

**EVALUASI FORMULA PENENTUAN DAYA DUKUNG AKSIAL
TIANG PANCANG TUNGGAL MENGGUNAKAN DATA CPT
BERDASARKAN METODE LANGSUNG (*DIRECT METHOD*)**



**Disusun Oleh:
Aswin Lim., ST., MSc.Eng.**

**Lembaga Penelitian dan Pengabdian kepada Masyarakat
Universitas Katolik Parahyangan
2014**

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI.....	i
ABSTRAK.....	1
BAB 1. PENDAHULUAN	1
BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA	2
2.1 Metode Begemann (1963, 1965)	2
2.2 Metode Nottingham & Schmertman (1975).....	4
2.3 Metode Aoki & Velloso (1975).....	6
2.4 Metode Penpile (1978)	7
2.5 Metode Philipponant (1980).....	7
2.6 Metode Price & Wardle (1982).....	9
2.7 Metode Meyerhoff (1956,1976,1983).....	10
2.8 Uji Pembebanan Statik.....	12
2.8.1 Metode Pengujian.....	12
2.8.2 Metode Pembebanan	13
2.8.3 Interpretasi Hasil Uji Pembebanan Statik.....	15
BAB 3. METODE PENELITIAN.....	18
BAB 4. JADWAL PELAKSANAAN	19
BAB 5. HASIL DAN PEMBAHASAN	20
5.1 Deskripsi lokasi studi	20
5.2 Interpretasi hasil <i>loading test</i>	20
5.3 Estimasi daya dukung ultimate berdasarkan data sondir	21
5.3.1 Metode Begemann.....	21
5.3.2 Metode Meyerhof.....	22
5.3.3 Metode Aoki & Velloso	22
5.3.4 Metode Nottigham & Schmertmann	23

5.3.5 Metode Penpile.....	23
5.3.6 Metode Philipponnat	24
5.3.7 Metode Price & Wardle.....	24
5.4 Pembahasan.....	25
BAB 6. KESIMPULAN DAN SARAN	28
6.1. Kesimpulan.....	28
6.2Saran	28
DAFTAR PUSTAKA	29

ABSTRAK

Dewasa ini, perkembangan alat penyelidikan tanah di lapangan (*in-situ testing*) telah berkembang sangat pesat. Salah satu yang sangat populer dan luas digunakan dalam dunia geoteknik adalah alat *Cone Penetration Test* (CPT) atau yang lebih dikenal dengan istilah alat Sondir. Alat Sondir selain lazim digunakan untuk menentukan stratifikasi tanah, juga bisa digunakan untuk mengestimasi daya dukung pondasi aksial tiang pancang tunggal. Salah satu alasannya adalah metode pengujian sondir sangat persis dengan mekanisme pemancangan tiang.

Metode untuk mengestimasi daya dukung aksial pondasi tiang pancang menggunakan alat sondir adalah dengan menghubungkan skala atau algoritma dengan *single-step process* sehingga komponen daya dukung pondasi tiang (gesekan selimut dan daya dukung ujung tiang) dapat dikorelasikan dengan hasil bacaan (output) uji sondir secara langsung (*direct method*).

Pada penelitian ini, sejumlah lima (5) uji kapasitas aksial tiang pancang (*loading test* : Kentledge *method*) digunakan untuk memverifikasi tujuh (7) metode langsung yang terpilih antara lain metode Begemann, Nottingham & Schmertman, Aoki & Velloso, Penpile, Price & Wardle, Meyerhoff, dan Philipponant.

Dari hasil penelitian ini, didapatkan bahwa metode Nottingham & Schmertman merupakan metode yang baik dalam mengestimasi besarnya daya dukung aksial pondasi tiang pancang dengan besar simpangan kesalahan lebih kecil dari 10% dari acuan hasil *loading-test*.

BAB 1. PENDAHULUAN

Pondasi dalam (*deep foundation*) merupakan salah satu elemen yang sangat penting pada konstruksi bangunan tinggi karena beban bangunan yang besar akan dipikul sepenuhnya oleh pondasi tersebut. Salah satu jenis pondasi dalam adalah pondasi tiang pancang. Untuk memastikan pondasi tiang pancang sesuai dengan kapasitas daya dukung rencana, maka pada tiang pancang tersebut dilakukan *loading-test*. *Loading-test* adalah pengujian terhadap pondasi tiang pancang yang bertujuan untuk mengetahui daya dukung aktual pondasi tersebut di lapangan.

Ada dua metode yang digunakan untuk memprediksi besarnya daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan data bacaan *cone penetrometer test* (CPT) yaitu *Direct method* dan *Indirect Method*. *Direct method* ini menganggap bahwa cone penetrometer serupa seperti pondasi *mini-pile*, dimana tegangan ujung dan gesekan selimut terukur serupa dengan komponen tahanan ujung dan gesekan selimut dari pondasi tiang pancang (Mayne, 2007). Dari asumsi tersebut telah banyak dihasilkan hubungan korelatif yang telah dikembangkan berdasarkan hasil

dari bacaan CPT. Sedangkan *indirect method* menggunakan parameter dan korelasi terhadap data CPT yang kemudian diolah dengan kerangka analitis yang telah ditemukan.

Besarnya daya dukung pondasi tiang dapat diprediksi menggunakan hasil bacaan CPT dengan korelasi yang telah disarankan oleh berbagai peneliti di luar negeri. Akan tetapi, korelasi-korelasi tersebut harus diverifikasi sebelum diadopsi di Indonesia karena kondisi geologi dan sifat tanah adalah unik pada setiap area. Oleh karena itu, penelitian ini diharapkan dapat berkontribusi dalam menyeleksi metode-metode yang tepat untuk diterapkan di Indonesia. Kedepannya, penelitian ini sangat menjanjikan untuk dikembangkan lebih lanjut untuk kepentingan local practice, yaitu dengan mengembangkan metode otentik yang sesuai dengan kondisi tanah di Indonesia.

BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA

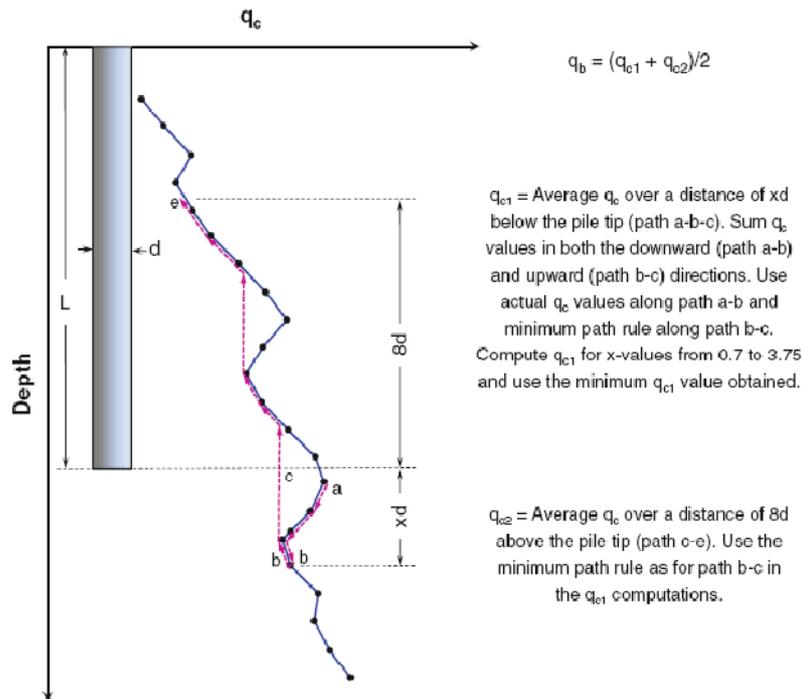
Dalam tinjauan pustaka, akan dibahas secara detail metode-metode langsung yang akan digunakan pada proses analisa antara lain :

1. Metode Begemann (1963, 1965)
2. Metode Nottingham & Schmertman (1975)
3. Metode Aoki & Velloso (1975)
4. Metode Penpile (Clisby, 1978)
5. Metode Philipponant (1980)
6. Metode Price & Wardle (1982)
7. Metode Meyerhoff (1956, 1976, 1983)

2.1 Metode Begemann (1963, 1965)

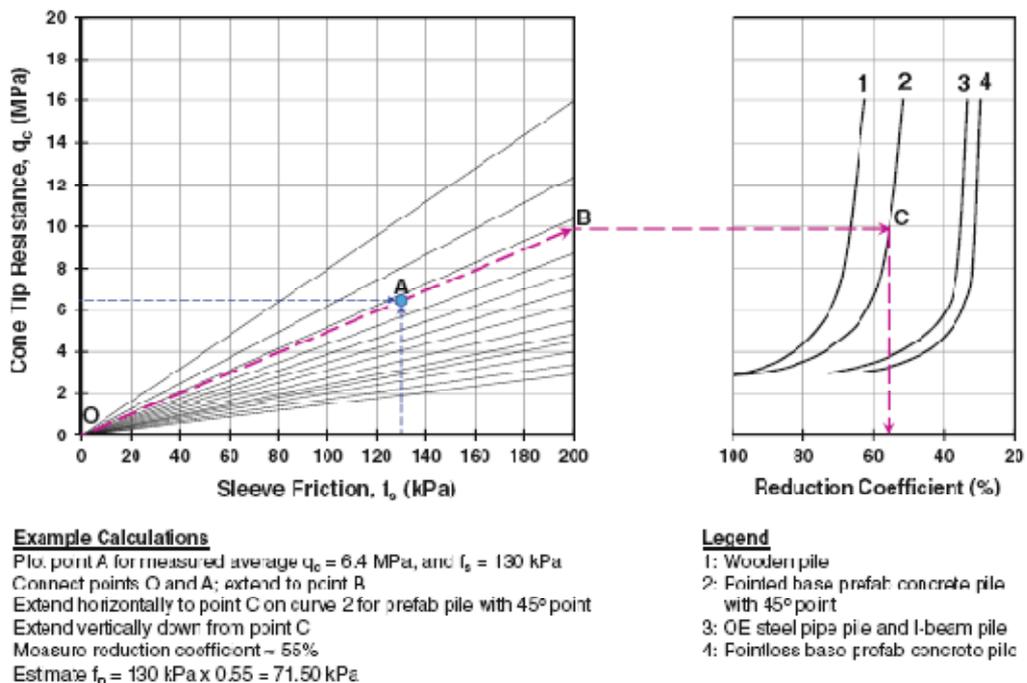
Begemann (1963, 1965) menyarankan q_b untuk tiang dengan dasar yang berada pada dua jenis tanah yang berbeda merupakan rata-rata q_c dari dua lapis tanah, dan dapat disimpulkan bahwa tanah di atas dan di bawah tiang memberikan kontribusi yang hampir sama dengan q_b tiang.

Begemann menyarankan bahwa biasanya diambil rata-rata q_c dari ujung tiang ke atas sejauh $8D$ dan untuk lapis yang bawah diambil $3.5D$ dibawah ujung tiang. Nottingham (1975) menyebutkan bahwa metode ini lebih disempurnakan untuk memperhitungkan adanya lapisan tipis atau zona tanah lunak (Gambar 2.1).



Gambar 2.1 Prosedur untuk memprediksi q_b metode Begemann (Sumber : Begemann 1963)

Begemann (1965, 1969) mengembangkan kurva untuk memprediksi kapasitas gesekan tiang berdasarkan pengukuran hasil pengujian beban dan pengukuran CPT dari adhesi penetrometer. Kurva tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.2



Gambar 2.2 Grafik Metode Begemann untuk memprediksi f_p (Sumber : Begemann 1965)

Komponen daya dukung tersebut diperoleh dengan :

$$f_p = \text{lihat Gambar 2.2} \quad (2.1)$$

$$q_b = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (\text{Gambar 2.1}) \quad (2.2)$$

Dimana :

f_p = Tahanan selimut tiang (ton/m²)

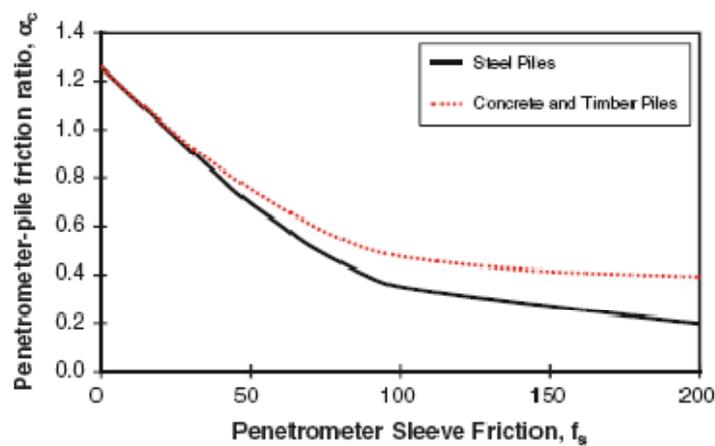
q_b = Tahanan ujung tiang (ton/m²)

q_{c1} = Rata-rata nilai q_c pada jarak 3.5d dibawah ujung tiang (ton/m²)

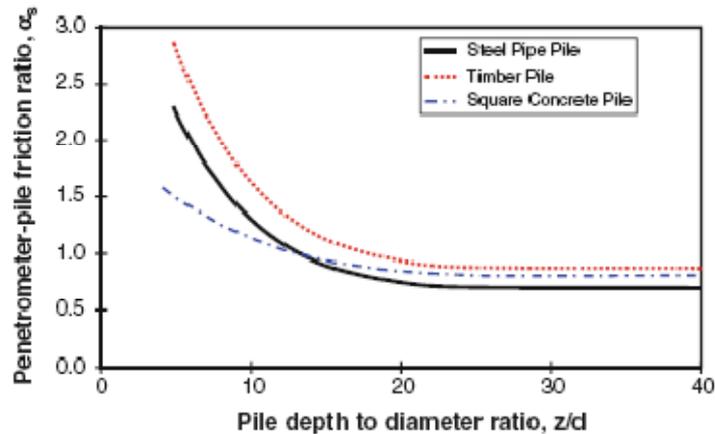
q_{c2} = Rata-rata nilai q_c pada jarak 8d diatas ujung tiang (ton/m²)

2.2 Metode Nottingham & Schmertman (1975)

Hingga pertengahan tahun 1970, tidak ada perkembangan penggunaan data CPT untuk memprediksi kapasitas tiang ditanah lempung. Nottingham(1975) adalah orang pertama yang mengembangkan persamaan untuk berbagai macam lapisan tanah. Nottingham menyimpulkan bahwa penemuan Begemann sangat valid untuk menentukan q_b tiang untuk tanah granular serta tanah kohesif dengan menggunakan data penetrometer mekanik maupun listrik. Lebih lanjut, Nottingham menemukan persamaan baru (Gambar 2.3 dan 2.4) untuk tiang dan jenis tanah yang berbeda.



Gambar 2.3 Kurva Desain Untuk f_p Tiang Pada Tanah Lempung (Sumber : Nottingham 1975; Schmertmann 1978)



Gambar 2.4 Kurva Desain Untuk f_p Tiang Pada Tanah Pasir (Sumber : Nottingham 1975; Schmertmann 1978)

Komponen daya dukung tersebut diperoleh dengan :

Pada Tanah Lempung :

$$f_p = \alpha_{clay} \cdot f_s \leq 120 \text{ kPa}, \quad (2.3)$$

α_{clay} = Lihat Gambar 2.3 untuk menentukan α_{clay} untuk jenis tiang yang berbeda

Pada Tanah Pasir :

$$Q_s = \alpha_{sand} \sum_{y=0}^{8d} \frac{y}{8d} \cdot f_s \cdot A_s + \sum_{y=8d}^L f_s \cdot A_s \quad (2.4)$$

(Lihat Gambar 2.4 untuk menentukan nilai α_{sand})

$$q_b = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \leq 15 \text{ MPa untuk sand dan } 10 \text{ MPa untuk silty sand} \quad (2.5)$$

(Lihat Gambar 2.1 untuk menentukan q_{c1} dan q_{c2})

Dimana :

f_p = Tahanan selimut tiang (ton/m^2)

α = faktor adhesi

f_s = Bacaan gesekan selimut konus (ton/m^2)

Q_s = Daya dukung selimut tiang (ton)

q_b = Tahanan ujung tiang (ton/m^2)

q_{c1} = Rata-rata nilai q_c pada jarak $3.5d$ dibawah ujung tiang (ton/m^2)

q_{c2} = Rata-rata nilai q_c pada jarak $8d$ diatas ujung tiang (ton/m^2)

L = Panjang tiang (m)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

d = Dimensi tiang (m)

2.3 Metode Aoki & Velloso (1975)

Aoki dan Velloso (1975) menyarankan metode untuk memperkirakan kapasitas daya dukung tiang dari hasil uji penetrasi dinamis.

Komponen daya dukung tersebut diperoleh dengan :

$$f_p = q_{ca(side)} \cdot \frac{\alpha_s}{F_s} \quad (2.6)$$

$$q_b = q_{ca(tip)} / F_b \leq 15MPa \quad (2.7)$$

Dimana:

F = faktor empiris

f_p = Tahanan selimut tiang (ton/m²)

$q_{ca(tip)}$ = nilai q_c pada ujung tiang (ton/m²)

q_b = Tahanan ujung tiang (ton/m²)

$q_{ca(side)}$ = rata-rata bacaan q_c (ton/m²)

Tabel 2.1 Variasi nilai α_s (%)

α_s (%)	Jenis Tanah
1,4	<i>Sand</i>
2,0	<i>Silty sand</i>
2,2	<i>Sandy silt</i>
2,4	<i>Silty sand with clay or sandy clay</i>
2,8-3,0	<i>Clay – sand – silt mix</i>
3,4	<i>Silty clay</i>
4,0	<i>Silty Clay</i>
6,0	<i>Clay</i>

Tabel 2.2 Variasi nilai F_s

F_s	Jenis Tiang
7,0	Drilled shaft
5,0	Driven cast in-situ
3,5	Steel and PCC

Tabel 2.3 Variasi nilai F_b

F_b	Jenis Tiang
3,5	Drilled shaft
2,5	Driven cast in-situ
1,75	Steel and PCC

2.4 Metode Penpile (1978)

Clisby et al. (1978) menyarankan sebuah persamaan sederhana, yang dikenal sebagai *Penpile Method*, untuk *Mississippi Departmen of Transportation*. Metode ini dapat diaplikasikan untuk tanah pasir dan lempung untuk mengestimasi besarnya komponen daya dukung tiang. Metode ini menyarankan bahwa q_b diambil dari rata-rata q_c yang diperoleh pada sekitar posisi ujung tiang.

Komponen daya dukung tersebut diperoleh dengan :

$$f_p (MPa) = \frac{f_s}{1.5 + 14.47f_s} (f_s \text{ dalam MPa}) \quad (2.8)$$

$$q_b = 0.25q_{ca(tip)} \text{ Untuk ujung tiang pada tanah clay} \quad (2.9)$$

$$q_b = 0.125q_{ca(tip)} \text{ Untuk ujung tiang pada tanah pasir} \quad (2.10)$$

Dimana :

f_p = Tahanan selimut tiang (ton/m^2)

f_s = Bacaan gesekan selimut konus (ton/m^2)

q_b = Tahanan ujung tiang (ton/m^2)

$q_{ca(tip)}$ = rata-rata q_c pada jarak 4D keatas dan 2D kebawah dari ujung tiang (ton/m^2)

2.5 Metode Philipponant (1980)

Philipponant (1980) mencoba untuk mengembangkan sebuah metode langsung sederhana berbasis CPT untuk mengestimasi kapasitas daya dukung tiang untuk kondisi tanah yang berbeda. Nilai f_p dipengaruhi oleh jenis tiang dan tanah. Adapun q_b tiang, Philipponant menyarankan nilai q_c rata-rata yang diperoleh dari jarak 3D ke atas dan ke bawah dari dasar tiang.

Komponen daya dukung tersebut diperoleh dengan :

$$f_p = q_{ca(side)} \cdot \frac{\alpha_s}{F_s} \leq f_{p(\text{maximum})} \quad (2.11)$$

$$q_b = k_b \cdot q_{ca(tip)} \quad (2.12)$$

Dimana :

f_p = Tahanan selimut tiang (ton/m²)

$q_{ca(side)}$ = rata-rata bacaan q_c (ton/m²)

q_b = Tahanan ujung tiang (ton/m²)

$q_{ca(tip)}$ = nilai q_c pada ujung tiang (ton/m²)

k_b = Koefisien bergantung jenis tanah

Tabel 2.4 Variasi nilai α_s

α_s	Jenis Tiang
1,25	<i>Driven PCC piles and drilled shaft with casing</i>
0,85	<i>Drilled shaft (d<1.5m)</i>
0,75	<i>Drilled shaft (d>1.5m)</i>
1,1	<i>H-piles (circumscribed perimeter)</i>
0,6	<i>Driven/jacked steel pipe piles</i>
0,3	<i>OE steel pipe pile</i>

Tabel 2.5 Variasi nilai F_s

F_s	Jenis Tanah
50	<i>Clay and calcareous clay</i>
60	<i>Silt, sandy clay and clayey sand</i>
100	<i>Loose sand</i>
150	<i>Medium dense sand</i>
200	<i>Dense sand and gravel</i>

Tabel 2.6 Variasi nilai $f_p(\text{maximum})$

$f_p(\text{maximum})$	Jenis Tiang
120	<i>Driven PCC piles, H-piles (circumscribed perimeter) and drilled shaft with casing</i>
100	<i>Drilled shaft(d<1.5m)</i>
80	<i>Drilled shaft (d>1.5m)</i>
50	<i>Driven/jacked steel pipe piles</i>
25	<i>OE steel pipe pile</i>

Tabel 2.7 Variasi nilai k_b

k_b	Jenis Tanah
0,35	<i>Gravel</i>
0,4	<i>Sand</i>
0,45	<i>Silt</i>
0,5	<i>Clay</i>

2.6 Metode Price & Wardle (1982)

Kontribusi lain dalam pengembangan korelasi langsung untuk memprediksi komponen daya dukung berdasarkan data CPT adalah metode Prince dan Wardle (1982), dimaksudkan untuk memprediksi q_b dan f_p tiang dari data CPT yaitu q_c dan f_s .

Komponen daya dukung tersebut diperoleh dengan :

$$f_p = k_s \cdot f_s \quad (2.13)$$

$$q_b = k_b \cdot q_{c(tip)} \quad (2.14)$$

Dimana :

f_p = Tahanan selimut tiang (ton/m²)

f_s = Bacaan gesekan selimut konus (ton/m²)

k_s dan k_b = Konstanta bergantung pada jenis tiang

q_b = Tahanan ujung tiang (ton/m²)

$q_{c(tip)}$ = nilai q_c pada ujung tiang (ton/m²)

Tabel 0.1 Variasi nilai k_s

k_s	Jenis Tiang
0,53	<i>Driven piles</i>
0,62	<i>Jacked piles</i>
0,49	<i>Drilled shaft</i>

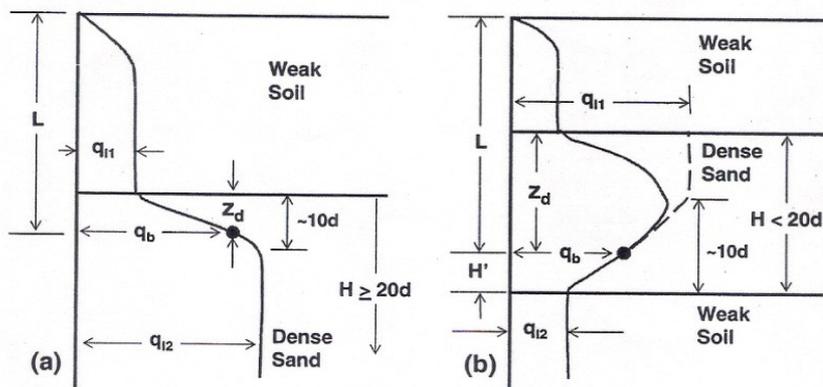
Tabel 0.2 Variasi nilai k_b

k_b	Jenis Tiang
0,35	<i>Driven piles</i>
0,3	<i>Jacked piles</i>

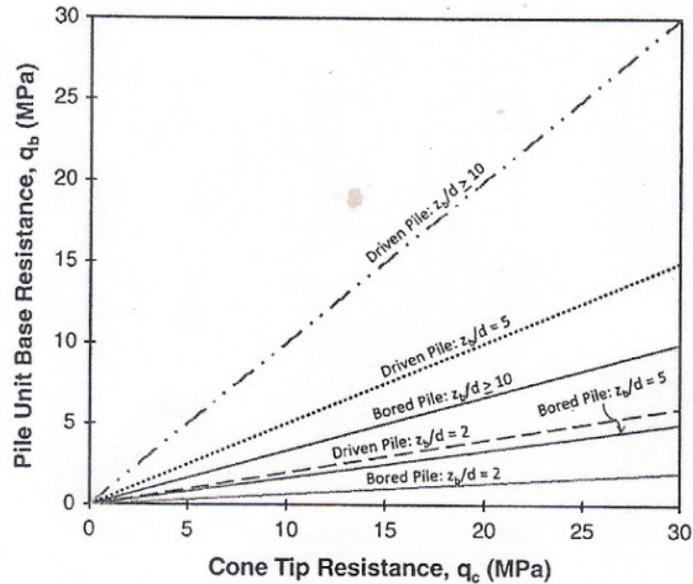
2.7 Metode Meyerhoff (1956,1976,1983)

Meyerhof (1956) menemukan metode empiris berdasarkan korelasi antara *Standard Penetration Test* (SPT) dan *Cone Penetration Test* (CPT), analisa dilakukan dari hasil *loading test* dan uji CPT. Meyerhof menemukan sebuah metode untuk mengestimasi komponen daya dukung (f_p dan q_b) untuk tiang pancang dari q_c dan f_s .

Meyerhof (1976) mengamati efek dari pemancangan pondasi dalam lapis tanah yang berbeda jenisnya (Gambar 2.5). Meyerhof (1983) mengembangkan hasil uji CPT dan *loading test* pada tiang pancang dan tiang bor untuk menyajikan persamaan desain dan grafik yang akurat, di mana efek dari diameter ujung tiang juga diperhitungkan (gambar 2.6).



Gambar 2.5 Tahanan Ujung tiang dan kedalaman pada tanah pasir diantara tanah lunak : a Lapisan pasir tebal; b Lapisan pasir tipis (Sumber : Meyerhof 1976)



Gambar 2.6 Hubungan Tahanan Ujung dengan q_c CPT (Sumber : Meyerhof 1983)

Komponen daya dukung tersebut diperoleh dengan :

$$f_p = n_{sf} \cdot f_s \quad (2.15)$$

$$q_b = q_1 \cdot \frac{L}{L_c} \leq q_1 \quad (2.16)$$

Dimana :

f_p = Tahanan selimut tiang (ton/m²)

f_s = Bacaan gesekan selimut konus (ton/m²)

q_b = Tahanan ujung tiang (ton/m²)

q_1 = Rata-rata q_c pada jarak 4D ke atas dan 1D ke bawah dari ujung tiang (ton/m²)

L = Panjang tiang (m)

$L_c = 10D - 40D =$ Panjang kritis tiang (m)

D = Dimensi tiang (m)

n_{sf} = Faktor reduksi untuk tahanan selimut tergantung pada jenis tiang

Tabel 0.31 Variasi nilai n_{sf}

n_{sf}	Jenis Tiang
1	<i>Driven piles</i>
0,7	<i>drilled shaft</i>

2.8 Uji Pembebanan Statik

2.8.1 Metode Pengujian

Metode ini merupakan sebuah metode yang dapat diandalkan untuk menguji daya dukung pondasi tiang. Interpretasi dari hasil uji pembebanan statik merupakan bagian yang cukup penting untuk mengetahui respon tiang pada selimut dan ujungnya serta besar daya dukung ultimitnya. Dalam berbagai metode interpretasi perlu mendapatkan perhatian dalam hal penentuan daya dukung ultimit yang diperoleh karena setiap metode memberikan hasil yang berbeda. Yang terpenting adalah agar dari hasil uji pembebanan statik, seorang praktisi dalam rekayasa pondasi dapat menentukan mekanisme yang terjadi, misalnya dengan melihat bentuk kurva beban- penurunan, besarnya deformasi plastis tiang, kemungkinan terjadinya kegagalan bahan tiang, dan sebagainya.

Pengujian hingga 200% dari beban kerja sering dilakukan pada tahap verifikasi dayadukung, tetapi untuk alasan lain misalnya untuk keperluan optimasi dan untuk kontrol beban ultimit pada gempa kuat, seringkali diperlukan pengujian sebesar 250% hingga 300% dari beban kerja. Pengujian beban statik melibatkan pemberian beban statik dan pengukuran pergerakan tiang. Beban-beban umumnya diberikan secara bertahap dan penurunan tiang diamati. Umumnya definisi keruntuhan yang diterima dan dicatat untuk interpretasi lebih lanjut adalah bila dibawah suatu beban konstan, tiang terus-menerus mengalami penurunan.

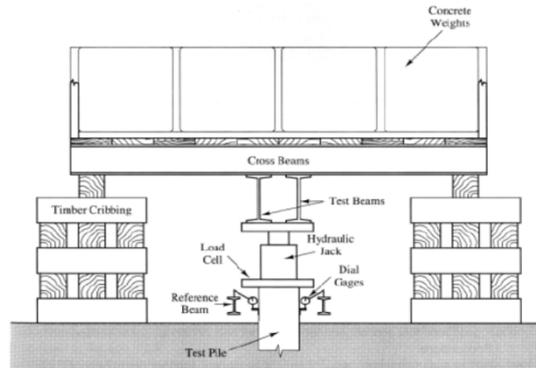
Pada umumnya beban runtuh tidak dapat dicapai pada saat pengujian. Oleh karena itu daya dukung ultimit dari tiang hanya merupakan suatu estimasi. Sesudah tiang uji dipersiapkan (tiang pancang atau tiang bor), perlu ditunggu terlebih dahulu selama 7 hingga 30 hari sebelum tiang dapat diuji. Hal ini penting untuk memungkinkan tanah kembali ke keadaan semula dan tidak terganggu serta tekanan air pori yang telah terjadi telah berdisipasi.

Jenis beban yang dapat dilakukan terdiri dari dua jenis yaitu beban dengan sistem *kentledge* seperti ditunjukkan pada Gambar 2.7 Selain itu kerangka baja atau jangkar pada tanah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.8 Pembebanan diberikan pada tiang dengan menggunakan dongkrak hidrolik.

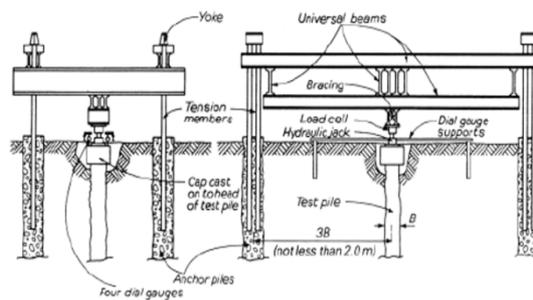
Pergerakan tiang dapat diukur dengan menggunakan satu set *dial gauges* yang dipasang pada kepala tiang. Toleransi pembacaan antara satu *dial gauge* dengan *dial gauge* lainnya adalah 1mm. Dalam banyak hal, sangat penting untuk mengukur pergerakan relatif dari tiang.

Untuk mendapatkan informasi lebih lanjut dari interaksi tanah dengan tiang, pengujian tiang sebaiknya dilengkapi dengan instrumentasi. Instrumentasi yang dapat digunakan adalah *strain*

gauges yang dapat dipasang pada lokasi-lokasi tertentu di sepanjang tiang, *tell-tales* pada kedalaman-kedalaman tertentu, atau *load cells* yang ditempatkan dibawah kaki tiang. Instrumentasi dapat memberikan informasi mengenai pergerakan kaki tiang, deformasi sepanjang tiang, atau distribusi beban sepanjang tiang selama pengujian.



Gambar 0.7 Pengujian dengan Sistem kentledge (Sumber : Coduto, 2001)



Gambar 0.8 Pengujian dengan Tiang Jangkar (Sumber : Tomlinson, 1980)

2.8.2 Metode Pembebanan

Metode pembebanan dapat dilakukan dengan beberapa cara, yaitu:

A. Prosedur pembebanan standar (SML) Monotonik

Slow Maintained Load Test (SML) menggunakan delapan kali peningkatan beban. Prosedur standar SML adalah dengan memberikan beban secara bertahap setiap 25% dari beban rencana. Untuk tiap tahapan beban, pembacaan diteruskan hingga penurunan tidak lebih dari 2.54 mm/ jam, tetapi tidak lebih dari 2 jam. Penambahan beban dilakukan hingga dua kali beban rencana, kemudian ditahan. Selain itu beban diturunkan secara bertahap untuk pengukuran *rebound*.

B. Prosedur Pembebanan Standar (SML) siklik

Metode pembebanan sama dengan SML monotonik, tetapi pada tiap tahapan beban dilakukan pelepasan beban dan kemudian dibebani kembali hingga tahap beban berikutnya (unloading-reloading). Dengan cara ini, *rebound* dari setiap tahap beban dapat diketahui dengan perilaku pemikulan beban pada tanah dapat disimpulkan dengan lebih baik. Metode ini membutuhkan waktu yang lebih lama daripada metode SML monotonik.

C. *Quick Load Test (Quick ML)*

Karena prosedur standar membutuhkan waktu yang cukup lama, maka para peneliti membuat modifikasi untuk mempercepat pengujian. Metode ini dikontrol oleh waktu dan penurunan, dimana setiap 8 tahapan beban di tahan dalam waktu yang singkat tanpa memperhatikan kecepatan pergerakan tiang. Pengujian dilakukan hingga runtuh atau hingga mencapai beban tertentu. Waktu total yang dibutuhkan 3 hingga 6 jam.

D. Prosedur Pembebanan dengan Kecepatan Konstan (*Constant Rate of Penetration Method* atau *CRP*)

Metode CRP merupakan salah satu alternatif lain untuk pengujian tiang secara statis. Prosedurnya adalah dengan membebani tiang secara terus-menerus hingga kecepatan penetrasi kedalam tanah konstan. Umumnya diambil patokan sebesar 0.254 cm/menit atau lebih rendah bila jenis tanah adalah lempung. Hasil pengujian tiang dengan metode CRP menunjukkan bahwa beban runtuh relatif tidak tergantung oleh kecepatan penetrasi bila digunakan batasan kecepatan penurunan kurang dari 0.125 cm/menit. Kecepatan yang lebih tinggi dapat menghasilkan daya dukung yang sedikit lebih tinggi. Beban dan pembacaan deformasi diambil setiap menit. Pengujian dihentikan bila pergerakan total kepala tiang mencapai 10% dari diameter tiang atau bila pergerakan sudah cukup besar. Pengujian dengan metode CRP umumnya membutuhkan waktu sekitar 1 jam (tergantung ukuran dan daya dukung tiang). Metode CRP memberikan hasil yang serupa dengan metode Quick ML, dan sebagaimana metode Quick ML, metode ini juga dapat diselesaikan dalam waktu 1 hari.

2.8.3 Interpretasi Hasil Uji Pembebanan Statik

Dari hasil uji pembebanan, dapat dilakukan interpretasi untuk menentukan besarnya beban ultimit. Ada berbagai metode interpretasi namun, yang sering digunakan adalah tiga metode. Ketiga metode tersebut adalah:

1) Metode Davisson

Prosedur penentuan beban ultimit dari pondasi tiang dengan menggunakan metode ini adalah:

- a. Gambarkan kurva beban terhadap penurunan.
- b. Penurunan elasis dapat dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\frac{S_e}{Q} = \frac{L}{A_p \cdot E_p} \quad (2.17)$$

Dimana:

S_e = penurunan elasis

Q = beban uji yang diberikan

L = panjang tiang

A_p = luas penampang tiang

E_p = modulus elasis tiang

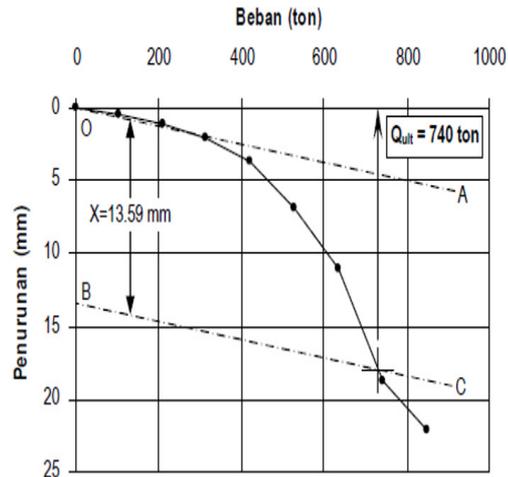
- c. Tarik garis OA seperti pada Gambar 2.9 berdasarkan persamaan penurunan elasis.

- d. Tarik garis BC yang sejajar dengan garis OA dengan jarak X, dimana X adalah:

$$X = 0.15 + D/120 \quad (2.18)$$

Dengan D adalah diameter atau sisi tiang dalam satuan inchi.

- e. Perpotongan antara kurva beban-penurunan dengan garis lurus merupakan daya dukung ultimit.

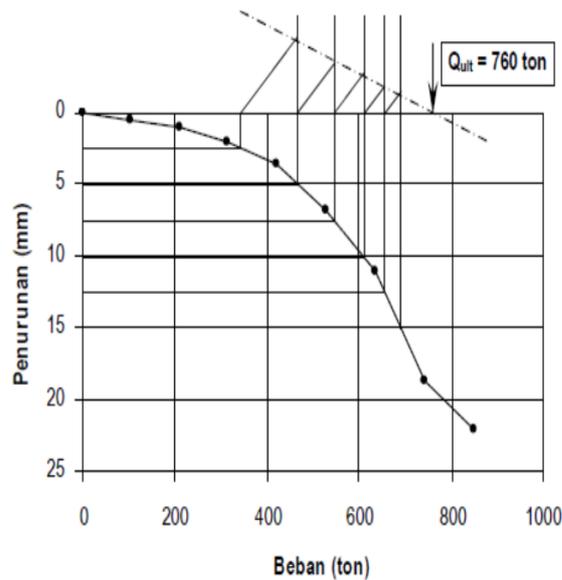


Gambar 0.9 Interpretasi daya dukung ultimit dengan metode Davisson (Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005)

2) Metode Mazurkiewicz

Prosedur penentuan beban ultimit dari pondasi tiang dengan menggunakan metode Mazurkiewicz adalah:

- a. Gambarkan kurva beban terhadap penurunan.
- b. Tentukan beberapa titik pada sumbu penurunan yang telah ditentukan hingga memotong kurva dan tarik garis sejajar sumbu penurunan hingga memotong sumbu beban.
- c. Dari perpotongan setiap beban tersebut, tarik garis yang membentuk sudut 45° terhadap garis perpotongan berikutnya, dan seterusnya.
- d. Tarik garis lurus yang mewakili titik-titik yang terbentuk. Perpotongan garis lurus ini dengan sumbu beban merupakan beban ultimit dari tiang (Gambar 2.10)



Gambar 0.10 Interpretasi daya dukung ultimit dengan metode Mazurkiewicz (Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005)

3) Metode Chin

Prosedur penentuan beban ultimit dari metode Chin adalah:

a. Gambarkan kurva antara rasio penurunan terhadap beban (s/Q) terhadap penurunan, dimana s adalah penurunan dan Q adalah beban seperti ditunjukkan pada Gambar 2.11

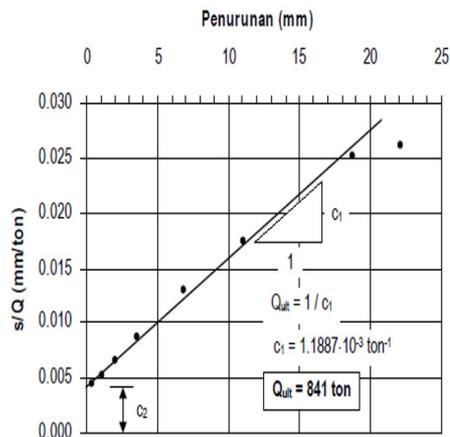
b. Tarik garis lurus yang mewakili titik-titik yang telah digambarkan, dengan persamaan garis tersebut adalah

$$s/Q = c_1 \cdot s + c_2 \quad (2.19)$$

c. Hitung c_1 persamaan garis atau dari kemiringan garis lurus yang telah ditentukan.

d.

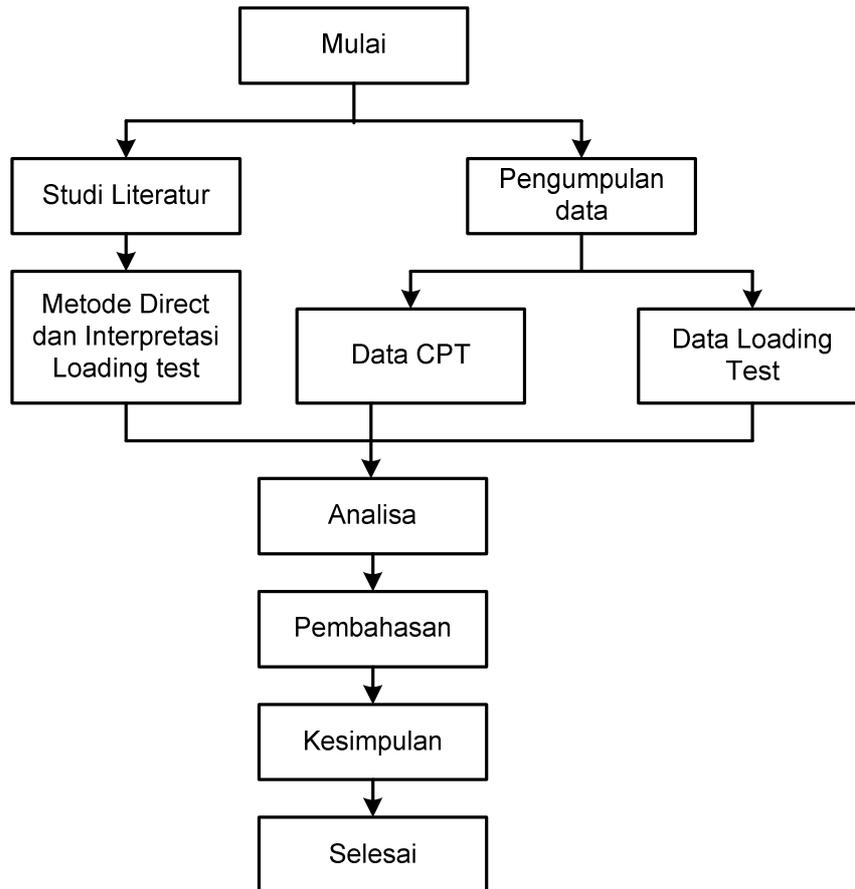
e. Beban ultimit adalah $1/c_1$



Gambar 0.11 Interpretasi daya dukung ultimit dengan metode Chin (Sumber : Manual Pondasi Tiang, 2005)

BAB 3. METODE PENELITIAN

Metode penelitian yang dilakukan adalah menggunakan studi literatur dan analisa. Data uji tiang pancang dan sondir dikumpulkan dari lima (5) lokasi berbeda yang berada pada provinsi DKI Jakarta. Kriteria pemilihan lokasi tersebut adalah kondisi stratifikasi tanah yang tergolong pada tanah butir halus dan memiliki data uji kapasitas aksial tiang dan uji sondir yang akurat dan *reliable*. Dari masing-masing lokasi, data uji sondir akan diolah menggunakan tujuh (7) metode yang telah disebutkan sebelumnya, untuk memperoleh estimasi daya dukung aksial pondasi pancang. Kemudian dari masing-masing metode akan dihitung simpangan kesalahannya terhadap data aktual hasil uji kapasitas aksial tiang pancang tersebut. Setelah semua prosedur penelitian dilakukan, maka ketujuh metode akan dibandingkan terhadap simpangan kesalahan yang diperoleh dan kesimpulan akan ditarik berdasarkan simpangan kesalahan tersebut.



Gambar 3.1 Diagram alir penelitian

BAB 4. JADWAL PELAKSANAAN

No	Kegiatan	Maret – Minggu ke				April – Minggu ke				Mei – Minggu ke				Juni – Minggu ke				Juli – Minggu ke			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Studi Literatur dan Pengumpulan data																				
2	Analisa Daya dukung pondasi dan Interpretasi Hasil <i>Loading Test</i>																				
3	Pengolahan data																				
4	Penulisan laporan																				
5	Penyerahan laporan akhir																				
6	Pertemuan rutin peneliti dan anggota																				

BAB 5. HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Deskripsi lokasi studi

Dalam penelitian ini, digunakan lima buah data yang diperoleh dari 5 lokasi proyek di Jakarta. Masing-masing panjang tiang, dimensi tiang, dan lapisan tanah dominan tersaji pada tabel 5.1. Semua jenis tiang adalah tiang pancang yang ditanamkan pada tanah butiran halus. Sedangkan data untuk estimasi daya dukung aksial tiang pancang adalah menggunakan data sondir mekanis.

Tabel 5.1 Informasi panjang dan dimensi tiang pancang serta lapisan tanah

Proyek	Panjang Tiang (m)	Dimensi (cm x cm)	Tanah dominan
A	17,5	50 x 50	Lempung kelanauan, padat
B	6,8	45 x 45	Lanau Kelempungan, medium
C	5,8	45 x 45	Lanau Kelempungan, medium
D	14,2	50 x 50	Lempung Kelanauan, sedang
E	41,2	45 x 45	Lempung Kelanauam, sedang

5.2 Interpretasi hasil *loading test*

Interpretasi *Loading test* dilakukan dengan tiga metode yaitu metode Davisson, metode Mazurkiewicz, dan metode Chin. Namun, untuk pembanding digunakan metode Mazurkiewicz karena hasil pendekatan dari metode ini cenderung lebih dapat diandalkan dibandingkan 2 metode lainnya (Surjandari, 2008). Hasil interpretasi disajikan dalam Tabel 5.2 sebagai berikut :

Tabel 5.2 Hasil interpretasi *loading test*

Metode	Q _{ult} (ton)				
	Proyek A	Proyek B	Proyek C	Proyek D	Proyek E
Davisson	490	240	208	380	104
Mazurkiewicz	500	235	210	380	104
Chin	476	250	217	384	108

Dari hasil interpretasi menggunakan metode Mazurkiewicz, komponen daya dukung ultimate tiang dapat dikategorikan menjadi daya dukung selimut (Q_s) dan daya dukung ujung tiang (Q_b). Tabel 5.3 menyajikan hasil interpretasi metode Mazurkiewicz dimana komponen daya dukung selimut dan ujung tiang disajikan terpisah.

Tabel 5.3 Hasil interpretasi menggunakan metode Mazurkiewicz

Lokasi	Daya dukung (ton)		
	Q _s	Q _b	Q _{ult}
Proyek A	215	285	500
Proyek B	127	108	235
Proyek C	115	95	210
Proyek D	265	115	380
Proyek E	79	25	104

5.3 Estimasi daya dukung ultimate berdasarkan data sondir

5.3.1 Metode Begemann

Metode ini memberikan persen simpangan yang berkisar antara 24,92% hingga 66,49% untuk daya dukung selimut tiang. Sedangkan simpangan daya dukung ujung tiang berkisar antara 27,09% hingga 68,73%.

Pesen simpangan diperoleh dari :

$$\text{Simpangan (\%)} = \frac{\text{Hasil estimasi} - \text{hasil loading test}}{\text{hasil loading test}} \times 100\%$$

Berikut disajikan tabel persen Simpangan untuk metode ini:

Tabel 5.4 Persen Simpangan metode Begemann

Lokasi	Simpangan (%)		Tanah Dominan
	Q _s	Q _b	
Proyek A	50,62	68,73	Lempung kelanauan, padat
Proyek B	66,49	47,69	Lanau Kelempungan, medium
Proyek C	51,53	27,09	Lanau Kelempungan, medium
Proyek D	43,82	31,30	Lempung Kelanauan, sedang
Proyek E	24,92	53,36	Lempung Kelanauam, sedang

5.3.2 Metode Meyerhof

Metode Meyerhof cukup baik. Perhitungan daya dukung untuk metode ini dipengaruhi oleh dimensi tiang dan kedalaman pondasi tiang. Besar simpangan berkisar antara 6,29% hingga 11,16% untuk daya dukung selimut tiang dan 3,61% hingga 14,78% untuk daya dukung ujung tiang.

Tabel 5.5 Persen simpangan metode Meyerhof

Lokasi	Simpangan (%)		Tanah Dominan
	Q _s	Q _b	
Proyek A	9,34	3,61	Lempung kelanauan, padat
Proyek B	6,29	13,48	Lanau Kelempungan, medium
Proyek C	11,16	13,51	Lanau Kelempungan, medium
Proyek D	9,01	14,78	Lempung Kelanauan, sedang
Proyek E	10,76	4,30	Lempung Kelanauan, sedang

5.3.3 Metode Aoki & Velloso

Penentuan daya dukung selimut amat dipengaruhi oleh jenis tanah setempat sedangkan penentuan daya dukung ujung amat dipengaruhi oleh dimensi tiang yang digunakan. Persen simpangan lebih besar untuk kondisi tanah dengan kandungan lempung sedangkan persen simpangan lebih kecil untuk kondisi tanah dengan kandungan lanau. Berikut akan disajikan tabel persen simpangan untuk metode ini:

Tabel 5.6 Persen simpangan metode Aoki & Velloso

Lokasi	Simpangan (%)		Tanah Dominan
	Q_s	Q_b	
Proyek A	41,54	24,18	Lempung kelanauan, padat
Proyek B	27,00	12,83	Lanau Kelempungan, medium
Proyek C	26,33	18,01	Lanau Kelempungan, medium
Proyek D	40,44	21,66	Lempung Kelanauan, sedang
Proyek E	47,54	19,28	Lempung Kelanauan, sedang

5.3.4 Metode Nottigham & Schmertmann

Dari metode yang lainnya metode ini memberikan nilai yang cukup baik apabila dibandingkan dengan hasil dari *loadingtest*. Hasil ini dapat dilihat dari persen simpangan yang kecil.

Dalam menentukan tahanan ujung tiang metode ini sama dengan metode yang dianjurkan oleh Begemann. Namun, dalam penentuan daya dukung selimut nilai tahanan ujung sondir direduksi karena penggunaan sondir mekanis pada tanah lempung. Berikut disajikan tabel persen simpangan dari metode ini.

Tabel 5.7 Persen simpangan metode Nottigham & Schmertmann

Lokasi	Simpangan (%)		Tanah Dominan
	Q_s	Q_b	
Proyek A	6,25	3,05	Lempung kelanauan, padat
Proyek B	4,88	7,06	Lanau Kelempungan, medium
Proyek C	3,68	0,21	Lanau Kelempungan, medium
Proyek D	7,43	2,50	Lempung Kelanauan, sedang
Proyek E	7,97	5,32	Lempung Kelanauan, sedang

5.3.5 Metode Penpile

Metode ini memberikan persen simpangan yang besar. Hal ini disebabkan oleh faktor reduksi yang besar untuk daya dukung ujung tiangnya. Penyebab lainnya adalah tidak adanya ketentuan khusus berdasarkan jenis tanah pada metode ini. Berikut disajikan persen simpangan untuk metode ini:

Tabel 5.8 Persen simpangan metode Penpile

Lokasi	Simpangan (%)		Tanah Dominan
	Q_s	Q_b	
Proyek A	65,07	66,88	Lempung kelanauan, padat
Proyek B	67,14	60,99	Lanau Kelempungan, medium
Proyek C	76,56	59,17	Lanau Kelempungan, medium
Proyek D	78,61	51,20	Lempung Kelanauan, sedang
Proyek E	72,08	45,64	Lempung Kelanauan, sedang

5.3.6 Metode Philipponnat

Metode Philipponnat merupakan metode untuk berbagai jenis tiang dan tanah. Simpangan yang dihasilkan berkisar antara 4,99% hingga 12,20% untuk daya dukung selimut dan 5,30% hingga 18,64% untuk daya dukung ujung tiang. Persen simpangan akan disajikan pada tabel berikut :

Tabel 5.9 Persen simpangan metode Philipponnat

Lokasi	Simpangan (%)		Tanah Dominan
	Q_s	Q_b	
Proyek A	9,06	7,05	Lempung kelanauan, padat
Proyek B	11,28	18,64	Lanau Kelempungan, medium
Proyek C	12,20	10,46	Lanau Kelempungan, medium
Proyek D	4,99	5,30	Lempung Kelanauan, sedang
Proyek E	9,69	7,56	Lempung Kelanauan, sedang

5.3.7 Metode Price & Wardle

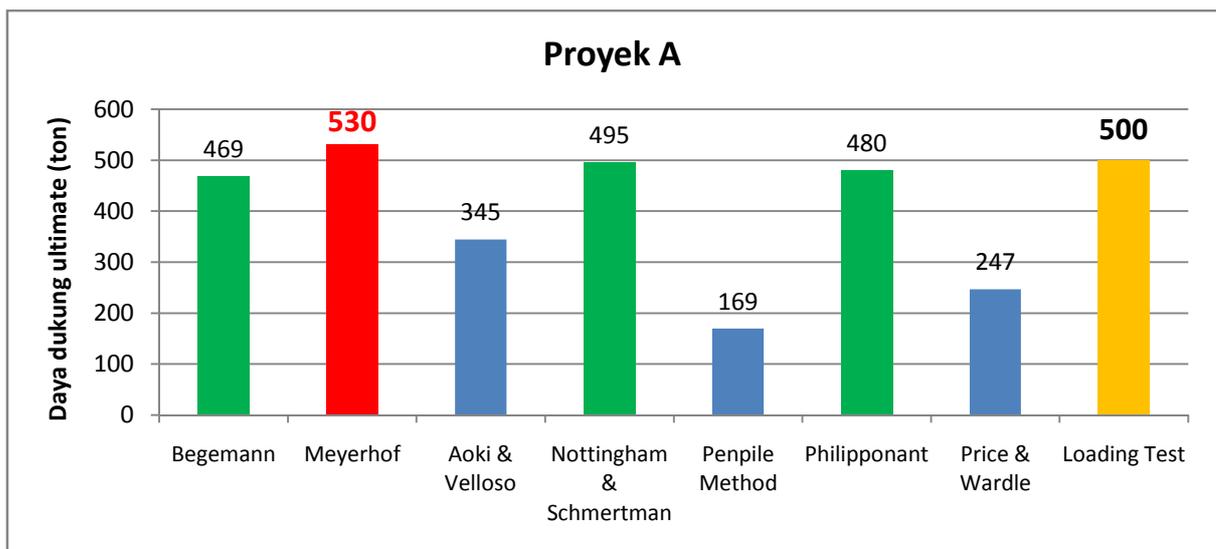
Metode ini dikembangkan oleh Price & Wardle (1982) dengan acuan *loading test*. Besar simpangan pada metode ini amat besar yaitu antara 22,23% hingga 79,25% untuk daya dukung selimut tiang dan 31,34% hingga 78,22% untuk daya dukung ujung tiang. Perhitungan pada gesekan selimut dan tahanan ujung tiang dipengaruhi oleh jenis tiang tanpa memperhatikan jenis tanah sehingga besarnya kesalahan menjadi semakin besar.

Tabel 5.10 Persen simpangan Metode Price & Wardle

Lokasi	Simpangan (%)		Tanah Dominan
	Q _s	Q _b	
Proyek A	32,20	64,49	Lempung kelanauan, padat
Proyek B	22,23	67,15	Lanau Kelempungan, medium
Proyek C	28,03	78,22	Lanau Kelempungan, medium
Proyek D	79,52	31,34	Lempung Kelanauan, sedang
Proyek E	63,63	32,32	Lempung Kelanauan, sedang

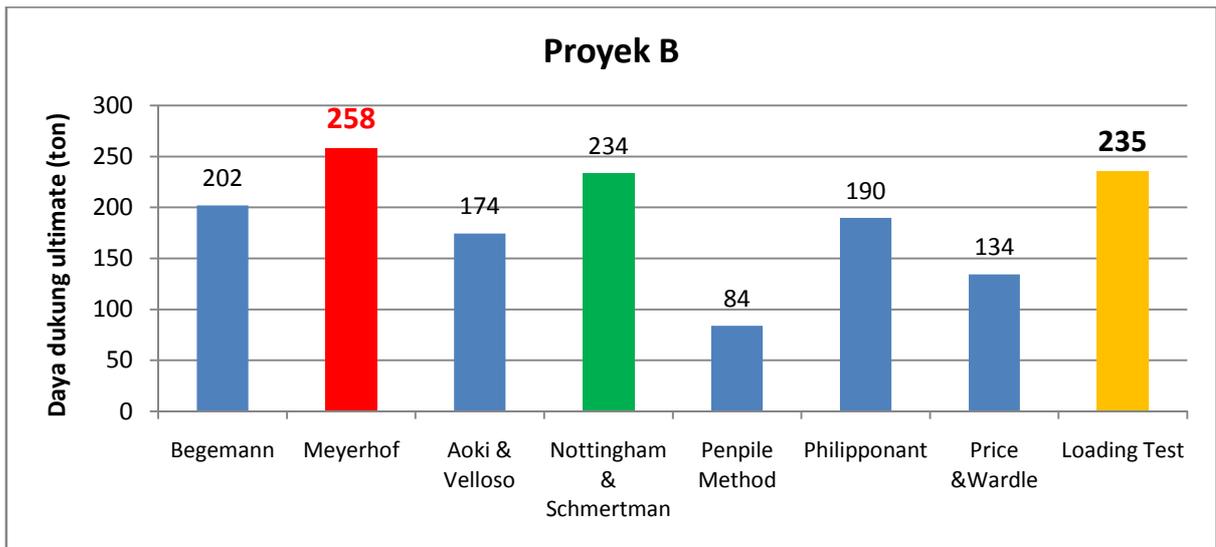
5.4 Pembahasan

Untuk mempermudah penyajian hasil estimasi masing-masing metode, maka data di plot pada diagram batang seperti berikut :

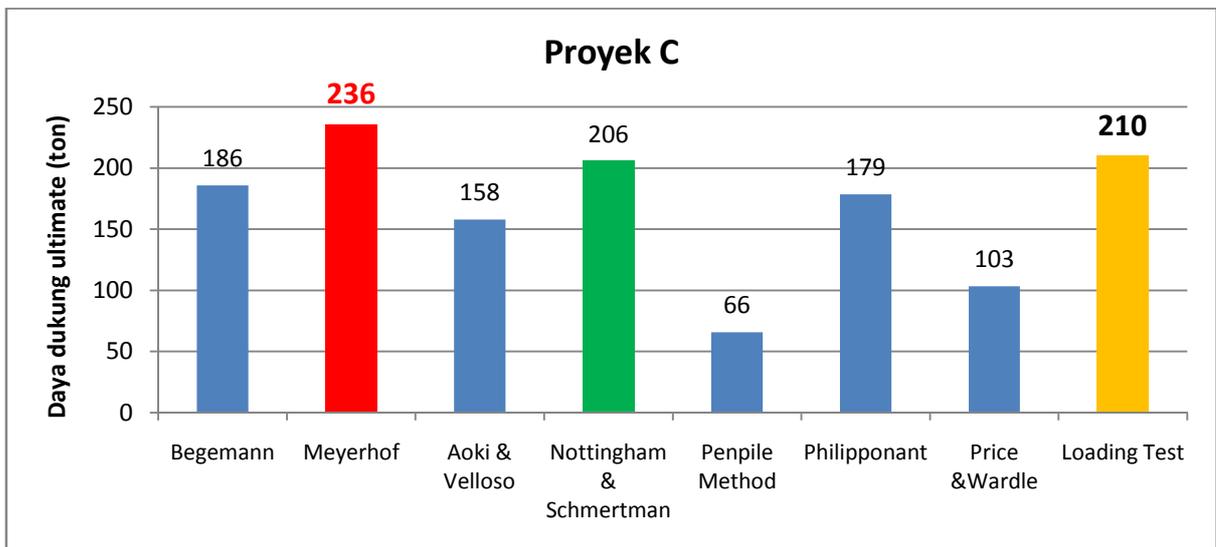


Gambar 5.1. Diagram batang perbandingan estimasi daya dukung ultimate Proyek A

Pada gambar 5.1, terlihat bahwa metode Meyerhof memberikan hasil *over-estimate* daya dukung aksial pondasi pancang. Sedangkan metode Nottingham & Schmertmann, metode Begemann, dan metode Philipponant memberikan hasil estimasi dibawah batas simpangan kesalahan yaitu 10% terhadap hasil *loading test*. Untuk metode Aoki & Velloso, metode Penpile, dan Metode Price & Wardle menghasilkan nilai *under-estimate* terhadap kapasitas aktual pondasi tiang pancang tersebut.

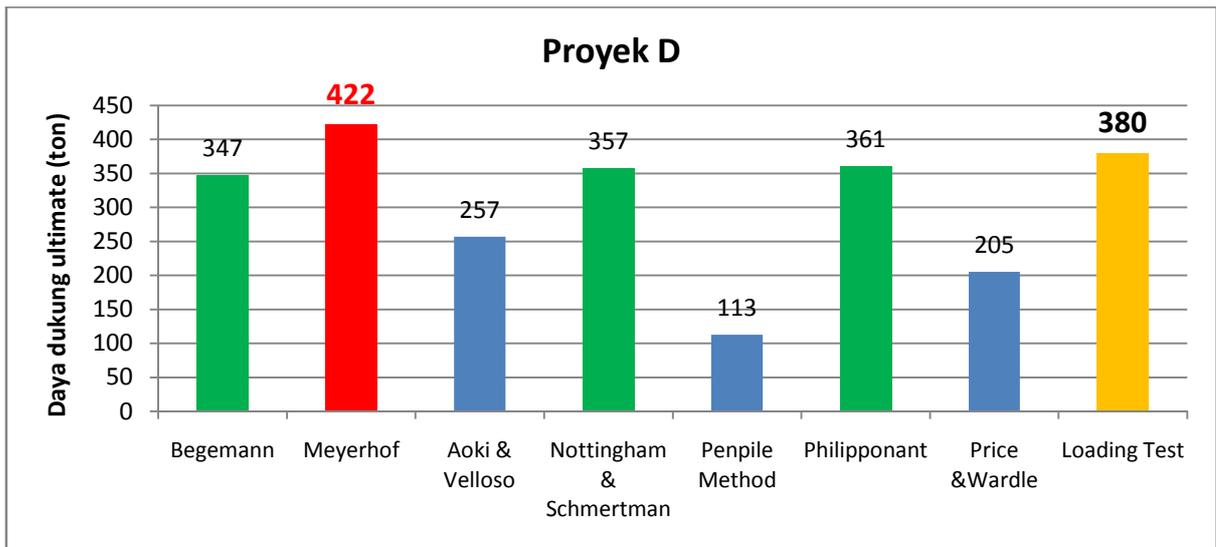


Gambar 5.2. Diagram batang perbandingan estimasi daya dukung ultimate Proyek B

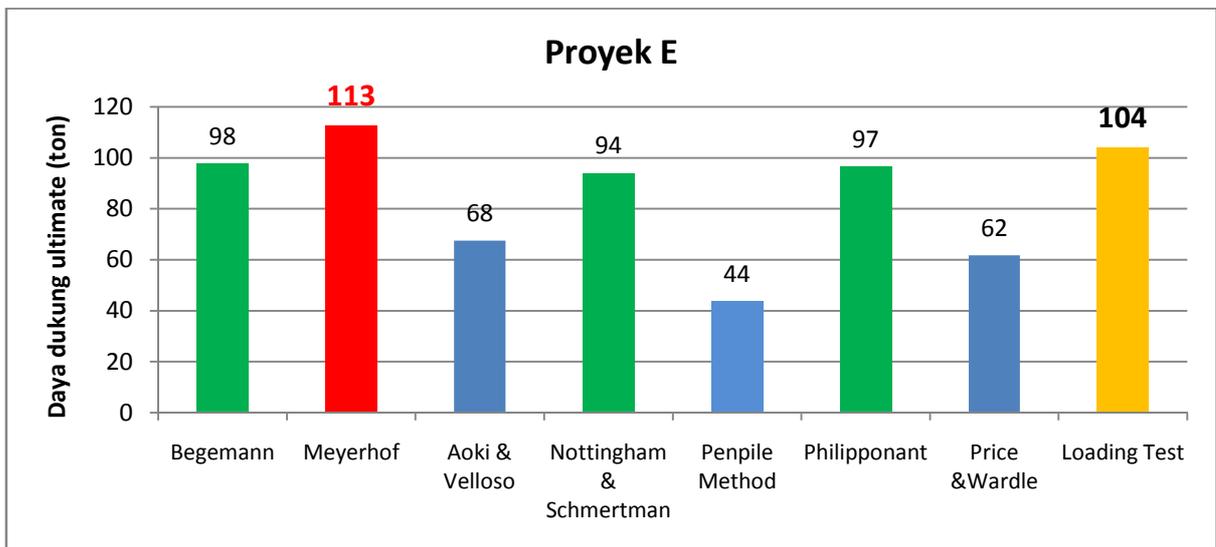


Gambar 5.3. Diagram batang perbandingan estimasi daya dukung ultimate Proyek C

Pada gambar 5.2 dan 5.3, terlihat bahwa metode Meyerhof memberikan hasil *over-estimate* daya dukung aksial pondasi pancang. Sedangkan hanya metode Nottingham & Schmertmann yang memberikan hasil estimasi dibawah batas simpangan kesalahan yaitu 10% terhadap hasil *loading test*. Untuk lainnya, menghasilkan nilai *under-estimate* terhadap kapasitas aktual pondasi tiang pancang tersebut.



Gambar 5.4. Diagram batang perbandingan estimasi daya dukung ultimate Proyek D



Gambar 5.5. Diagram batang perbandingan estimasi daya dukung ultimate Proyek E

Pada gambar 5.4 dan 5.5, trend yang serupa pada proyek A muncul kembali pada proyek D dan E, dimana metode Nottingham & Schmertman, Metode Begemann, dan metode Philipponant memberikan nilai estimasi yang mendekati nilai aktual *loading test*. Sedangkan, metode Meyerhof selalu konsisten memberikan nilai *over-estimate* terhadap daya dukung ultimate tiang pancang.

Setelah diperhatikan secara seksama, Metode Schmertmann & Nottingham selalu cocok diterapkan pada kelima proyek dan metode Meyerhof selalu memberikan hasil yang lebih besar dari nilai aktual *loading test*. Pada proyek A,D dan E, metode Begemann dan metode Philipponant juga memberikan hasil yang sesuai dengan kriteria. Hal ini mungkin disebabkan karena profil

pelapisan tanah dominan pada masing-masing proyek. Pada proyek A, D dan E, tanah dominan adalah tanah Lempung, sedangkan proyek B, dan C adalah tanah Lanau. Dengan kata lain, metode Begemann dan metode Philipponant lebih cocok diterapkan pada kondisi tanah Lempung dibandingkan tanah Lanau.

BAB 6. KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Perhitungan daya dukung ultimit pondasi tiang pancang tunggal berdasarkan data CPT cukup baik apabila menggunakan metode Nottingham & Schmertmann untuk *direct method* pada kondisi tanah lempung dan lanau dengan simpangan kurang dari 8% .
2. Metode Phillipponnat dan metode Begemann cukup baik apabila digunakan pada tanah Lempung (bukan tanah Lanau).
3. Metode Meyerhof memberikan hasil estimasi melebihi kapasitas aktual tiang pancang, sehingga metode ini tidak direkomendasikan untuk digunakan.

6.2 Saran

1. Data analisa dapat diperbanyak, supaya verifikasi data lebih dapat diandalkan.

DAFTAR PUSTAKA

1. Aoki N, & Velloso D., A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Proceedings of 5th Pan-American conference of soil mechanics and foundation engineering, Buenos Aires, pp. 367–376.
2. Begemann HKSPH. (1963). The use of the static penetrometer in Holland. NZ Eng 18(2):41.
3. Begemann HKSPH. (1965). The maximum pulling force on a single tension pile calculated on the basis of results of the adhesion jacket cone. In: Proceedings of the 6th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Montreal 2, pp. 229.
4. Clisby, M. B, Scholtes, R. M, Corey, M. W, Cole, H. A, Teng, P, Webb, J. D. (1978). An evaluation of pile bearing capacities, vol I, Final Report, Mississippi State Highway Department.
5. Coduto, D.P. (1994) “ *Foundation Design Principles and Practices*”, Prentice Hall, Englewood, N.J., 07632.
6. Manual Pondasi Tiang (2005). Geotechnical Engineering Center. Unpar.
7. Mayne, P. W. (2007). Cone penetration testing—a synthesis of highway practice. NCHRP Synthesis 368, Transportation Research Board, Washington, DC.
8. Meyerhof, G. G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. ASCEJ Soil Mech Found Div 82:866–1019.
9. Meyerhof, G. G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. J Geotech Eng Div 102:195–228.
10. Meyerhof, G. G. (1983). Scale effects of ultimate pile capacity. J Geotech Eng 109:797–806.
11. Nottingham, L. C. (1975). Use of quasi-static friction cone penetrometer data to predict load capacity of displacement piles. PhD Thesis, University of Florida.
12. Philipponnat, G. (1980). Methode pratique de calcul d’un pieu isole a l’aide du penetrometre statique. Rev Fr Ge’otech10:55–64.
13. Price, G & Wardle, I. F. (1982). A comparison between cone penetration test results and the performance of small diameter instrumented piles in stiff clay. In: Proceedings of the 2nd European symposium.
14. Schmertmann, J. H. (1978). Guidelines for cone penetration test, performance and design. U.S. Department of Transportation, Washington, DC, Report No. FHWA-TS-78-209, 145 p.
15. Suljandari, N. S. (2008). Studi Perbandingan Perhitungan Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang Bor Menggunakan Uji Beban Statik Dan Metode Dinamik. Media Teknik Sipil. Pp. 77-83.
16. Tomlinson, M. J. (1980). Foundation Design and Construction, Pitman, London