan ini.

Davis and Poulos (1972) mengajukan metoda analisis dan disain sistem pondasi raft-pile. Namun metoda yang diajukan lebih didasarkan pada analisis kelompok tiang dan bukan berdasarkan perilaku dari system tersebut. Sehingga, formula yang disampaikan tidak cukup dapat menggambarkan perilaku dari sistem pondasi tersebut.

Sejauh ini, formula dalam perhitungan effisiensi kelompok tiang belum memperhitungkan pengaruh dari kepala tiang itu sendiri. Padahal, pengaruh kepala tiang pada kelompok tiang merupakan peran yang sangat menentukan. Walaupun pada kenyataannya, kepala kelompok tiang (poer) terletak langsung pada tanah pendukung, effek dari kepala tiang dalam menyebarluaskan beban selalu diabaikan. Sebagai contoh Bowles (1988) menyarankan perhitungan daya dukung kelompok tiang pada tanah batuan sebagai penjumlahan dari blok kelompok tiang yang menahan beban pada sisinya dan pada ujung blok serta tidak menyarankan penggunaan penjumlahan dari masing-masing tiang. Sedangkan Das (1990) merekomendasikan nilai terendah dari kedua cara tersebut untuk digunakan sebagai daya dukung dari kelompok tiang.

Perhitungan beban total dengan mempertimbangkan kontribusi dari kepala tiang telah dilakukan dengan menggunakan simulasi numerik oleh Valliappan et al (1999). Kelompok tiang dengan pengaruh dari kepala tiang dalam mentransfer beban ke dalam tanah pendukung selanjutnya didefinisikan sebagai pondasi tiang-rakit (raft-pile foundation). Dalam studi tersebut, sistem tiang-rakit dimodelkan sebagai material yang solid sehingga sumbangannya dari masing-masing bagian baik tiang maupun kepala pondasi tidak dapat dijelaskan. Padahal dalam kenyataannya, kelompok tiang terdiri dari tiang-tiang dan kepala tiang yang masing-masing mempunyai kontribusi tersendiri dalam bentuk daya dukung individual.

Pondasi tiang-rakit biasanya direncanakan untuk mendukung beban pada tanah lunak dengan ujung tiang tidak mencapai lapisan tanah keras. Dengan kondisi tersebut, maka pondasi tiang bersamaan dengan pondasi rakit diatasnya akan bekerja bersamaan untuk mentransfer beban kedalam tanah. Pada bagian berikut akan dijelaskan mengenai estimasi

daya dukung pondasi tiang-rakit dan beberapa hasil percobaan dari model pondasi tiang-rakit.

5.3.1. Daya dukung rakit

Definisi pondasi rakit (raft foundation) adalah pondasi telapak persegi yang dibuat pada tanah lunak sehingga seolah-olah melayang bagaikan sebuah rakit. Untuk sebuah pondasi rakit yang ditanam dangkal pada lapisan tanah lunak, bentuk dari keruntuhan dari tanah lunak tersebut tidak akan menggembung keluar dari permukaan tanah tersebut melainkan cekung kedalam. Bentuk dari keruntuhan semacam itu dapat dikenal sebagai keruntuhan jeblok (punch failure). Metoda klasik turunan Terzaghi telah membeberkan secara komprehensif teori untuk mengevaluasi kapasitas daya dukung pondasi dangkal yang dapat digunakan untuk mengestimasi daya dukung pondasi rakit pada tanah lunak. Pada bagian ini, sebahagian dari teori tersebut digunakan untuk mengestimasi daya dukung dari pondasi rakit pada tanah lunak.

Bentuk umum dari kapasitas daya dukung batas (ultimate load capacity) pada tanah lempung dapat dituliskan dalam bentuk berikut:

$$Q_u = A_b F_t c_u N_c^*$$

5.20

dimana c_u adalah kohesi kondisi undrained pada tanah dibawah dasar pondasi, A_b adalah luas penampang dasar pondasi dan N_c^* adalah faktor kapasitas daya dukung yang nilainya bervariasi tergantung dari sudut geser dalam tanah. Faktor kapasitas daya dukung untuk tanah lempung lunak dalam kondisi pembebanan undraened dengan sudut geser dalam tanah sama dengan nol, nilai N_c^* adalah 5,14 (berdasarkan metoda Meyerhof). F_t adalah faktor yang mengexpresikan tipe dari keruntuhan geser tanah pendukung dibawah pondasi. Untuk pondasi berbentuk bujursangkar dengan jenis keruntuhan geser yang umum yang terjadi pada tanah padat, nilai tersebut adalah 1,3 dan untuk keruntuhan geser lokal nilainya adalah 0,867. Untuk keruntuhan jeblok (punch failure seperti pada tanah lempung lunak), nilai F_t tersebut mestinya berkurang dari harga-harga diatas nilainya menjadi 0,45 (Hakam dkk, 2005). Pada bagian akhir dari tulisan ini akan diperkirakan nilai tersebut berdasarkan hasil tes yang telah dilakukan.

5.3.2. Daya dukung tiang melayang

Dalam beberapa kasus yang terjadi, kapasitas daya dukung dari sebuah pondasi tiang yang tertanam dalam tanah adalah merupakan kombinasi dari dukung pada ujung tiang dan dukungan akibat tahanan gesek disepanjang sisi tiang yang tertanam. Perhitungan kapasitas daya dukung dari pondasi telah dikembangkan dengan menggunakan formula yang mirip dengan formula Terzaghi dan dengan menggunakan parameter kuat geser tanah yang sama.

Untuk tanah lempung jenuh tak terdraenase dengan sudut geser dalam tanah sama dengan nol, daya dukung batas dari ujung tiang adalah:

$$Q_P = A_P c_{u(p)} N_c$$

5.21

dengan $c_{u(p)}$ adalah kohesi tanah tak terdraenase pada ujung tiang, A_P adalah luas penampang ujung tiang dan N_c adalah faktor daya dukung ujung. Nilai N_c dapat diambil sebesar 9 untuk metoda Meyerhof dan 5,7 untuk metoda Janbu.

Selanjutnya total tahanan geser sepanjang tiang dapat dihitung dengan menjumlahkan unit tahanan tiang, f tiap bagian panjang ΔL sebagai:

$$Q_S = \sum (f \Theta \Delta L)$$

5.22

dengan Θ adalah keliling tiang untuk bagian/selang panjang tiang ΔL . Untuk keperluan perencanaan praktis, kapasitas daya dukung batas selanjutnya dibagi dengan faktor keamanan, SF, bernilai 1.5 hingga 4.0.

Nilai unit tahanan geser f yang disumbangkan oleh interaksi tanah dengan sisi tiang sepanjang penanaman dapat dihitung dengan menggunakan beberapa formula yang tersedia. Metoda-metoda yang diberikan umumnya mengasumsikan adanya tahanan geser diakibatkan tekanan pasif tanah sepanjang sisi tiang. Untuk metoda yang menggunakan nilai c_u , unit tahanan geser sisi tiang per satuan luas sisi tiang dapat ditentukan dengan (Metoda λ) sebagai berikut (Vijayvergiya dan Focht, 1972);

$$f = \lambda(\sigma_v' + 2c_u)$$

5.23

dimana λ adalah faktor empiris dengan nilai antara 0.5 pada permukaan dan secara berangsur berkurang menjadi 0.4 untuk kedalaman penetrasi 3 m, 0.3 untuk 7m, 0.2 untuk 16 m dan 0.12 untuk 40 m atau lebih.

Unit tahanan geser tiap satuan panjang dari tiang dapat pula diekspresikan dengan menggunakan faktor adesi (Metoda α) antara tiang dan tanah dengan persamaan sebagai berikut:

$$f = \alpha c_u$$

5.24

dimana α adalah faktor adesi empiris. Nilai α berada pada rentang 1 untuk $c_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$, kemudian secara berangsung berkurang menjadi 0.5 untuk $c_u = 100 \text{ kN/m}^2$ dan menjadi 0.25 untuk $c_u \geq 250 \text{ kN/m}^2$.

5.3.3. Uji model pondasi tiang-rakit

a. Pengujian laboratorium

Sejumlah model tiang-rakit terbuat dari kayu dan beton telah digunakan sebagai model uji pondasi raft-pile di laboratorium. Tanah yang digunakan adalah tanah lempung berlanau (50 % lempung, 49 % lanau and 1 % pasir). Meskipun bahan pembuat model pondasi memiliki kekakuan lebih besar dibandingkan dengan kekakuan tanah, namun perilaku dari sistem sangat ditentukan dari perilaku interaksi tanah dengan pondasi sebagai satu kesatuan. Model pondasi yang digunakan berukuran panjang 30 cm dengan diameter 1.5 cm. Kedalam kelompok tiang dibuat sama dengan 5 kali diameter dari pondasi tiang. Ukuran telapak yang terbuat dari kayu adalah 5 cm x 15 cm sedangkan yang terbuat dari beton adalah 15 cm x 15 cm dengan masing-masing memiliki ketebalan 2 cm.

Tabel 5.1. Parameter tanah

No.	parameter	nilai	satuan
1	Kadar air	90.65	%
2	Berat volume	1.46	ton/m ³
3	Specific gravity	2.69	-
4	Plastic index	25.92	%
5	q _u	0.024	kg/cm ²

Prosedur pengujian dilakukan dengan tahapan berikut. Pertama, model pondasi tiang ditanamkan kedalam tanah satu per satu. Kemudian beban diberikan pada masing-masing kepala tiang dan tiap-tiap perpindahan dan beban dicatat selama pemberian beban. Pembebanan dihentikan setelah nilai pertambahan beban relatif tidak signifikan dibandingkan dengan pertambahan penurunan dari tiang. Selanjutnya kurva beban-perpindahan dari masing-masing tiang dapat digambarkan dan kapasitas beban batasnya dapat ditentukan. Tahap berikutnya adalah pengujian kelompok tiang, pelat dan raft-pile dengan cara yang sama.

Pada tabel 5.2 dicantumkan nilai-nilai beban maksimum dan perpindahan dari masing-masing tipikal model uji untuk material kayu. Dari tabel tersebut dapat dilihat bahwa nilai beban maksimum sistem tiang-rakit lebih besar dibandingkan sistem kelompok tiang. Jika dibandingkan dengan penjumlahan dari nilai individu tiang-tiang ditambah dengan pelat, nilai beban maksimum dari sistem tiang-rakit juga lebih besar. Atau dapat dikatakan bahwa nilai kombinasi dukungan dari sistem tiang-rakit bernilai lebih besar dari 100% (yaitu berkisar 130% dibanding penjumlahan beban dukung tiang-tiang saja).

Tabel 5.2. ResUME dari hasil test sistem 2x1 tiang-rakit

Model :	tiang (1 + 2)	kelompok tiang	tapak (rakit)	tiang + rakit	sistem tiang-rakit
P max. (unit)	46,5	42,5	6,9	51,5	60,4
Ratio terhadap tiang (1+2) (%)	100	91	15	111	130
Penurunan max (0.01 mm)	100	110	200	170	220

Pada tabel 5.3 diperlihatkan nilai-nilai maksimum dari pengujian laboratorium untuk model 2x2 tiang-rakit. Dapat dilihat bahwa nilai beban maksimum untuk sistem tiang-rakit adalah terbesar dibandingkan sistem kelompok tiang maupun penjumlahan dari komponen yang menyumbangkan daya dukung, tiang dan rakit. Bila dibandingkan dengan penjumlahan tiang-tiang, maka nilainya adalah 167 %. Sedangkan telapak sendiri menghasilkan beban sebesar 44 % dibandingkan tiang-tiang.

Tabel 5.3. Resume hasil uji beban sistem 2x2 tiang-rakit.

Model :	tiang (1+2+3+4)	kelompok tiang	telapak (rakit)	tiang + rakit	sistem tiang-rakit
P max. (unit)	81	76	36	117	135
Ratio terhadap tiang (1+2+3+4) %	100	94	44	144	167
Penurunan max (0.01 mm)	100	130	210	210	210

Dari pengujian kasus disini, nilai c_u tepat didasar pondasi adalah $0,012 \text{ kg/cm}^2$, A_p adalah luas penampang dari pondasi dan N_c^* faktor kapasitas beban kapasitas untuk lempung jenuh dengan nilai sudut geser dalam sama dengan nol, dan dapat diambil sebesar 5,14. Dengan menghitung kembali faktor bentuk keruntuhan seperti ditampilkan pada Tabel 5.4, didapat nilai rata-rata dari faktor bentuk keruntuhan F_t sebesar 0.45. Nilai tersebut seperti telah diduga sebelumnya adalah lebih kecil dibanding dengan nilai untuk bentuk keruntuhan geser global maupun local.

Tabel 5.4. Prediksi nilai F_t untuk telapak diatas lempung lunak

Type of Plate	P max		c_u (kg/cm ²)	N_c^*	A_b (cm ²)	F_t
	(unit)	(kg)				
Strip: 15 x 5 cm ²	6.90	1.38	0.012	5.14	75	0.39
Square : 15 x 15 cm ²	36.00	7.20	0.012	5.14	225	0.52

b. Pengujian lapangan

Rangkaian pengujian model test system tiang-rakit di lapangan selanjutnya dilakukan dengan mengadopsi prosedur CRP yang dimodifikasi (Hunt, 1986). Prosedur CRP yang dimodifikasi ini adalah dengan memberikan beban terhadap pondasi dengan pertambahan tetap selama satu menit sedemikian rupa sehingga penurunan yang terjadi tidak melebihi setengah mili tiap pertambahan bebannya.

Rangkaian pengujian model tiang-rakit di lapangan ini terdiri dari dua jenis yaitu model pertama $40\text{cm} \times 40\text{cm}$ raft dengan 4 tiang berdiameter 30 mm dan panjang masing-masing 600 mm serta model kedua $30\text{cm} \times 60\text{cm}$ raft dengan 2 buah tiang berdiameter 70mm sepanjang 1500 mm. Jarak antar tiang dibuat lima kali diameter tiang yang digunakan.

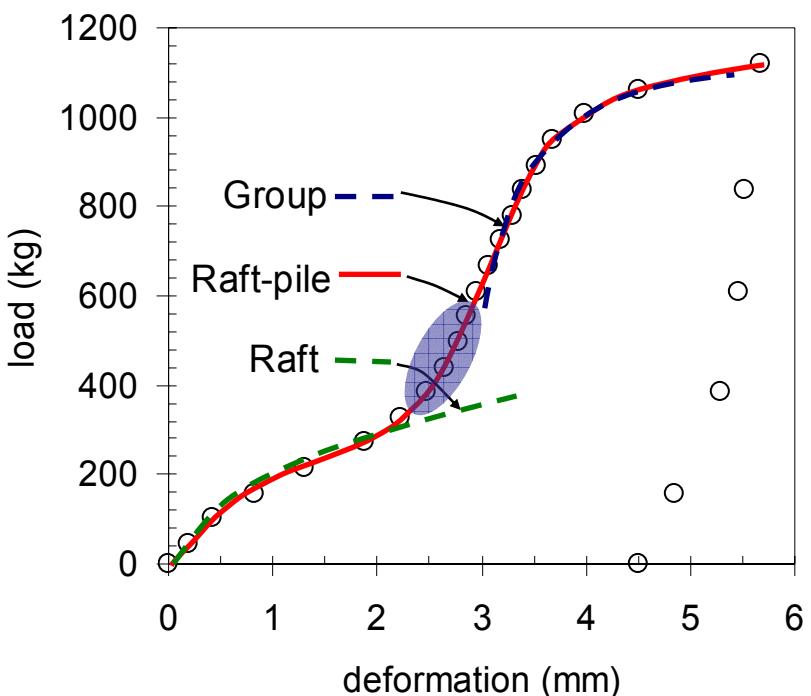
Mengingat pentingnya parameter tanah terhadap keseluruhan system pondasi, maka pengujian terhadap sample tanah di lapangan juga dilakukan dengan hasilnya seperti tercantum dalam table 5.5.

Table 5.5. Properties tanah lapangan

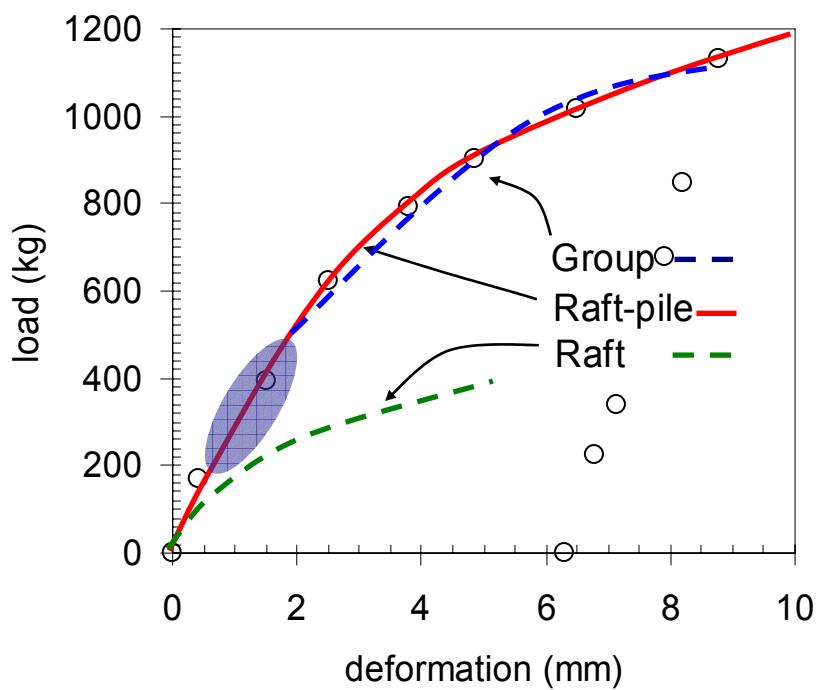
No.	parameter	value	unit
1	Kadar air asli	75.6	%
2	Berat volume	1.71	ton/m ³
3	Specific gravity	2.75	-
4	Plastic index	26	%
6	q_u	0.14	kg/cm ²

Hasil pengujian di lapangan ditampilkan dalam bentuk kurva beban-perpindahan (load-displacement) seperti ditampilkan pada Gambar 5.11 untuk model test pertama dan 5.12 untuk model test kedua. Kurva yang ditunjukkan dari model uji pertama memperlihatkan bahwa terdapat peralihan pada kurva raft-pile. Pada awal pembebahan, kurva beban-perpindahan sistem raft-pile relatif berimpit dengan kurva dari pondasi telapak. Selanjutnya kurva beralih pola pergerakannya dan berhimpit dengan kurva kelompok tiang. Kurva beban-perpindahan sistem raft-pile ini menunjukkan mekanisme transfer beban kedalam tanah oleh sistem tiang-rakit. Hal ini menunjukkan bahwa pada sistem tiang-rakit, elemen rakit menahan beban terlebih dahulu dan selanjutnya secara bersamaan dengan elemen tiang mentransfer beban kedalam tanah.

Pada model uji kedua, meskipun gambaran perubahan peralihan daya dukung pada kurva beban perpindahan tidak sejelas seperti pada model uji pertama, namun masih tampak terdapat peralihan yang masih dapat diamati seperti diambil pada Gambar 5.12. Elemen raft pada sistem cenderung bekerja terlebih dahulu baru diikuti dengan elemen tiang dari sistem tersebut.



Gambar 5.11. Kurva beban perpindahan model raft-pile (model ke-1)



Gambar 5.12. Kurva beban perpindahan model raft-pile (model ke-2)

5.3.4. Effisiensi pondasi tiang-rakit

Jika effisiensi dari sistem tiang-rakit dapat didefinisikan sebagai perbandingan dari penjumlahan aritmatik komponen-komponen yang memberikan kontribusi terhadap sistem, maka effisiensi dari sistem tiang-rakit dapat dituliskan seperti pada persamaan berikut:

$$E_{rp} = \frac{\text{kapasitas sistem tiang - rakit}}{\text{penjumlahan tiang - tiang dan telapak rakit}}$$

5.25

Dengan menggunakan persamaan diatas, maka effisiensi dari sistem tiang rakit pertama di laboratorium adalah:

$$E_{rp} = \frac{60.4}{51.5} = 117\%$$

dimana menghasilkan nilai effesiensi yang lebih besar dari 100%.

Serupa dengan kasus sebelumnya, apabila effisiensi dari sistem ditentukan berdasarkan semua komponen yang turut menahan beban yaitu tiang-tiang dan rakit, maka effisiensi

dari model tes 2x2 di laboratorium menghasilkan nilai effisiensi sebesar 125% yang mana lebih besar dari 100%.

Hasil pengujian beban model uji pertama di lapangan menunjukkan daya dukung sistem raft-pile mencapai 110% dibandingkan dengan daya dukung dari masing-masing element yang menyusun sistem tersebut. Pada rangkaian pengujian lapangan kedua, nilai effisiensi dicapai hingga 104% (masih lebih besar dari 100%).

Dari hasil-hasil percobaan tersebut diatas dan perhitungan nilai effisiensi dari sistem raft-pile, maka dapat dilihat adanya effek penguatan dengan sistem struktur pondasi tiang rakit tersebut. Dalam satu sistem, raft/rakit dan pile/tiang akan bersinergi sehingga memberikan daya dukung yang melebihi jumlah dari masing-masingnya. Dalam aplikasinya, disarankan pengaruh bersinerginya (sinergy impact) dari rakit dan tiang dalam satu sistem raft-pile tidak perlu diperhitungkan. Namun hal itu dikompensasikan dengan mengambil nilai effisiensi sebesar 100%. Dengan kata lain, daya dukung total dari sistem raft-pile adalah penjumlahan dari kapasitas daya dukung raft/rakit ditambahkan dengan penjumlahan kapasitas daya dukung dari tiang-tiang dalam sistem tersebut.

5.3.5. Kapasitas daya dukung total sistem tiang-rakit

Pada bagian terdahulu telah dijabarkan tentang perilaku beban-perpindahan dari sistem tiang-rakit dan bagian-bagian yang membentuknya terhadap beban vertikal. Secara keseluruhan dapat disimpulkan bahwa beban maksimum yang dapat ditahan oleh sistem tiang rakit lebih besar dibandingkan total penjumlahan beban yang dapat ditahan oleh tiang-tiang dan telapak yang memberikan kontribusi terhadap sistem tersebut. Meskipun tiang-tiang memberikan kontribusi terbesar pada sistem tiang-rakit, akan tetapi perilaku beban-perpindahan untuk sistem tersebut lebih mendekati pada perilaku beban-perpindahan telapak.

Effisiensi dari sistem tiang-rakit dapat melampaui nilai lebih dari 100 % (terjadi sinergy impact dalam membentuk satu sistem), akan tetapi untuk keperluan praktis, kapasitas daya dukung sistem tiang-rakit dapat ditentukan dari penjumlahan dari kapasitas masing-masing tiang ditambahkan dengan kapasitas dari rakit diatas tiang.

Selanjutnya, berdasarkan pembahasan diatas, dapat dirumuskan daya dukung total untuk pondasi tiang-rakit yang berada diatas tanah lunak. Estimasi untuk memprediksi nilai daya dukung sistem tiang-rakit dituliskan sebagai berikut:

$$Q_T = Q_R + \sum (Q_P + Q_S)$$

5.26

dimana Q_R adalah kapasitas rakit individu (dalam beberapa kasus dapat disamakan dengan kepala tiang), Q_P dan Q_S kapasitas daya dukung ujung dan sisi tiang tunggal.

Kapasitas daya dukung untuk pondasi rakit bujur sangkar dapat ditentukan seperti pada persamaan 5.20, sebagai:

$$Q_R = A_R F_t c_{uR} N_c^*$$

5.27

dengan A_R adalah luas penampang dasar pondasi rakit, faktor kapasitas beban N_c^* adalah 5,14 dan faktor bentuk keruntuhan untuk tanah lunak F_t adalah 0.45, yang mana menggambarkan bentuk *punch failure*. Namun untuk pondasi persegi panjang dengan panjang berkisar dua kali lebarnya, nilai Q_R harus direduksi dengan faktor 0.77 sebagai pengganti faktor bentuk (shape factor).

Beban batas untuk tahanan ujung tiang dapat diestimasi dengan menggunakan formula sebelumnya, yaitu:

$$Q_P = A_P c_{u(p)} N_c$$

5.21

dimana $c_{u(p)}$ adalah kohesi undrained diujung tiang, A_P luas penampang ujung tiang dan N_c faktor kapasitas beban, dengan nilai 9 dari Meyerhof dan bernilai 5,7 untuk Janbu. Namun untuk kasus pondasi melayang, nilai tahanan ujung bukan merupakan hal yang signifikan dalam menyumbangkan tahanan total tiang. Selanjutnya untuk mengestimasi tahanan sisi tiap tiang dapat ditentukan sebagai berikut:

$$Q_S = \sum (f \Theta \Delta L)$$

5.22

dengan

$$f = \lambda(\sigma_v' + 2c_u)$$

5.23

atau

$$f = \alpha c_u$$

5.24

dengan $\alpha = 1$ untuk $c_u \leq 5 \text{ kg/cm}^2$ (nilai ini biasanya berlaku untuk tanah lunak)
 $\alpha = 0.5$ untuk $c_u = 10 \text{ kg/cm}^2$
 $\alpha = 0.25$ untuk $c_u \geq 25 \text{ kg/cm}^2$

Contoh Kasus 5.4.

Sebuah pondasi tiang-rakit terdiri dari 4 x 4 tiang dengan diameter tiang 20 cm dan panjang 4 m serta jarak pusat ke pusat (spasi) antar tiang sebesar 60 cm. Tiang-tiang tersebut diikat oleh sebuah kepala tiang bujursangkar dengan lebar 2.5 m yang dicor langsung diatas permukaan tanah dasar. Sistem tiang-rakit yang dibentuk tersebut berada pada tanah lempung lunak yang homogen sedalam 10 m dengan nilai tahanan kohesi sebesar 0.1 kg/cm^2 . Dari kasus ini, perkirakan:

1. Beban yang mampu dipikul oleh sistem tersebut.
2. Tentukan beban uplift pada sistem raft-pile ini.

Solusi:

Rangkuman data:

Data tanah:

Jenis tanah Lempung lunak homogen

Parameter geser, $c_u = 0.1 \text{ kg/cm}^2$

Data pondasi tiang:

Jumlah tiang = $4 \times 4 = 16$ buah

Diameter tiang, $B = 20 \text{ cm}$

Panjang tiang, $L = 400 \text{ cm}$

Sehingga:

$$\begin{aligned}\text{Keliling tiang, } \Theta &= \pi B \\ &= \pi (20 \text{ cm}) \\ &= 62.83 \text{ cm} \\ \text{Luas ujung tiang, } A_p &= \frac{1}{4} \pi B^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi (20 \text{ cm})^2 \\ &= 314.16 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Data pondasi rakit:

Lebar rakit, $B = 250 \text{ cm}$

Sehingga:

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang, } A_r &= B^2 \\ &= (250 \text{ cm})^2 \\ &= 62500 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

1. Daya dukung total

Rumus yang digunakan:

$$Q_T = Q_R + \sum (Q_P + Q_S)$$

5.26

Daya dukung untuk pondasi rakit:

$$\begin{aligned} Q_R &= A_R F_t c_{uR} N_c^* \\ &= (62500 \text{ cm}^2) (0.45) (0.1 \text{ kg/cm}^2) (5.14) \\ &= \mathbf{15901.875 \text{ kg}} \end{aligned} \quad 5.27$$

Daya dukung pondasi tiang terdiri dari daya dukung ujung dan friksi:

Daya dukung ujung pondasi tiang, dengan metoda Meyerhof:

$$\begin{aligned} Q_P &= A_P c_{u(p)} N_c \\ &= (314.16 \text{ cm}^2) (0.1 \text{ kg/cm}^2) (9) \\ &= \mathbf{282.74 \text{ kg}} \end{aligned} \quad 5.21$$

Daya dukung friksi tiang, dengan metoda α :

$$Q_S = \sum (f \Theta \Delta L) \quad 5.22$$

$$f = \alpha c_u \quad 5.24$$

Karena tanah bersifat homogen, sehingga lapisan lempung dapat dianggap satu lapisan saja, maka:

$$\begin{aligned} Q_S &= \alpha c_u \Theta L \\ &= (1.0) (0.1 \text{ kg/cm}^2) (62.83 \text{ cm}) (400 \text{ cm}) \\ &= \mathbf{2513.2 \text{ kg}} \end{aligned}$$

Sehingga daya dukung total sistem pondasi rakit menjadi:

$$Q_T = Q_R + \sum (Q_P + Q_S) \quad 5.26$$

dengan $\sum = 16$ buah , yaitu jumlah tiang dalam sistem.

$$\begin{aligned} &= (15901.875 \text{ kg}) + (16) [(282.744 \text{ kg}) + (2513.2 \text{ kg})] \\ &= (15901.875 \text{ kg}) + (44735.044 \text{ kg}) \\ &= 60636.919 \text{ kg} \\ &= 60.64 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dengan mengambil faktor keamanan, $SF = 3$ maka daya dukung izin dari sistem tiang-rakit ini menjadi:

$$\begin{aligned} Q_{all} &= Q_T / SF \\ &= (60.64 \text{ ton}) / 3 \\ &= \mathbf{20.21 \text{ ton}} \end{aligned}$$

2. Daya dukung uplift

Daya dukung uplift merupakan penjumlahan daya dukung friksi dari tiang ditambahkan dengan berat masing-masing tiang dan kepala tiang:

$$Q_{\text{uplift}} = W_{\text{tot}} + \sum Q_s \quad 5.28$$

Dengan mengabaikan berat dari sistem tiang-rakit, daya dukung uplift menjadi:

$$Q_{\text{uplift}} = \sum Q_s \quad 5.28.a$$

untuk kasus ini, $\sum = 16$ buah , yaitu jumlah tiang dalam sistem.

$$\begin{aligned} Q_{\text{uplift}} &= (16) (2513.2 \text{ kg}) \\ &= 40211.2 \text{ kg} \\ &= \mathbf{40.21 \text{ ton}} \end{aligned}$$

Kasus-kasus

- 5.1. Sebuah grup tiang yang terdiri dari 4 x 4 susunan tiang dengan diameter 40 cm dan jarak pusat ke pusat (spasi) antar tiang sebesar 1 m. Dari kasus ini, tentukan:
1. Nilai effisiensi tiang (Berdasarkan persamaan 5.3).
 2. Spasi yang memberikan effisiensi 80%, 90%, 99% dan 100% terhadap grup.
- 5.2. Sebuah grup tiang yang terdiri dari 5 x 4 susunan tiang dengan diameter 40 cm dan jarak pusat ke pusat (spasi) antar tiang sebesar 1 m, ditanam dalam tanah lempung dengan kedalaman 12 m. Deposit tanah terdiri dari dua lapisan tanah lempung, lapisan atas dengan ketebalan 5 m mempunyai tahanan kohesi $c_u=4.5 \text{ t/m}^2$ dengan berat isi $\gamma=1.65 \text{ t/m}^3$. Lapisan tanah lempung kedua berada dibawah muka air tanah dengan nilai kohesi $c_u=7.5 \text{ t/m}^2$ dengan berat isi $\gamma=1.76 \text{ t/m}^3$. Dari kasus ini, perkirakan:
1. Daya dukung masing-masing tiang tunggal
 2. Daya dukung grup tiang
 3. Spasi yang memberikan effisiensi 100% terhadap grup tiang
- 5.3. Sebuah grup tiang yang terdiri dari 6 baris arah-x dan 5 baris arah-y dengan diameter tiang 30 cm dan jarak pusat ke pusat (spasi) antar tiang sebesar 0.8 m. Grup tiang tersebut mendukung beban terpusat, Q sebesar 200 ton dengan momen arah-x, M_x sebesar 250 ton-meter dan momen arah-y, M_y sebesar 200 ton-meter. Dari kasus ini, perkirakan:
1. Beban terpusat yang bekerja pada masing-masing tiang tunggal
 2. Tentukan tiang dengan beban maksimum dan minimum pada grup tersebut.
- 5.4. Sebuah pondasi tiang-rakit terdiri dari 5 x 5 tiang dengan diameter tiang 15cm dan panjang 6 m serta jarak pusat ke pusat (spasi) antar tiang sebesar 50 cm. Tiang-tiang tersebut diikat oleh sebuah kepala tiang bujursangkar dengan lebar 2.5 m yang dicor langsung diatas permukaan tanah dasar. Sistem tiang-rakit yang dibentuk tersebut berada pada tanah lempung lunak yang homogen sedalam 10 m dengan nilai tahanan kohesi sebesar 0.5 t/m². Dari kasus ini, perkirakan:
1. Beban yang mampu dipikul oleh sistem tersebut.
 2. Tentukan tahanan terhadap beban uplift pada sistem raft-pile ini.

Daftar Kepustakaan

1. Aas, G., et al., (1986), 'Use of In Situ Tests for Foundation Design on Clay', 14th Proceeding of the Specialty Conference, American Society of Civil Engineers, Vol. 2. pp. 1 – 30
2. Baldi. G., et. al. (1981), 'Cone Resistance in Dry NC and OC Sands', Proceeding Session: Cone Penetration Testing and Experience, American Society of Civil Engineers, pp. 145-177
3. Begemann, H.K. (1965), 'The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile', Proc. 6th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal
4. Bhusan, K (1982), 'Discussion: New Design Correlations for Piles in Sands', Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 188, No. GT11, pp. 1508-1510
5. Bjerrum, L. (1972), 'Embankments on Soft Ground', 5th Proceeding of the Specialty Conference, American Society of Civil Engineers, Vol. 2. pp. 1 – 54
6. Bjerrum, L. (1963), ' Allowable settlement of structures', Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden-Germany, Vol. II. p. 135-137
7. Bowles, J. E., (1992), Engineering Properties of Soils and Their Measurement, Mc Graw-Hill
8. Bowles, J. E., 1988, Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill Book Company, Singapore.
9. Bowles, J.E. (1977), Foundation Analysis and Design, McGraw Hill, New York
10. Burland, J.B., (1973), 'Shaft Friction Piles in Clay – A Simple Fundamental Approach', Ground Engineering, Vol. 6, No. 3., pp. 30-42
11. Casagrande, A., (1948), 'Classification and Identification of Soils', Trans. ASCE, Vol. 113, pp. 901-991
12. Christian, J.T. and Carrier, W.D., (1978), 'Janbu, Bjerrum, and Kjaernsli's Chart Reinterpreted', Canadian Geotechnical Journal, Vol.15, pp. 124-128
13. Das, B. M., 1990, Principles of Foundation Engineering, PWS-KENT Publishing Company, Boston.
14. Das, B.M. (1983), Advanced Soil Mechanics, McGraw-Hill, New York
15. Das, B.M. (1985), Principles of Geotechnical Engineering, PWS Publishers
16. Davis, E.H. and Poulos, H.G., 1972, The Analysis of Pile-Raft Systems, Aust. Geomechanics Journal., Vol. G2, no.1, pp 21-27
17. Goodman, R.E. (1980), Introduction to Rock Mechanics, Wiley, New York

18. Hakam A, Darjanto H and Soepriyono, 2005, 'Load Capacity Analysis of Floating Raft Piles in Soft Clay', Jurnal Teknik Sipil Universitas Parahyangan, vol 6, no. 2, pp. 115-128
19. Hakam, A., Darjanto, H and Soepriyono, Dj., 2004, 'Floating Raft-Pile in Soft Clay', Jurnal Teknik Sipil, Univ. Tarumanegara, No.3, Tahun ke-X, pp 249-262.
20. Hakam, A., Novrial, Pane, I F., 2005, 'Load Capacity of Floating Raft-Pile', Atrium, Universitas Sumatera Utara, Vol. 02, No.1, pp 5-14.
21. Hansen, J.B. (1970), 'A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity', Danish Geotechnical Inst. Bul., No. 28, Copenhagen
22. Harr, M.E. (1966), Fundamentals of Theoretical Soil Mechanics, McGraw Hill, New York
23. Highter, W.H. and Anders, J.C., (1985), 'Dimensioning Footing Subjected to Eccentric Loads', Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 111, No. GT5, pp. 659-665
24. Hunt, R.E. (1986), Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation, McGraw Hill, New York
25. Janbu, N. (1976), 'static Bearing Capacity of Frictions Piles', Proceedings, 6th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.12, pp. 479-482
26. Janbu, N., Bjerrum, L. and Kjaernsli, B. (1956), 'Veiledning ved losning av fundamentering - soppgaver', Publication no. 16, Norwegian Geotechnical Institute, pp. 30–32 (See Das, 1990)
27. Ladd, C. C., et al, 'Stress-Deformation and Strength Characteristics', State-of-Art Report, 9th ICSMFE, Vol. 2, pp. 421-494
28. Liu, C and Evett, J. B., 1998, Soils and Foundations, Prentice Hall, New Jersey
29. McCarthy, David F., 1977, Essentials of Soil Mechanics and Foundations, Reston Pub. Comp. Inc., Reston
30. Meyerhof, G.G. (1953), 'The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads', Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, vol. 1, pp. 440-445
31. Meyerhof, G.G. (1956), 'Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils', Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 82, No.SM1, pp. 1-19
32. Meyerhof, G.G. (1965), 'Shallow Foundations', Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 91, No.SM2, pp. 21-31
33. Meyerhof, G.G. (1976), 'Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations', Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, vol. 102, No.GT3, pp. 197-228
34. Mitchell, J.K., (1976), 'Fundamentals of Soil Behavior', Wiley, New York
35. Olson and Flaate, K.S., (1967), 'Pile driving formulas for friction piles in sand', Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE vol. 93 SM 6. Nov. pp 279-296

36. Peck, R.B., Hanson, W.E. dan Thornburn, T.H., (1974), Foundation Engineering, 2nd. Ed., Wiley, New York
37. Peck, R.B., Hanson, W.E. dan Thornburn, T.H., (1974), Foundation Engineering, 2nd. Ed., Wiley, New York
38. Schmertmann and Hartman (1978), 'Improved strain influence factor diagrams', Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GB8, pp. 1011-1043
39. Schmertmann, J. H., (1975), ' The Measurement of In-Situ Shear Strength', Proceeding, American Society of Civil Engineers, Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C, Vol. 2, pp. 57-138
40. Sowers, G.B. dan Sowers, G.F. (1970), Introductory Soil Mechanics and Foundations, 3rd ed., Macmillan, New York
41. Sowers, G.F., (1962), 'Shallow foundation', Foundation Engineering, G.A. Leonards (ed.), McGraw Hill, New York, p. 525
42. Terracina, F., (1962), 'Foundations of the Tower of Pisa', Geotecnique, Vol.12. p. 336
43. Terzaghi, K and Peck, R.B., (1948), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, New York
44. Terzaghi, K and Peck, R.B., (1967), Soil Mechanics in Engineering Practice 2nd ed., John Wiley and Sons, New York
45. Terzaghi, K. (1943), Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York
46. Tomlinson, M.J., (1971), 'Some Effects of Pile Driving on Skin Friction', Proc. Conference on Behaviour of Piles, ICE, London, pp. 107-114
47. Valliappan, S., Tandjiria, V. and Khalili, N. , 1999, 'Design of Raft-pile Foundation Using Combined Optimization and Finite Element Approach', International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 23, pp 1043-1065.
48. Vesic, A.S. (1963), 'Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand', Highway Research Record, No. 39, Highway Research Board, National Academy of Science, Washington D.C., pp. 122-153
49. Vesic, A.S. (1967), 'Ultimate Load and Settlement of Deep Foundations in Sand', Proceedings, Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, Durham, N.C., p.53
50. Vesic, A.S. (1973), 'Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations', Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 99, No.SM1, pp. 45-73
51. Vesic, A.S. (1977), 'Design of Pile Foundations' National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington DC.
52. Vijayvergiya, V.N. and Focht Jr , J.A. (1972), 'A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay', OTC Paper 1718, 4th Offshore Technology Conference, Houston, Texas

Rekayasa Pondasi

Untuk Mahasiswa dan Praktisi

Dr. Abdul Hakam

untuk Ytc:
Syahrul Mz & Artina
Heka, Dinda, Dewo, Brama dan Amanda

Pengantar Penerbit

Penulisan buku ini dilatarbalangi kurangnya buku-buku teks mengenai perancangan pondasi untuk bangunan sipil dalam bahasa Indonesia. Buku ini dibuat sebagai pegangan bagi mahasiswa dan perencana dalam memahami dasar-dasar analisis dan aplikasi perancangan pondasi. Penekanan yang diberikan pada buku ini adalah pada prinsip dasar rekayasa pondasi yang di perguruan tinggi diajarkan dalam matakuliah Rekayasa Pondasi untuk Bangunan Sipil. Buku ini disusun secara sederhana dan berurutan dari pemahaman tentang kerekayasaan tanah, dasar perencanaan pondasi dangkal dan pondasi dalam hingga analisis pondasi yang bersifat lanjutan. Dalam bagian tertentu diberikan diskusi mengenai hal-hal khusus yang sangat jarang diungkapkan pada buku-buku tentang pondasi tetapi merupakan hal yang sangat penting sebagai dasar pemahaman. Untuk memberikan kemudahan dalam memahami dan menggunakan formula-formula yang ada, dalam setiap bagian di dalam buku ini diberikan contoh-contoh perhitungan secara terinci.

Penulis adalah staf pengajar Jurusan Teknik Sipil Universitas Andalas. Penulis menyelesaikan pendidikan sarjananya di Jurusan Teknik Universitas Andalas (1986-1991). Program Magister dalam bidang geoteknik diselesaikannya di Institut Teknologi Bandung dengan predikat Cum Laude (1992-1994). Gelar Doctor (PhD) diperoleh penulis dari University of New South Wales – Sydney dalam bidang Geotechnical Engineering (1997-2001). Dalam paruh waktunya, penulis banyak melakukan kegiatan praktis sebagai peneliti dan konsultan.

Ucapan terimakasih yang sebesar-besarnya disampaikan kepada Pimpinan Universitas Andalas yang secara moril telah mendorong diterbitkannya Buku ini. Demikianlah Buku ini dibuat semoga dapat dimanfaatkan sebesar-besarnya bagi mereka yang memerlukan. Kritik dan saran untuk perbaikan Buku ini dapat disampaikan secara langsung melalui e-mail dengan alamat: ahakam@ft.unand.ac.id

Penerbit:

CV. Bintang Grafika

Jln. Dr. Abd. Ahmad No. 23 A

Telp. (0751) 840013 Padang (Sumbar)