

COMPARISON STUDY OF DRIVEN PILES AXIAL CAPACITY BY EMPIRICAL METHOD AND DYNAMIC LOAD TEST

Reyance Inryani Tampubolon¹ dan Danang Setiya Raharja^{2*}

^{1,2}Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Wijaya Kusuma Surabaya
Jl. Dukuh Kupang XXV No. 54, Kota Surabaya, 60225

E-mail: reyanceinritampubolon@gmail.com¹, raharja.ds@uwks.ac.id²

(*) Penulis Koresponden

ABSTRAK: Fondasi adalah bagian struktur yang berfungsi sebagai penopang bangunan dan penyalur beban struktur atas ke lapisan tanah dengan daya dukung. Penyelidikan tanah di lapangan berupa *Cone Penetration Test* (CPT) dan *Standar Penetration Test* (SPT) umumnya dijadikan acuan dalam estimasi daya dukung aksial pondasi dalam. Artikel ini melakukan analisis perbandingan estimasi daya dukung tiang pancang menggunakan metode empiris sesuai data CPT dan SPT yang kemudian dibandingkan dengan hasil uji beban dinamis (PDA) pada Proyek Pembangunan Fly Over Pengganti JPL 64 Krian, Sidoarjo untuk mengevaluasi metode analisis empiris mana yang lebih sesuai dengan hasil uji PDA. Analisis daya dukung metode empiris menggunakan data CPT mengacu pada metode Mayerhoff dan Decourt (1995). Sedangkan analisis dengan data SPT mengacu pada metode Mayerhoff (1956) serta Schmertmann dan Nottingham (1975). Perbandingan hasil analisis menunjukkan metode Decourt (1975) berdasar data SPT dan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) berdasar data CPT adalah yang lebih baik ketelitiannya untuk mendekati hasil analisis CAPWAP dari Uji PDA, sedangkan metode Mayerhoff baik untuk data SPT maupun CPT masih dapat digunakan namun diperlukan kehati-hatian yang ekstra. Keterbatasan kedalaman dari data CPT dapat diantisipasi dengan melakukan proses interpolasi terhadap data jumlah hambatan pelekak dan terlihat memberikan hasil yang cukup baik dengan analisis menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dengan catatan tidak terdapat lapisan tanah lunak di bawah akhir data CPT.

Kata Kunci : *daya dukung aksial, PDA, metode empiris, tiang pancang*

1 PENDAHULUAN

Kebutuhan konstruksi untuk mengatasi permasalahan kemacetan jalan dan menipisnya ketersediaan lahan dapat direalisasikan dengan pembangunan jalan layang (*flyover*) sebagai konstruksi jalan yang dibangun di atas jalan lain (Karramal, 2016). Dari segi ekonomi, dampak kemacetan lalu lintas utamanya di perlintasan dapat berdampak terhadap hilangnya waktu pengemudi dan bertambahnya biaya yang harus dikeluarkan oleh pengendara (Himam, 2022). Perencanaan dan perancangan struktur *flyover* sebaiknya harus mempertimbangkan pula fungsi kebutuhan transportasi, persyaratan teknis, estetika dan juga arsitektural (Supriyadi & Muntohar, 2007). *Flyover* sebagai pengganti perlintasan sebidang jalan raya dengan jalur kereta api JPL64 di Kota Sidoarjo adalah salah satu solusi untuk mengatasi pusat kemacetan dan mempercepat akses menuju kota lain seperti Kota dan Kabupaten Mojokerto serta Kota Surabaya. *Flyover* ini akan menghubungkan Jl. Kyai Mojo – Jl. Raya Moh. Yamin dengan Jl. Setiabudi dengan panjang jembatan layang 550 meter, memiliki bentang utama $\pm 21,8$ m dan $\pm 32,8$ m khusus untuk perlintasan, lebar jalan

± 9 m, dengan ketinggian maksimum ± 5 m dari jalan di bawahnya. Struktur jembatan menggunakan konstruksi gelagar PCI *Girder* dari beton *pre-tension* sebagai gelagar utama serta *post-tension* untuk gelagar di atas perlintasan kereta.

Pekerjaan fondasi merupakan pekerjaan yang serius dan pekerjaan utama yang harus dilakukan dalam sebuah pembangunan infrastruktur. Pembuatan fondasi yang tidak sesuai akan mengakibatkan fondasi runtuh dan terjadi hal-hal buruk yang dapat menyebabkan akibat fatal bagi keseluruhan konstruksi jembatan (Fajarsari, 2020). Pembangunan fondasi memberi efek yang besar pada suatu konstruksi. Secara umum, fondasi merupakan bagian terendah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau bantuan yang ada di bawahnya (Hardiyatmo, 2020). Fondasi tiang pancang merupakan salah satu jenis fondasi dalam yang berfungsi menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah pada kedalaman tertentu, hal tersebut dikarenakan lapisan tanah keras terletak sangat dalam. Selain mendukung konstruksi jembatan dalam menahan beban vertikal,

COMPARISON STUDY OF DRIVEN PILES AXIAL CAPACITY BY EMPIRICAL METHOD AND DYNAMIC LOAD TEST

(Reyance Inryani Tampubolon, Danang Setiya Raharja)

fondasi tiang juga berperan penting dalam menahan beban lateral akibat timbunan, beban hanyut, beban rem dan beban angin serta beban gempa. Kondisi geografis Indonesia yang berada di daerah rawan gempa mensyaratkan betapa pentingnya suatu perencanaan dan pengujian pada fondasi untuk mengetahui besaran daya dukung fondasi yang ada (Fajarsari, 2020).

Stabilitas jembatan bergantung pada daya dukung fondasinya, sehingga daya dukung individu fondasi tiang harus diketahui terlebih dahulu. Setelah diketahui daya dukung tiang secara akurat, maka batas bawah faktor keamanan dapat dipakai dalam perencanaan fondasi sehingga diperoleh struktur yang aman. Bachtiar & Yusuf (2012) melakukan evaluasi perbandingan daya dukung tiang pancang berdasar data CPT (menggunakan metoda Schmertmann dan Nottingham (1975), de Ruyter dan Beringen (1979) serta Bustamante dan Ganeselli (1982)) dengan hasil uji PDA, dan diperoleh sebaran data yang cukup lebar. Hal ini terjadi karena sebaran data kurang terkontrol serta jarak antara titik CPT dan PDA terlalu jauh.

Santoso & Hartono (2020) menggunakan data 18 uji PDA di jembatan Kaligawe dan kemudian dibandingkan dengan perhitungan berdasar data SPT untuk berbagai metode, Mayerhof (1976), Schmertmann (1978), Briaud et.al. (1985), dan L. Decourt (1987). Nilai daya dukung rata-rata hasil uji *Pile Driving Analyzer* (PDA) yang telah dianalisis menggunakan metode *Case Pile Wave Analysis Program* (CAPWAP) lebih besar 0,4% dibandingkan daya dukung rerata perhitungan empiris dari keempat metode (Santoso & Hartono, 2020).

Penelitian ini bertujuan melengkapi penelitian-penelitian terdahulu tentang analisis perbandingan estimasi daya dukung tiang pancang menggunakan metode empiris berdasarkan data CPT dan SPT terhadap hasil uji PDA dengan studi kasus pada fondasi tiang pancang fly over JPL 64 Krian (FOMS-1) di Sidoarjo, Jawa Timur.

2 METODE PENELITIAN

Data yang digunakan pada penelitian ini adalah data sekunder yang diperoleh dari Proyek Fly Over Krian sebanyak 3 data, masing-masing untuk CPT, SPT, dan hasil uji PDA. Posisi ketiga data tersebut cukup berdekatan karena masih dalam satu area pile cap pilar struktur fly over.

Metode analisis daya dukung tiang pancang secara analisis / empiris berdasar data CPT

menggunakan metode Mayerhoff serta metode Schmertmann dan Nottingham (1975), sedangkan berdasar data SPT menggunakan metode Mayerhoff (1956) dan L. Decourt (1995), serta untuk PDA menggunakan hasil analisis CAPWAP

Secara umum, kapasitas daya dukung aksial ijin diperoleh dengan membagi nilai daya dukung ultimate dengan angka keamanan sebesar 3 sesuai dengan ketentuan pada SNI 8460:2017.

2.1 CPT – Mayerhoff

Metode Mayerhoff juga cukup dikenal dengan sebutan metode langsung karena menggunakan nilai hasil CPT secara langsung tanpa ada faktor-faktor koreksinya. Secara singkat daya dukung tiang pancang kondisi ultimate merupakan hasil penjumlahan tahanan ujung dikalikan luas penampang dan total hambatan lekat dikalikan keliling tiang.

$$Q_{ult} = q_c \cdot A_p + JHP \cdot K \quad (1)$$

dimana:

Q_{ult} = daya dukung ultimate tiang

q_c = nilai tahanan konus CPT

A_p = luas penampang tiang

JHP = total hambatan pelekak CPT

K = keliling tiang

Sedangkan untuk perhitungan daya dukung ijin menggunakan rumus berikut ini. Nilai daya dukung ultimate dibagi dengan angka keamanan yang besarnya 3 untuk tahanan ujung dan 5 untuk tahanan friksi.

$$Q_{ijin} = \left(\frac{q_c \cdot A_p}{3} \right) + \left(\frac{JHP \cdot K}{5} \right) \quad (2)$$

2.2 CPT - Metode Schmertmann dan Nottingham (1975)

Metode Schmertmann dan Nottingham (1975) hanya berlaku untuk tiang pancang. Perhitungan daya dukung ujung (Q_p) berdasarkan nilai q_c rata-rata pada 8D di atas ujung tiang dan 0,7D – 4D di bawah ujung tiang.

$$Q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \times A_p \quad (3)$$

dimana:

Q_p = daya dukung ujung tiang

q_{c1} = nilai q_c rata-rata di bawah ujung tiang (titik a-b-c). Jumlahkan q_c kedua jalur, arak menurun (titik a-b) dan arah menanjak (titik b-c). Gunakan nilai asli

q_c untuk jalur a-b dan nilai minimum sepanjang jalur b-c. Gunakan nilai rata-rata q_c yang terkecil dari keduanya (Gambar 1).

q_{c2} = rata-rata q_c sepanjang jarak 8D di atas ujung tiang (jalur c-e). Gunakan nilai minimum seperti aturan jalur b-c di perhitungan q_{c1} . Abaikan jika terdapat anomali "x" pada tanah pasir, tapi sertakan di jalur minimum pada tanah lempung.

Apabila masih dijumpai deposit tanah lunak di bawah tiang hingga 4D-10D, maka perlu dilakukan reduksi terhadap nilai rata-rata tersebut. Besarnya nilai perlawanan ujung dibatasi maksimum 100 kg/cm² untuk tanah pasir dan 75 kg/cm² untuk tanah lempung.

Sedangkan perhitungan daya dukung selimut tiang / friksi perhitungannya tergantung terhadap jenis tanah.

$$Q_s = K_{s,c} \left[\sum_{z=0}^{8D} \frac{z}{8D} f_s \cdot A_s + \sum_{z=8D}^L f_s \cdot A_s \right] \quad (4)$$

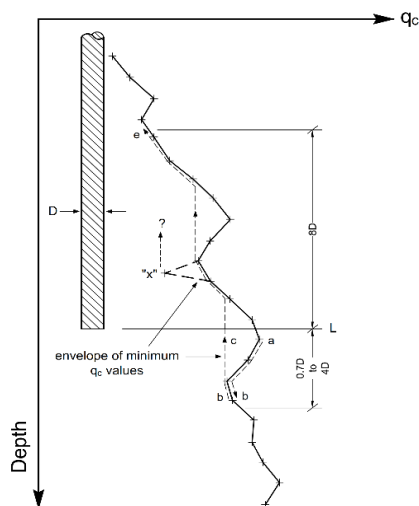
dimana:

Q_s = daya dukung selimut tiang / friksi

K_c & K_s = faktor reduksi, tergantung kedalaman dan jenis tiang (Gambar 1)

f_s = nilai gesekan selimut tiang

A_s = luas selimut tiang



Gambar 1. Skema perhitungan daya dukung ujung tiang metode Schmertmann dan Nottingham (1975)

Nilai tahanan friksi selimut tiang (f_s) dibatasi maksimum 1,2 kg/cm² untuk tanah pasir dan 1,0 kg/cm² untuk tanah kelanauan. Nilai K_c & K_s dihitung berdasarkan total kedalaman tiang. Apabila tanah terdiri dari kombinasi pasir dan lempung, maka perhitungan daya dukung untuk setiap lapisan dilakukan secara terpisah.

2.3 SPT – Metode Mayerhoff (1956)

Perhitungan daya dukung ultimate tiang merupakan hasil penjumlahan antara daya dukung ujung tiang dengan selimut tiang. Untuk tiang pancang, Mayerhoff (1956) mengusulkan rumus sebagai berikut.

$$Q_u = 40N_b \cdot A_p + 0.2N \cdot A_s \quad (5)$$

dimana:

Q_u = daya dukung ultimate tiang fondasi

N_b = nilai N-SPT rata-rata pada elevasi dasar tiang

N = nilai N-SPT rata-rata sepanjang selimut tiang

Pengecualian perlu dilakukan pada tiang dengan desakan tanah yang kecil saat proses instalasi seperti tiang bor dan tiang baja H, dimana nilai tahanan selimut diambil setengahnya saja.

$$Q_u = 40N_b \cdot A_p + 0.1N \cdot A_s \quad (6)$$

Nilai pembatasan perlu diterapkan selama perhitungan, yaitu untuk nilai N_b dibatasi 40 dan untuk $0.2N$ dibatasi 10 ton/m².

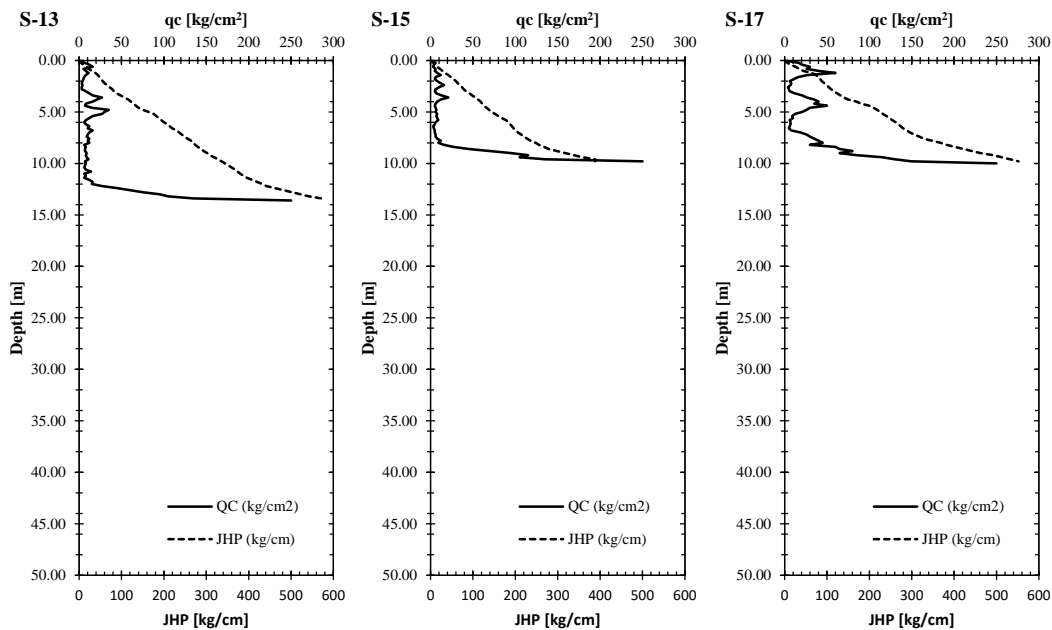
Jika untuk tanah lempung, maka ada sedikit perubahan nilai tahanan ujung yaitu dengan menggunakan pendekatan parameter kuat geser tak terdrainase (S_u). Dimana nilai S_u dapat diperoleh dengan pendekatan dari nilai N-SPT yaitu $S_u = 6N$. Sedangkan untuk tahanan friksi menggunakan besaran tahanan satuan friksi (f_s) sebesar 0,5 x S_u .

2.4 SPT – Metode Décourt (1995)

Selain metode Mayerhoff (1956) yang sudah cukup populer digunakan di Indonesia serta banyak termuat di dalam berbagai buku referensi tentang fondasi, metode Luciano Décourt (1995) ternyata juga cukup banyak digunakan oleh para peneliti dalam menghitung kapasitas tiang pancang berdasarkan data SPT (Mulyono & Agustina, 2022; Shooshpasha dkk., 2013; Waluyo & Triarso, 2023; Zakahfi & Kusumawardani, 2018).

COMPARISON STUDY OF DRIVEN PILES AXIAL CAPACITY BY EMPIRICAL METHOD AND DYNAMIC LOAD TEST

(Reyance Inryani Tampubolon, Danang Setiya Raharja)



Gambar 2. Plot data Sondir/CPT untuk S-13, S-15, dan S-17

$$Q_p \text{ (MPa)} = k_b \cdot N_b \quad (7)$$

$$Q_s \text{ (kPa)} = \alpha \cdot (2,8 \cdot N_s + 10) \quad (8)$$

Tabel 1. Koefisien kapasitas tiang metode Décourt (1995)

Koefisien kapasitas Ujung	k_b (MPa)
Tiang pancang di Pasir	0,400
Tiang bor di Pasir	0,325
Tiang pancang di Lempung	0,120
Tiang pancang di Lanau	0,200
Tiang bor di Lempung	0,8
Koefisien kapasitas Friksi	α
Tiang pancang dan tiang bor di Lempung	1,0
Tiang bor di Pasir	0,5 – 0,6

dimana:

- k_b = koefisien kapasitas ujung (Tabel 1)
 α = koefisien kapasitas friksi tiang (Tabel 1)
 N_b = rata-rata N-SPT pada rentang 4D di atas dan di bawah dasar fondasi, dengan D = diameter tiang pancang
 N_s = rata-rata N-SPT di sepanjang tiang yang terbenam, dengan $3 \leq N \leq 50$

2.5 Material Tiang Pancang dan Data Tanah

Tiang pancang yang digunakan pada proyek fly over JPL 64 Krian ini adalah jenis *spun pile prestresses* dengan diameter 60 cm dan panjang penanaman berkisar antara 35 – 40 m. Data tanah yang digunakan berupa 3 titik bor dalam lengkap dengan nilai N-SPT, 3 titik CPT, dan 3 titik PDA. Posisi titik bor dan CPT berada pada area Pilar nomor 9 (P9), P11, dan P13 dengan masing-masing identitasnya S-13, S-15, dan S-17 untuk CPT (Gambar 2) serta BH-13, BH-15, dan BH-17 untuk bor dalam (Gambar 3).

3 HASIL DAN DISKUSI

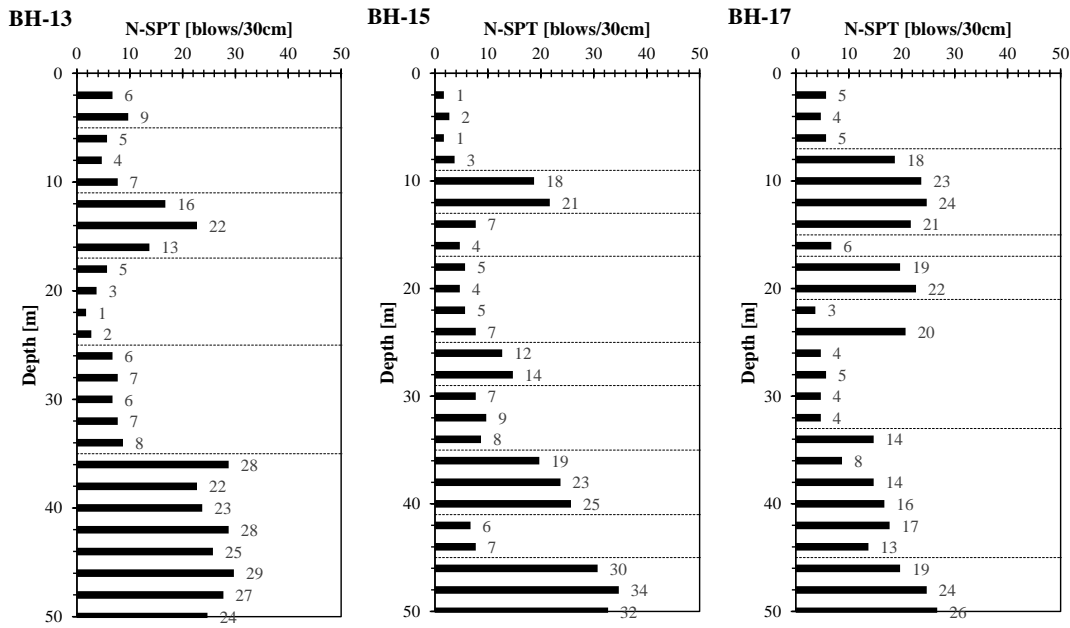
3.1 Analisis Data SPT - Mayerhoff

Metode Mayerhoff tidak menggunakan nilai-nilai koreksi yang cukup rinci antara lapisan tanah lempung atau pasir. Detail properti tiang pancang yang digunakan yaitu spun pile diameter 60 cm.

$$\begin{aligned} \text{Diameter (d)} &= 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m} \\ \text{Luas (A}_p\text{)} &= \pi \times \frac{1}{4} \times d^2 = 0,2827 \text{ m}^2 \\ \text{Keliling (K)} &= \pi \times d \\ &= 3,14 \times 0,6 \text{ m} = 1,884 \text{ m} \end{aligned}$$

Terdapat tiga titik data bor yang dianalisis, yaitu BH-13, BH-15, dan BH-17.

Proses perhitungan dengan metode empiris Mayerhoff dilakukan untuk setiap interval data N-SPT, yaitu interval 2m, menggunakan bantuan program *spreadsheet*. Untuk memberikan gambaran alur perhitungannya, berikut ini adalah salah satu contoh proses untuk kedalaman 10 m untuk data dari BH-13.



Gambar 3. Plot data N-SPT untuk BH-13, BH-15, dan BH-17

Panjang 8d = 8 x 0,6 = 4,8 m sehingga diambil 3 data N-SPT di atas elevasi dasar tiang.

Panjang 4d = 4 x 0,6 = 2,4 m sehingga diambil 1 data N-SPT di bawah elevasi dasar tiang.

$$N_1(8d) = \frac{5+4+7}{3} = 5,33$$

$$N_2(4d) = \frac{16}{1} = 16$$

$$N_b = \frac{N_1 + N_2}{2} = \frac{5,33+16}{2} = 10,7$$

Pada kedalaman 10 m, lapisan tanahnya tergolong lempung sehingga digunakan pendekatan nilai Su.

$$q_b = 9 \cdot Su = 9 \cdot (6 \cdot N_b) = 640 kN / m^2$$

$$Q_b = q_b \cdot A_p = 640 \cdot 0,283 = 181 kN$$

Perhitungan tahanan friksi menggunakan pendekatan nilai Su juga.

$$f_s = 0,5 \cdot Su = 0,5 \cdot (6 \cdot 10,5) = 35,5 kN / m^2$$

$$Q_s = f_s \cdot A_s = f_s \cdot (L \cdot K)$$

Panjang tiang dihitung dari interval pembacaan N-SPT yaitu 2 m. Kemudian nilai yang didapatkan dijumlahkan secara kumulatif dengan nilai sebelumnya.

$$Q_s = 35,5 \cdot (2 \cdot 1,884) = 133,97 kN$$

$$\sum Q_s 10m = \sum Q_s 8m + Q_s 10m$$

$$\sum Q_s 10m = 225,45 + 133,97 = 359,42 kN$$

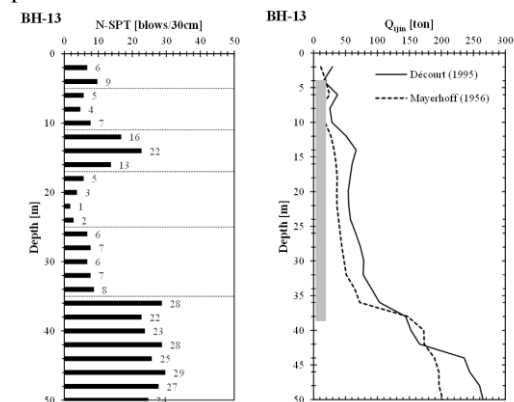
Sehingga perhitungan daya dukung ultimate dapat diperoleh dengan menambahkan Qb dan Qs kumulatif. Perhitungan daya dukung ijin dilakukan dengan membagi Qult dengan angka keamanan yang nilainya 3.

$$Q_{ult} = Q_b + \sum Q_s$$

$$Q_{ult} = 181 + 359,42 = 540,38 kN$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{3} = \frac{540,38}{3} = 180 kN = 18 ton$$

Contoh hasil perhitungan untuk setiap kedalaman berdasarkan data BH-13 disajikan pada Gambar 4.



Gambar 4. Grafik daya dukung aksial berdasar data N-SPT untuk BH-13

COMPARISON STUDY OF DRIVEN PILES AXIAL CAPACITY BY EMPIRICAL METHOD AND DYNAMIC LOAD TEST

(Reyance Inryani Tampubolon, Danang Setiya Raharja)

3.2 Analisis Data SPT - Décourt (1995)

Metode Décourt (1995) sangat berbeda dengan metode Mayerhoff karena menerapkan faktor-faktor koreksi sesuai dengan metode instalasi tiang dan jenis tanah.

Proses perhitungan dengan metode empiris Décourt (1995) juga dilakukan untuk setiap interval data N-SPT, yaitu interval 2m, menggunakan bantuan program *spreadsheet*. Untuk memberikan gambaran alur perhitungannya, berikut ini adalah salah satu contoh proses untuk kedalaman 20 m untuk data dari BH-13.

Panjang 4d = 4 x 0,6 = 2,4 m sehingga diambil 1 data N-SPT di bawah elevasi dasar tiang.

$$N_2(4d) = \frac{5}{1} = 5$$

$$N_1(4d) = \frac{3+1}{2} = 2$$

$$N_b = \frac{N_1 + N_2}{2} = \frac{5+2}{2} = 3,5$$

Pada kedalaman 20 m, lapisan tanahnya juga tergolong lempung sehingga digunakan nilai tahanan ujung K_b untuk tiang pancang sebesar 120 kPa (Tabel 1).

$$Q_b = k_b \cdot N_b \cdot A_p$$

$$Q_b = 120 \cdot 3,5 \cdot 0,283 = 118,75 \text{ kN}$$

Untuk tahanan selimut tiang dihitung menggunakan koefisien tahanan selimut sebesar 1 (Tabel 1) untuk tiang pancang pada tanah lempung. Luas selimut yang digunakan adalah untuk panjang tiang 2 m sesuai dengan interval bacaan N-SPT.

$$Q_s 20m = \alpha \cdot 10 \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \cdot A_s$$

$$Q_s 20m = 1 \cdot 10 \left(\frac{3,5}{3} + 1 \right) \cdot (2 \cdot 1,8) = 82 \text{ kN}$$

$$\sum Q_s 20m = \sum Q_s 18m + Q_s 20m$$

$$\sum Q_s 20m = 1429 + 82 = 1510 \text{ kN}$$

Sehingga perhitungan daya dukung ultimate dapat diperoleh dengan menambahkan Q_b dan Q_s kumulatif. Perhitungan daya dukung ijin dilakukan dengan membagi Q_{ult} dengan angka keamanan yang nilainya 3.

$$Q_{ult} = Q_b + \sum Q_s$$

$$Q_{ult} = 111,75 + 1510 = 1629 \text{ kN}$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{3} = \frac{1629}{3} = 543 \text{ kN} = 54,3 \text{ ton}$$

Contoh hasil perhitungan untuk setiap kedalaman berdasarkan data BH-13 disajikan pada Gambar 4.

3.3 Analisis Data CPT – Mayerhoff (1956)

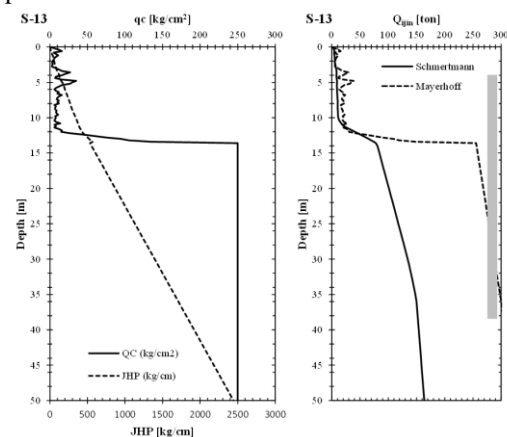
Pada perhitungan daya dukung aksial menggunakan data CPT dilakukan proses interpolasi data karena hasil pengujian lapangan hanya berhenti pada kisaran kedalaman 15-17 m dari level tanah sekitar. Pembahasan mengenai kenapa data CPT hanya berhenti di kedalaman tersebut serta kapasitas sondir yang digunakan tidak menjadi lingkup pembahasan pada penelitian ini.

Proses perhitungan daya dukung aksial menggunakan data CPT ini dibantu dengan metode interpolasi linier untuk jumlah hambatan pelekat, namun untuk nilai tahanan ujung diasumsikan nilainya konstan sesuai maksimum bacaan q_c yang ada di setiap data sondir. Contoh hasil plot grafik sondir yang telah dilakukan interpolasi dapat dilihat pada **Gambar 5**.

Untuk memberikan gambaran alur perhitungannya, berikut ini adalah salah satu contoh proses untuk kedalaman 1,6 m untuk data dari S-13.

- $Q_u = Q_p + Q_s$
 $Q_u = (q_c \times A_p) + (JHP \times K)$
 $Q_u = (600 \times 0,2826) + (48 \times 1,884)$
 $Q_u = 169,56 \text{ kN} + 90,43 \text{ kN}$
 $Q_u = 260 \text{ kN}$
- $Q_{ijin} = \frac{q_c \times A_p}{3} + \frac{JHP \times K}{5}$
 $Q_{ijin} = 74,6 \text{ kN}$
 $Q_{ijin} = 7,5 \text{ ton}$

Contoh hasil perhitungan untuk setiap kedalaman berdasarkan data S-13 disajikan pada **Gambar 5**.



Gambar 5. Grafik daya dukung aksial berdasar data CPT untuk S-13

3.4 Analisis Data CPT - Metode Schmertmann dan Nottingham (1975)

Metode ini lebih detail dan rinci dengan dilengkapi faktor-faktor koreksi khususnya untuk tahanan friksi yang disesuaikan dengan jenis tiang fondasi dan jenis lapisan tanah. Sedangkan untuk tahanan ujung mengakomodir nilai tahanan ujung rata-rata di sisi atas dan bawah dari elevasi dasar tiang sehingga nilainya lebih konservatif.

Proses perhitungan daya dukung aksial menggunakan data CPT ini dibantu dengan metode interpolasi linier untuk jumlah hambatan pelekat, namun untuk nilai tahanan ujung diasumsikan nilainya konstan sesuai maksimum bacaan q_c yang ada di setiap data sondir. Contoh hasil plot grafik sondir yang telah dilakukan interpolasi dapat dilihat pada **Gambar 5**.

Untuk memberikan gambaran alur perhitungannya, berikut ini adalah salah satu contoh proses untuk kedalaman 0,2 m untuk data dari S-13.

- $q_{c1} = \frac{\sum q_{c2-13}}{12} = 733,333$
- $q_{c2} = Q_{c2} = 600$
- $q_{upr} = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2}$

$$q_{upr} = \frac{733,333 + 600}{2} = 666,667 \text{ kN}$$

- $Q_p = \alpha_p \times q_{upr} \times A_b$
- $Q_p = 0,4 \times 666,667 \times 0,2827$
 $Q_p = 94,2 \text{ kN}$
- $Q_s = \sum \alpha_{s,i} \times f_{s,i} \times A_{s,i}$
 $Q_s = 0,5 \times 4 \times 1,884 = 3,768 \text{ kN}$
- $Q_{ult} = Q_p + Q_s$
 $Q_{ult} = 94,2 + 3,768 = 97,968 \text{ kN}$
- $Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{3} = \frac{97,968 \text{ kN}}{3}$
 $Q_{ijin} = 32,154 \text{ kN} = 3,2 \text{ ton}$

Contoh hasil perhitungan untuk setiap kedalaman berdasarkan data S-13 disajikan pada **Gambar 5**.

4 ANALISIS HASIL PDA DAN CAPWAP

Pengujian dinamis atau yang umum dikenal dengan istilah PDA test sangat umum digunakan di Indonesia karena proses pelaksanaannya yang relatif sederhana dan hasil estimasi daya dukung bisa langsung diketahui. Meskipun, hasil estimasi yang lebih baik baru bisa diketahui dalam beberapa hari setelah dilakukan analisis rambatan gelombang dengan metode CAPWAP.

Proses pengujian PDA diawali dengan pekerjaan persiapan yang meliputi, persiapan

Tabel 2. Parameter input pada alat PDA untuk ketiga tiang uji

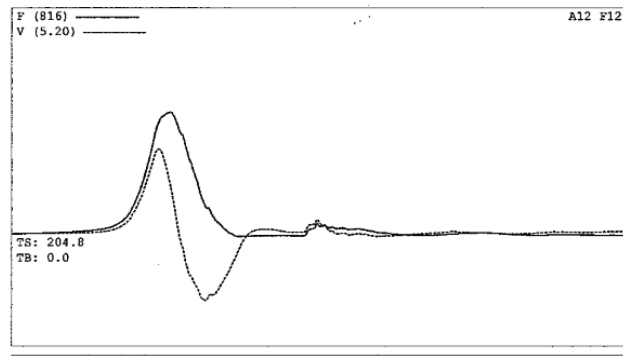
Parameter	Nilai		
	Tiang 1	Tiang 2	Tiang 3
Nomor Tiang yang Diuji	P9-11	P11-20	P13-1
Tanggal Pemancangan	7-12-2022	29-11-2022	21-12-2022
Tanggal Pengetesan	13-12-2022	8-12-2022	3-1-2023
Penampang Tiang (cm)	Ø 60	Ø 60	Ø 60
Kedalaman Tiang Total (m)	41	41	41
Segmen Tiang (m)	15+11+15	15+11+15	15+11+15
Kedalaman Tiang di bawah <i>Transducer</i> (m)	34,7	39,9	39,7
Kedalaman Tiang Terbenam	33,7	35,6	39,0
Berat <i>Hammer</i> PDA (ton)	± 6,5	± 6,5	± 6,5
<i>Ram Stroke</i> / Tinggi Jatuh (m)	± 2 – 3	± 2 – 3	± 2 – 3
<i>Wave Speed</i> (m/s)	4000	4000	4000
<i>Pile Density</i> (t/m ³)	2,45	2,45	2,45

Tabel 3. Parameter output pengujian PDA sesaat setelah hammer dijatuhkan

No.	Depth (m)	Hasil Pengujian PDA				
		EMX (ton.m)	RMX (ton)	RSU (ton)	BTA (%)	DFN (mm)
P9-11	33,7	5,43	350	573	100	3
P11-20	35,6	6,18	326	551	100	4
P13-1	39,7	4,72	295	523	100	3

COMPARISON STUDY OF DRIVEN PILES AXIAL CAPACITY BY EMPIRICAL METHOD AND DYNAMIC LOAD TEST

(Reyance Inryani Tampubolon, Danang Setiya Raharja)



Gambar 6. Contoh grafik rambatan gelombang di layar monitor PDA sesaat setelah hammer dijatuhkan pada tiang uji 1 di Pilar 11

kepala tiang uji, penyetelan palu pemukul (*hammer*), pemasangan sensor, dan input detail informasi tiang dan parameter uji di alat PDA. Tabel 2 menyajikan detail parameter input pada alat PDA untuk ketiga tiang uji masing-masing di Pilar 9, Pilar 11, dan Pilar 13. Pada setiap pilar terjadi 20 titik tiang pancang dan hanya dipilih 1 tiang uji pada setiap pilar.

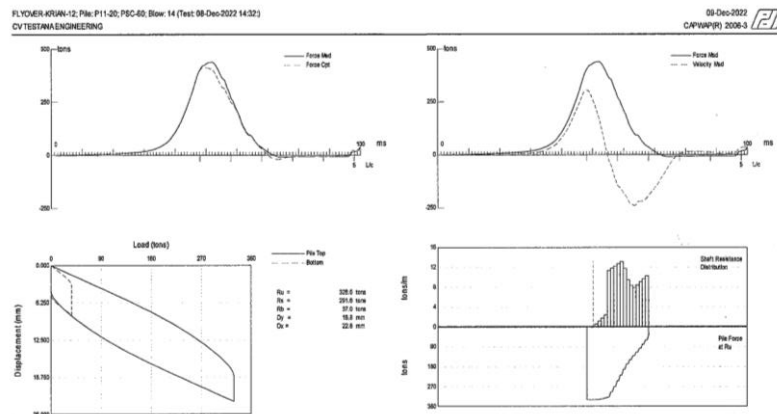
Proses pengujian PDA dilakukan dengan menjatuhkan palu beberapa kali dengan tinggi jatuh yang berbeda. Sesaat setelah palu dijatuhkan, layar monitor PDA dapat langsung menampilkan berbagai parameter serta grafik rambatan gelombang yang dapat dievaluasi secara langsung (Gambar 6). Beberapa parameter yang dicatat pada monitor PDA antara lain yaitu besar energi yang ditransfer pada tiang pancang (EMX), besar daya dukung tiang pancang baik dalam keadaan *load* maupun *ultimate* (RMX & RSU), persentase keutuhan tiang pancang di lapangan (BTA), serta panjang penurunan atau *settlement* permanen tiang pancang (DFN) (lihat Tabel 3). Nilai daya dukung yang dijadikan sebagai estimasi awal umumnya adalah nilai RMX. Namun, terkadang tipe riang yang diuji apakah cenderung bersifat

end bearing atau *friction bearing*. Nilai yang diambil untuk nanti diolah menggunakan CAPWAP adalah nilai yang memberikan hasil paling baik diantara beberapa variasi ketinggian jatuh yang telah dilakukan dengan mempertimbangkan energi tersalurkan serta ketercapaian daya dukung target.

Hasil PDA dalam bentuk grafik (Gambar 6) memperlihatkan adanya bukti tumbukan yang proporsional dan homogen akibat pengujian. Hal ini menandakan integritas tiang pancang terbukti bagus ketika diberikan *force* dan *velocity*. Grafik juga menunjukkan adanya sedikit hambatan pada ujung tiang yang diperlihatkan dengan adanya sedikit kurva *force* pada ujung grafik sebelum kembali ke angka 0. Pada proses analisis PDA, rambatan gelombang akan dijabarkan menjadi komponen tahanan ujung dan tahanan friksi (Gambar 7). Tabel 4 menunjukkan hasil evaluasi CAPWAP untuk ketiga tiang uji. Selain menampilkan daya dukung ultimate, nilai daya dukung ijin dengan menggunakan persentase 40% terhadap *Qult* juga disajikan (setara FK 2,5).

5 ANALISIS PERBANDINGAN

Nilai daya dukung aksial tiang pancang yang



Gambar 7. Analisis CAPWAP untuk tiang uji 1 pada Pilar 11

Tabel 4. Hasil analisis CAPWAP untuk ketiga tiang uji

No. Tiang	Kapabilitas Dukung CAPWAP (ton)			
	Selimut	Ujung	Ultimate	Ijin
P9-11	285	65,5	350,5	140,20
P11-20	330,9	84,8	415,7	166,28
P13-1	226,2	78,3	304,6	121,84

Tabel 5. Perbandingan estimasi daya dukung aksial tiang pancang dengan metode empiris dan uji dinamis

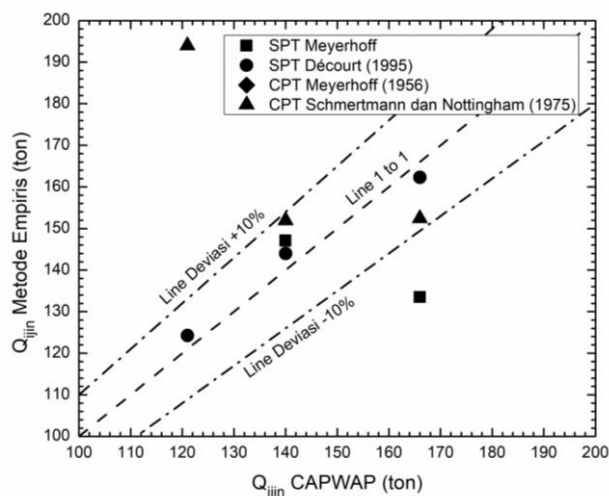
Metode Empiris	Posisi Pilar	Data Tanah	Q _{ijin} Empiris (ton)	Q _{ijin} PDA-CAPWAP (ton)	Deviasi (%)
SPT Meyerhoff	P9	BH-13	147.05	140	5.04
	P11	BH-15	133.48	166	19.59
	P13	BH-17	88.12	121	27.17
SPT Decourt (1995)	P9	BH-13	143.99	140	2.85
	P11	BH-15	162.27	166	2.25
	P13	BH-17	124.27	121	2.70
CPT Meyerhoff (1956)	P9	S-13	303.8	140	117.00
	P11	S-15	304.8	166	83.61
	P13	S-17	327.23	121	170.44
CPT Schmertmann dan Nottingham (1975)	P9	S-13	151.94	140	8.53
	P11	S-15	152.4	166	8.19
	P13	S-17	194	121	60.33

dibandingkan adalah nilai daya dukung ijin. Nilai daya dukung ijin hasil pengujian PDA yang telah dianalisis CAWAP diambil menjadi nilai acuan atau referensi yang dianggap paling sesuai dengan kondisi yang sebenarnya termobilisasi di lapangan / di dalam tanah. Nilai daya dukung ijin hasil perhitungan dengan metode empiris yang berdasar data SPT dan CPT yang akan dievaluasi sejauh mana tingkat akurasi metode tersebut.

Hasil plot pada grafik perbandingan 1 banding 1 (Gambar 8) dapat dilihat bahwa metode yang masuk dalam area toleransi deviasi sebesar $\pm 10\%$ yaitu metode SPT Décourt (1995) dan CPT Schmertmann dan Nottingham (1975),

sedangkan metode SPT Mayerhoff hanya memiliki 1 titik yang masuk dalam zona toleransi (Tabel 5). Berdasarkan hasil ini, perlu menjadi perhatian bagi setiap ahli fondasi untuk berhati-hati dalam memilih dan menggunakan metode empiris untuk menghitung kapasitas aksial daya dukung tiang pancang.

Hasil ini juga memberikan gambaran bahwa metode interpolasi terhadap data CPT yang kedalamannya terbatas (cukup dangkal) dapat digunakan menggunakan pendekatan metode Schmertmann dan Nottingham (1975). Akan tetapi, hal ini perlu diperhatikan dengan cermat terhadap potensi adanya lensa serta lapisan tanah di bawah akhir data CPT kembali

**Gambar 8.** Plot perbandingan Q_{ijin} hasil estimasi perhitungan empiris vs. CAPWAP

COMPARISON STUDY OF DRIVEN PILES AXIAL CAPACITY BY EMPIRICAL METHOD AND DYNAMIC LOAD TEST

(Reyance Inryani Tampubolon, Danang Setiya Raharja)

dijumpai lapisan tanah yang lebih lunak akan menghasilkan estimasi daya dukung yang terlalu optimis (*overestimate*).

6 KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis penelitian yang telah dilakukan, maka dapat ditarik kesimpulan bahwa metode Décourt (1975) berdasar data SPT dan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) berdasar data CPT adalah yang lebih baik ketelitiannya untuk mendekati hasil analisis CAPWAP dari Uji PDA, sedangkan metode Mayerhoff baik untuk data SPT maupun CPT masih dapat digunakan namun diperlukan kehati-hatian yang ekstra. Keterbatasan kedalaman dari data CPT dapat diantisipasi dengan interpolasi terhadap data jumlah hambatan pelekat dan memberikan hasil yang cukup baik dengan analisis menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham (1975) dengan catatan tidak terdapat lapisan tanah lunak di bawah akhir data CPT.

7 UCAPAN TERIMA KASIH

Peneliti menyampaikan terima kasih kepada PT. Dardela sebagai konsultan supervisi dan PT. Wijaya Karya sebagai kontraktor pelaksana proyek *Fly Over* JPL 64 Krian (FOMS-1) atas dukungan yang diberikan selama proses penelitian ini.

8 DAFTAR PUSTAKA

- Bachtiar, V., & Yusuf, M. (2012). Evaluasi Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Cone Penetration Test (CPT) Dan Pile Driven Analyzer (PDA) Pada Tanah Lunak Di Kota Pontianak. *Jurnal Teknik Sipil*, 12(1).
- Basoka, I. W. A. (2020). Perbandingan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Pengujian Cone Penetration Test (CPT) dan Standard Penetration Test (SPT) Pada Tanah Berpasir. *UKaRsT*, 4(1), 109. <https://doi.org/10.30737/ukarst.v4i1.793>
- Chairullah, B. (2016). Analisa Daya Dukung Pondasi Dengan Metoda SPT, CPT, dan Meyerhof Pada Lokasi Rencana Konstruksi PLTU Nagan Raya Provinsi Aceh. *Teras Jurnal : Jurnal Teknik Sipil*, 3(1). <https://doi.org/10.29103/tj.v3i1.43>
- Fajarsari, E. J. (2020). Perbandingan Daya Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Bentuk Pondasi Menggunakan Data SPT dan Sondir. *Jurnal Ilmiah Desain & Konstruksi*, 19(1), 64–74. <https://doi.org/10.35760/dk.2020.v19i1.2678>
- Hardiyatmo, H. C. (2020). *Analisis dan Perancangan Fondasi II* (5 ed.). Gadjah Mada University Press.
- Himam, M. K. A. (2022). *Analisa Dampak Lalu Lintas Dari Pembangunan Fly Over Perlintasan Jalan Rel Kereta Api Di Mranggen* [Magister Tesis]. Universitas Islam Sultan Agung.
- Karramal, M. F. (2016). *Perencanaan Box Girder Prategang Struktur Atas Fly Over Simpang Air Hitam Samarinda* [Skripsi]. Institut Teknologi Nasional Malang.
- Mulyono, M., & Agustina, D. H. (2022). Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal Dan Kelompok (Studi Kasus Proyek Hangar Lion Air Batam). *SIGMA TEKNIKA*, 5(2), 372–382. <https://doi.org/10.33373/sigmateknika.v5i2.4646>
- Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2022). *Guide to Cone Penetration Testing* (7 ed.). Gregg Drilling LLC.
- Santoso, H. T., & Hartono, J. (2020). Analisis Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Berdasar Hasil Uji SPT dan Pengujian Dinamis. *Jurnal Riset Rekayasa Sipil*, 4(1), 30. <https://doi.org/10.20961/jrrs.v4i1.44635>
- Shooshpasha, I., Hasanzadeh, A., & Taghavi, A. (2013). Prediction of the axial bearing capacity of piles by SPT-based and numerical design methods. *Geomate Journal*, 4(8), 560–564.
- Supriyadi, B., & Muntohar, A. S. (2007). *Jembatan* (1 ed.). Beta Offset.
- Waluyo, Y. R., & Triarso, A. (2023). Perbandingan Daya Dukung Tiang Pancang Metode Manual Dengan Software AllPile V. 7 (Studi Kasus Rusun Pemkot Semarang Tower 4). *Jurnal Vokasi Teknik Sipil*, 1(3), 104–110.
- Zakahfi, A. T., & Kusumawardani, R. (2018). Perbandingan Analisa Daya Dukung Tiang Pancang Menggunakan Metode Perhitungan L. Decourt dan Tes PDA. *Teknika*, 13(1), 1. <https://doi.org/10.26623/teknika.v13i1.724>