

Redesign Fondasi Bored Pile Proyek Proving Ground Bekasi untuk Kestabilan Daya Dukung Berdasarkan Metode Luciano Decourt dengan *Finite Element*

Vierari Indi Safitri* dan Dian Eksana Wibowo

Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Negeri Yogyakarta, Yogyakarta 55281, Indonesia

Kata Kunci:

Kapasitas Daya Dukung
Penurunan
Safety Factor

Keywords:

Bearing Capacity
Settlement
Safety Factor

ABSTRAK

Proyek *Proving Ground* Bekasi pada *Witness Building* dibangun di atas tanah yang heterogen. Fondasi *bored pile* direncanakan kedalaman 10,45 meter dengan diameter 0,6 meter hal ini untuk menyesuaikan dengan variasi daya dukung tanah. Pemilihan diameter tiang yang efisien menjadi faktor krusial dalam memastikan stabilitas dan efisiensi struktur. Penelitian ini dihitung daya dukung tiang *bored pile* berdasarkan data proyek yang meliputi *Standard Penetration Test* (SPT), *Engineer Drawing*, dan beban rencana. Data tersebut untuk analisis daya dukung menggunakan tiga pendekatan, yaitu Metode *Mayerhoff* (1976), Metode *Luciano Decourt* (1996), dan Metode *Reese and Wright* (1977). Nilai kapasitas dukung dipilih menggunakan Metode *Luciano Decourt* (1996). Nilai kapasitas dukung kemudian dilakukan analisis terhadap penurunan fondasi dengan perbandingan antara Metode *Empiris* dengan aplikasi *Plaxis 2D V.22* dan aplikasi *Allpile 7*. Berdasarkan hasil analisis penelitian ini didapatkan bahwa nilai daya dukung izin tiang tunggal Metode *Mayerhoff* (1976) sebesar 68,34 ton, Metode *Luciano Decourt* (1996) sebesar 93,10 ton, dan Metode *Reese and Wright* (1977) sebesar 45,20. Metode *Luciano Decourt* digunakan untuk analisa nilai kapasitas dukung kelompok yang diperoleh sebesar 164,94 ton. Nilai penurunan tiang tunggal metode *Empiris* didapatkan sebesar 0,00636 meter dengan aplikasi *Plaxis 2D V.22* sebesar 0,005642 meter, dan dengan aplikasi *Allpile 7* didapatkan sebesar 0,0001187 meter. Nilai penurunan kelompok Metode *Empiris* didapatkan sebesar 0,012714 meter dengan aplikasi *2D V.22* sebesar 0,01193 meter, dan dengan aplikasi *Allpile 7* didapatkan sebesar 0,0020041 meter.

ABSTRACT

The *Proving Ground* Project in Bekasi, specifically at the *Witness Building*, is constructed on heterogeneous soil conditions. The *bored pile* foundation is designed with a depth of 10.45 meters and a diameter of 0.6 meters to accommodate variations in soil-bearing capacity. Selecting an optimal pile diameter is a critical factor in ensuring both structural stability and efficiency. This study evaluates the load-bearing capacity of *bored pile* foundations based on project data, including the *Standard Penetration Test* (SPT), *Engineering Drawings*, and planned loads. The load-bearing capacity analysis employs three approaches: *Mayerhoff's Method* (1976), *Luciano Decourt's Method* (1996), and *Reese and Wright's Method* (1977). The final capacity value is determined using *Luciano Decourt's Method* (1996). Subsequently, settlement analysis is conducted by comparing empirical methods with numerical simulations using *Plaxis 2D V.22* and *Allpile 7* applications. The analysis results indicate that the allowable load-bearing capacity of a single pile is 68.34 tons using *Mayerhoff's Method* (1976), 93.10 tons using *Luciano Decourt's Method* (1996), and 45.20 tons using *Reese and Wright's Method* (1977). The group pile capacity, analyzed using *Luciano Decourt's Method*, is determined to be 164.94 tons. Settlement analysis for a single pile shows a value of 0.00636 meters using empirical methods, 0.005642 meters with *Plaxis 2D V.22*, and 0.0001187 meters with *Allpile 7*. For pile groups, settlement values are recorded at 0.012714 meters using empirical methods, 0.01193 meters with *Plaxis 2D V.22*, and 0.0020041 meters with *Allpile 7*.



This is an open access article under the CC-BY license.

1. Pendahuluan

Pembangunan infrastruktur transportasi sebagai salah satu fondasi utama dalam mendukung perkembangan ekonomi dan konektivitas di Indonesia. Mengapa menjadi tantangan karena hal ini menciptakan kesenjangan antara kebutuhan pengujian domestik dengan ketersediaan fasilitas lokal yang memadai, pada akhirnya meningkatkan biaya operasional dan memperpanjang waktu proses. (Kemenhub, 2023).

Namun, apa yang menjadi permasalahan utamanya itu salah satu tantangan besar dalam proyek ini adalah desain fondasi *Witness Building*, yang merupakan salah satu dari 13 bangunan yang direncanakan 2 bangunan laboratorium yaitu *Passive Safety Lab* dan *Rear Visibility Hall* serta 11 bangunan pendukung operasi, pemeliharaan dan keselamatan yaitu *Welcome Center*, *Vehicle Workshop*, *Garage/Storage*, *Fuel Station*, *Maintenance Warehouse*, *HWD Building*, *IBE Office*, *Crashed Vehicle Storage*, *Bonded Car Storage 1*, *Bonded Car Storage 2*, *Witness Building*, dan *Power Building*.

Menurut Hary Christady Hardiyatmo (2002), tanah merupakan kumpulan kompleks yang ditemukan dari mineral-mineral anorganik, bahan organik, serta partikel-partikel endapan lainnya yang berasal dari proses pelapukan batuan atau dekomposisi material biologis. Sebagai material yang relatif longgar atau tidak terkonsolidasi, tanah terletak di lapisan permukaan bumi, tepat di atas batuan dasar (*bedrock*).

Pemilihan fondasi yang tepat sangat krusial untuk memastikan daya dukung dan stabilitas struktur bangunan. Dalam konteks ini, fondasi *Spun Pile* dipilih berdasarkan reputasinya yang stabil dalam memberikan dukungan struktural yang andal. Namun analisis yang dilakukan mengindikasikan adanya keterbatasan fondasi *Spun Pile* dalam menghadapi variasi kondisi tanah yang signifikan, khususnya terkait dengan heterogenitas tanah yang teridentifikasi melalui pengujian N-SPT. Sebagai respons terhadap permasalahan ini, diusulkan untuk melakukan perancangan ulang (*redesign*) fondasi dari *Spun Pile* menjadi *Bored Pile*. *Bored Pile* memiliki fleksibilitas yang lebih tinggi dalam menyesuaikan kedalaman dan diameter berdasarkan kondisi tanah, serta memiliki kemampuan lebih baik dalam menahan beban lateral dan vertikal dengan lebih optimal dibandingkan dengan *Spun Pile*.

Perancangan ulang fondasi ini akan menggunakan metode perhitungan seperti Mayerhoff, Reese & Wright, Luciano Decourt untuk menentukan kapasitas daya dukung dengan akurat. Simulasi interaksi antara fondasi dan tanah akan dilakukan melalui pendekatan *Finite Element Method*

(FEM) guna menganalisis deformasi dan distribusi tegangan. Studi pembandingan, analisis yang dilakukan pada Proyek Pembangunan Rumah Sakit Sarkies Aisiyah Kudus menunjukkan bahwa analisis berbasis perangkat lunak, seperti *Finite Element Method* (FEM) yaitu dengan Plaxis 2D V.22 dan Program Allpile 7.

Penelitian ini bertujuan untuk memberikan kontribusi konkret dalam meningkatkan stabilitas struktur bangunan melalui analisis yang akurat dan penerapan metode yang inovatif sesuai dengan Standar Nasional Indonesia (SNI) dan internasional.

2. Metode Penelitian

2.1 Bahan Penelitian

Penelitian ini menggunakan metode penelitian kuantitatif non eksperimental. Metode penelitian ini melibatkan beberapa tahapan dalam metode analisis yang diterapkan antara lain:

(a) Data Sekunder

Mencakup hasil penyelidikan tanah, gambar perencanaan struktur, data arsitektural, serta data pembebanan struktur. Data ini diperoleh dari pihak konsultan perencanaan proyek, yaitu PT. Indokoei International.

(b) Data Primer

Data primer diperoleh langsung dari lokasi proyek melalui uji lapangan, seperti uji *Standard Penetration Test* (SPT).

2.2 Tinjauan Pustaka

Klasifikasi Tanah

Berdasarkan Sistem klasifikasi ini dikembangkan oleh Casagrande selama perang dunia II. sebagai metode standar klasifikasi tanah dengan kode (ASTM 2487). Menurut Bowles (1991), sistem USCS ini dibagi ke dalam beberapa kelompok utama, sebagai berikut:

Tabel 1. Klasifikasi Tanah USCS

Klasifikasi	Simbol	Sub Kelompok	Simbol
Kerikil	G	Gradasi Baik	W
		Gradasi Buruk	P
Pasir	S	Berlanau	M
		Berlempung	C
Lanau	M	WL < 50%	L
Lempung	C	WL > 50%	H

Dimana, G adalah *gravel* atau tanah berkerikil, S adalah *sand* atau tanah berpasir, W adalah *Well Graded* atau tanah dengan gradasi baik, P adalah *Poorly Graded* atau tanah dengan gradasi buruk, L adalah *Low Plasticity* atau plastisitas rendah dengan liquid limit (LL) < 50, H adalah

High Plasticity adalah Plastisitas tinggi dengan $LL > 50$, C adalah *Clay* atau lempung anorganik, O adalah Organik *Silt and Clay* atau lanau dan lempung organik, dan Pt adalah *Peat* atau gambut dan tanah dengan kandungan organik tinggi.

Penyelidikan Tanah (Soil Investigation)

Menurut Das, (1995). Struktur bawah suatu bangunan terdiri atas fondasi dan tanah pendukungnya. Penyelidikan tanah memiliki peran krusial dalam perancangan fondasi. Fondasi harus diletakkan pada lapisan tanah yang cukup kuat dan padat untuk menjamin stabilitas struktur.

Beberapa metode penyelidikan tanah (*soil investigation*) yang umum digunakan adalah sebagai berikut:

- (a) Pemboran (*drilling*) metode ini dilakukan menggunakan metode *Standard Penetration Test* (SPT).
- (b) Percobaan Penetrasi (*Penetration Test*) percobaan ini menggunakan alat Cone Penetration Test (CPT) atau sondir. Berdasarkan tingkat kohesi antar butirnya sebagai berikut:

1. Tanah Kohesif

Tanah dengan butiran yang saling melekat antar butirnya seperti tanah lempung tanah yang memiliki kandungan lempung dalam jumlah besar.

2. Tanah Non-Kohesif

Tanah yang memiliki sedikit atau tidak ada lekatan antar butirnya, seperti pasir, yang kandungan lempungnya sangat minim atau bahkan tidak ada.

3. Tanah Organik

Tanah yang banyak mengandung bahan organik dan umumnya kurang baik untuk konstruksi karena sifatnya yang kurang stabil.

Metode Perencanaan Fondasi Tiang

Menurut Hardiyatmo, (2011). Dalam pekerjaan konstruksi gedung, untuk memastikan bahwa struktur fondasi bangunan memiliki kapasitas yang cukup kuat dan mampu menyalurkan beban ke dalam tanah. Berikut ini merupakan metode perencanaan fondasi tiang sebagai berikut:

- (a) Kapasitas Dukung Tiang Metode Mayerhoff (1976)

Perhitungan kapasitas daya dukung tiang tunggal dilakukan melalui pengujian *Standard Penetration Test* (SPT).

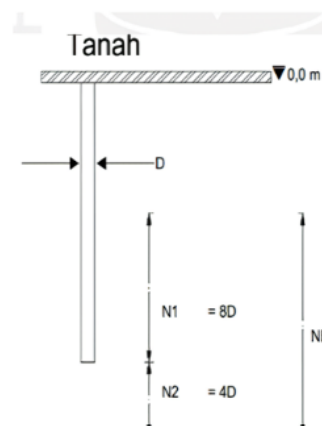
1. Daya dukung ujung dari fondasi yang berada di tanah non kohesif dapat dianalisis menggunakan persamaan 1. Sebagai berikut:

$$Q_p = 40 \times N_b \times A_p \dots \dots \dots (1)$$

Dimana Q_p adalah kapasitas daya dukung ujung tiang (kN), N_b adalah nilai rata-rata SPT pada tingkat dasar tiang pancang yang dihitung dengan rumus

$$\frac{N_1 + N_2}{3D + 8D}$$

N_1 adalah nilai SPT pada kedalaman $4D$ di bawah ujung tiang, N_2 adalah nilai SPT pada kedalaman $8D$ di bawah ujung tiang, A_p adalah luas penampang tiang (m^2), L_b adalah kedalaman penetrasi tiang (m), dan D adalah diameter tiang (m).



Gambar 1. Daya dukung ujung fondasi

2. Daya dukung ujung fondasi pada tanah kohesif untuk tiang bor dapat dipahami persamaan 2.

$$Q_p = 9 \times C_u \times A_p \dots \dots \dots (2)$$

$$C_u = \frac{N-SPT}{2} \times 10 \dots \dots \dots (3)$$

Dimana $NSPT$ adalah nilai rata-rata $NSPT$ dari $10D$ sampai $4D$, Q_p adalah daya dukung ujung tiang (ton), A_p adalah luas penampang tiang (m^2), dan C_u adalah kohesi *undrained* (kN/m^2).

3. Tahanan geser selimut tiang pancang pada tanah non-kohesif dapat dipahami pada persamaan 4.

$$Q_s = 0,2 \times N-SPT \times p \times L_i \dots \dots \dots (4)$$

Dimana, L_i adalah panjang lapisan tanah (m) dan p adalah keliling tiang (m).

4. Tahanan geser selimut tiang pada tanah kohesif c_u , dapat dipahami pada persamaan 5.

$$Q_s = \alpha \times c_u \times P \times L_i \quad \dots\dots\dots(5)$$

Dimana α adalah koefisien adhesi antara tanah dan tiang, berdasarkan penelitian Reese & Wright (1977) dengan nilai $\alpha = 0,55$, c_u adalah kohesi undrained (kN/m^2) $N\text{-SPT} \times 2/3 \times 10$, p adalah keliling tiang (m), dan L_i adalah panjang lapisan tanah (m).

5. Kapasitas ultimit tiang tunggal (Q_{ult})

Penentuan nilai kapasitas ultimit tiang tunggal didasarkan pada hasil uji SPT dengan menerapkan persamaan 6 dan 7.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$Q_{all} = \left(\frac{Q_{ult}}{SF} \right) \quad \dots\dots\dots(7)$$

Dimana Q_p adalah kekuatan ujung tiang (ton), Q_s adalah tahanan gesekan (ton), Q_{ult} adalah kekuatan beban maksimum tiang (ton), Q_{all} adalah kekuatan beban maksimum tiang yang diizinkan (ton), dan SF adalah faktor keamanan.

Untuk perencanaan *Safety Factor* (SF) dapat ditentukan dengan beberapa pertimbangan seperti Jenis dan pentingnya struktur yang dirancang, jenis uji tanah yang dilakukan, kandungan tanah pada lokasi konstruksi, tingkat pengendalian mutu dalam konstruksi fondasi, beban total rencana yang ditopang fondasi.

(b) Kapasitas Dukung Tiang Metode Reese & Wright (1977)

Metode Reese & Wright (1977) merupakan metode analisis daya dukung pada selimut tiang (*Skin Friction*) Perencanaan metode reese & wright persamaan berikut ini:

$$Q_p = q_p \times A_p \quad \dots\dots\dots(8)$$

Dimana Q_p adalah daya dukung ultimate ujung tiang (ton), q_p adalah tahanan ujung per satuan luas (ton/m^2), dan A_p adalah luas penampang fondasi tiang (m^2).

Daya dukung ujung fondasi pada tanah kohesif untuk tiang dapat dipahami persamaan 9.

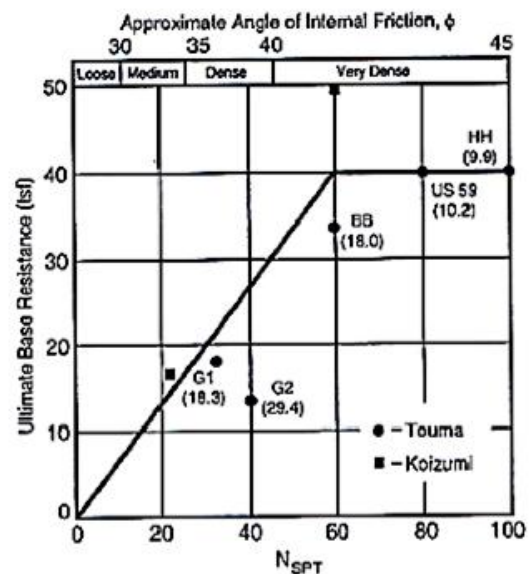
$$Q_p = 9 \times C_u \quad \dots\dots\dots(9)$$

keterangan :

Dimana C_u adalah kohesi tanah (t/m^2) atau $\frac{1}{2} \times NSPT$.

Daya dukung ujung fondasi pada tanah non kohesif untuk tiang dapat dipahami persamaan 10.

Metode Reese and Wright (1977) memberikan pernyataan hubungan antara q_p dan $N\text{-SPT}$ dapat dipahami pada gambar 5. grafik dibawah ini.



Gambar 2. Daya dukung tiang grafik metode Reese and Wright 1977

$$N < 60 \text{ maka nilai } q_p = \frac{2}{3} \times \frac{1}{0,3048^2} \times SPT \times A_p \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

$$N > 60 \text{ maka nilai } q_p = \frac{40}{0,3048^2} \times A_p \left(\text{ton/m}^2 \right)$$

Daya dukung selimut tiang (*skin friction*) dapat dipahami dengan persamaan berikut ini.

$$Q_s = f_s \times A_s \quad \dots\dots\dots(11)$$

$$A_s = \text{keliling tiang} \times L \quad \dots\dots\dots(12)$$

Dimana f_s adalah gesekan selimut tiang (kN/m^2), Q_s adalah daya dukung ultimit selimut tiang (kN), dan A_s adalah luas selimut tiang (m^2).

Berdasarkan metode analisis reese & wright (1977), nilai gesekan selimut tiang (f_s) bergantung pada jenis tanah serta parameter kuat geser tanah. Dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

1. Gesekan selimut untuk tanah kohesif

$$f_s = \alpha \cdot c_{u1} \dots \dots \dots (13)$$

$$\alpha = 0,55 \text{ (reese \& wright, 1977) } \dots \dots \dots (14)$$

c_u = kohesi tanah (ton/m²)

Dimana f_s adalah gesekan selimut tiang (kN/m²), c_u adalah kohesi tanah tak terdrainase di bawah dasar tiang (kN/m²), dan α adalah faktor adhesi.

2. gesekan selimut untuk tanah non kohesif

$N < 53$ maka $f_s = 0,32 \text{ N-SPT (ton/m}^2\text{)}$

$53 < N < 100$ nilai ini didapatkan dari koresksi dengan NSPT (reese and wright) hal ini mengenai tahanan geser pada tiang. Daya dukung ijin didapatkan dari faktor keamanan sebesar 2-3.

(c) Kapasitas Dukung Tiang Metode Luciano Decourt (1996)

Metode Luciano Decourt (1996) merupakan metode yang berlaku pada semua jenis tanah. Nilai ini ditunjukkan pada persamaan 15.

$$Q_u = (A_p \times N_p \times K) \dots \dots \dots (15)$$

Dimana Q_u adalah daya dukung maksimum tiang (ton), A_p adalah luas penampang ujung tiang (m²), N_p adalah nilai rata-rata SPT dari 4D di bawah ujung tiang sampai dengan 4D di atas ujung tiang, dan K adalah koefisien jenis tanah yang digunakan.

Metode *Luciano Decourt* (1996) dalam analisis membutuhkan nilai koefisien untuk jenis tanah, dapat dipahami pada tabel 2.

Tabel 2. Nilai koefisien berdasarkan jenis tanah (Decourt. L 1987)

Klasifikasi Tanah	K (t/m ²)
Lempung	12
Lanau berlempung	20
Lanau berpasir	25
Pasir	40

(Sumber: Dirgantara, 2018)

Daya dukung selimut tiang (skin friction) dapat dipahami dengan persamaan 16.

$$Q_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \dots \dots \dots (16)$$

Dimana N_s adalah nilai rata-rata NSPT pada sepanjang tiang, A_s adalah luas selimut tiang sepanjang bagian bawah yang tertanam (m²), dan Q_s adalah daya dukung selimut tiang (ton).

(d) Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Dalam perencanaan fondasi tiang pancang yang dipasang secara berkelompok jarak antar tiang ditentukan kemudian dipersatukan dengan menggunakan pilecap. Daya dukung tiang kelompok dapat dihitung sebagai berikut.

1. Jumlah Tiang

Perhitungan jumlah tiang dengan menggunakan pada persamaan 17.

$$N = \frac{P}{Q_{all}} \dots \dots \dots (17)$$

Dimana N adalah jumlah tiang, P adalah beban yang bekerja (kN), dan Q_{all} adalah kekuatan izin tiang tunggal (ton).

2. Jarak Tiang

Secara umum, jarak minimum antar tiang fondasi itu 0,60 m dan maksimum 2,00 m hal ini mendasar pada tinjauan sebagai berikut :

$$a. S \geq 2.5 D$$

Tiang pancang pada perencanaannya berdekatan dapat terdorong kebawah atau tiang pancang yang dipancang lebih awal dapat terangkat sehingga menyebabkan tanah disekitarnya membengkok

$$b. S \leq 3D$$

Dari segi ekonomis tidak memungkinkan untuk dilakukan karena akan memperbesar ukuran dari pilecap

c. Kapasitas dukung ultimate kelompok

Analisis dukung kelompok tiang dapat diperhitungkan pada faktor efisiensi tiang dapat dipahami persamaan 20.

$$Q_g = E_g \times n \times Q_{all} \dots \dots \dots (20)$$

Dimana Q_g adalah beban maksimum kelompok tiang (ton), N adalah jumlah tiang dalam kelompok, Q_{all} adalah kekuatan yang diizinkan (ton), dan E_g adalah efisiensi kelompok tiang (%).

3. Efisiensi Kelompok Tiang Converse-Labarre

Dalam perencanaan efisiensi kelompok tiang ini mengacu pada persamaan converse-labarre dari uniform building code AASHTO dapat dipahami pada persamaan 21.

$$E_g = 1 - \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \text{ mm}} \quad (21)$$

Dimana E_g adalah efisiensi kelompok tiang, θ adalah arc tg (D/s) dengan nilai dalam derajat ($^\circ$), D adalah ukuran penampang tiang (m), s adalah jarak antar tiang (as ke as) dalam satuan milimeter (mm), m adalah jumlah tiang dalam satu kolom, dan n adalah jumlah tiang dalam satu baris.

Penurunan Fondasi Tiang

(a) Penurunan Tiang Tunggal

Penurunan fondasi tiang tunggal dapat dihitung dengan pendekatan empiris dan semiempiris. Pendekatan empiris dapat dijelaskan melalui persamaan 22 dan 23.

$$S = \frac{d}{100} + \frac{q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (22)$$

Dimana S adalah penurunan total di kepala tiang (m), d adalah diameter tiang (m), q adalah beban titik (Point Load) (ton), A_p adalah luas penampang tiang (m^2), L adalah panjang tiang (m), dan E_p adalah modulus elastis tiang (N/m^2).

(b) Penurunan Tiang Kelompok

Berdasarkan Vesic (1977) analisa penurunan fondasi tiang kelompok ditunjukkan dalam persamaan 27.

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (27)$$

Dimana S_g adalah penurunan fondasi kelompok tiang (mm), S adalah penurunan fondasi tiang tunggal (mm), B_g adalah lebar kelompok tiang (m), dan D adalah diameter tiang tunggal (m)

Penurunan Izin Fondasi

Berdasarkan Reese dan Wright (1997) rasio reduksi yang terjamin adalah $S_{\text{total}} \leq S_{\text{izin}}$. Analisa perhitungan dapat dilihat persamaan 28.

$$S_{\text{izin}} = 10\% \cdot D \quad (28)$$

Dimana D adalah diameter tiang (m)

Analisa perhitungan penurunan izin kelompok tiang ditunjukkan pada persamaan 25.

$$S_{\text{izin}} = \frac{L}{250} \quad (29)$$

Dimana L adalah kedalaman tiang (m).

Analisis Beban Lateral Metode Broms (1964)

Menurut penelitian Lafit, Ahmad Fahrul (2021), bahwa yang dilakukan Analisis defleksi lateral pada tiang dapat diketahui melalui pengujian lapangan yang dikenal sebagai lateral test.

Metode Broms (1964) membedakan kondisi tiang berdasarkan dua faktor utama, yaitu perbedaan antara tiang pendek yang bersifat kaku dan tiang panjang bersifat elastis, kondisi pada ujung tiang yang berupa jepit atau bebas, dapat dilihat pada persamaan 30

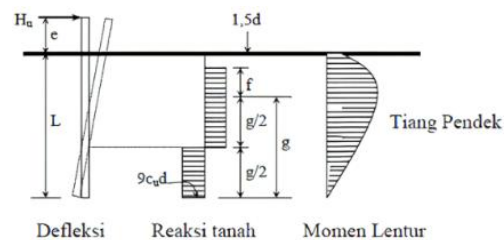
$$K_h = \frac{K h}{1,5} \quad (30)$$

$$\beta = \left(\frac{K_h \cdot d}{4 \cdot E_p \cdot I_p} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (31)$$

Dimana K_h adalah koefisien reaksi tanah lateral (kN/m^3), D adalah diameter tiang (m), dan β adalah parameter klasifikasi tiang sebagai tiang elastis atau kaku, dengan kriteria tiang ujung bebas dikategorikan sebagai tiang panjang (tiang kaku) apabila $\beta > 0,5$, sedangkan tiang ujung jepit dikategorikan sebagai tiang pendek apabila $\beta < 0,5$. E_p adalah modulus elastisitas material tiang (kN/m^2), dan I_p adalah panjang tiang yang tertanam dalam tanah (m).

(a) Kondisi Tiang Pendek

1. Kepala Tiang Bebas (Free Head)

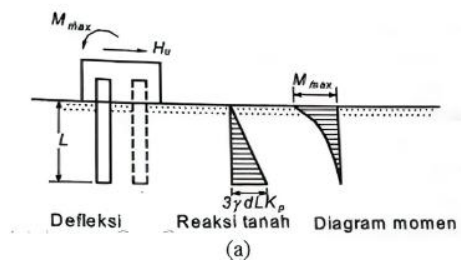


Gambar 3. Beban lateral tiang pendek

Penjelasan mengenai pada gambar 6. kondisi tiang pendek dengan kepala tiang bebas (*free head*), pada tiang pendek kriteria yang digunakan untuk menentukan klasifikasi sebagai berikut:

$$\frac{L}{T} \leq 2 \text{ atau } \frac{R}{T} \leq 2$$

4. Kepala Tiang Terjepit (*Fixed Head*)

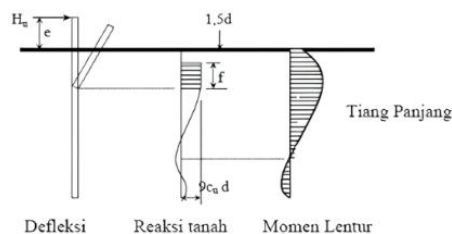


Gambar 4. Defleksi tiang pendek kepala tiang terjepit

Penjelasan mengenai gambar 7. menunjukkan bahwa defleksi tiang terjadi dalam kondisi tiang pendek dengan kepala tiang terjepit (*fixed head atau restrained*), yang umumnya ditemukan pada tanah kohesif.

(b) Kondisi Tiang Panjang

1. Kepala Tiang Bebas (*Free Head*)



Gambar 5. Kepala Tiang Panjang Bebas (*Free Head*)

Penjelasan mengenai gambar 8. Pada fondasi tiang panjang, mekanisme keruntuhan tanah yang terjadi ketika gaya lateral bekerja menghasilkan deformasi lateral. Pada tanah kohesif dengan tanah lempung, dapat dipahami pada persamaan berikut:

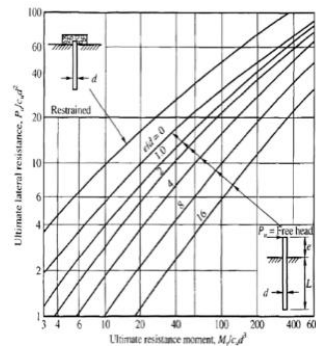
$$W = \frac{lp}{(d/2)} \dots \dots \dots (32)$$

$$My = \sigma_{it} \times W \dots \dots \dots (33)$$

$$M_{max} = Hu (e + 1,5 \times f) \dots \dots \dots (34)$$

$$F = \frac{Hu}{9 \times Cu \times B} \dots \dots \dots (35)$$

Dalam menentukan nilai $\frac{Mu}{Cu \times B^3}$ maka nilai $\frac{Mu}{Cu \times B^2}$ dapat dipahami dari grafik berikut



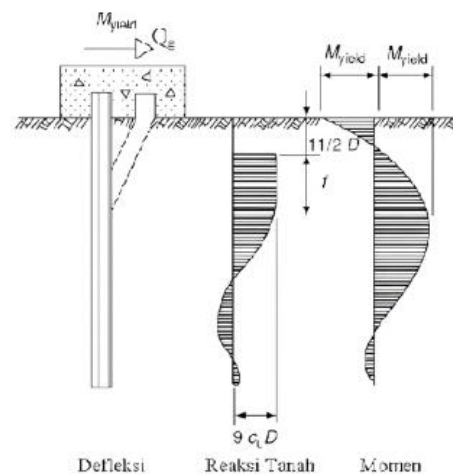
Gambar 6. Beban Lateral

Beban lateral yang didapatkan pada fondasi tiang panjang sebagai berikut:

$$Hu = \frac{Hu}{(e + 1,5 B + 0,5 f)} \dots \dots \dots (36)$$

2. Kepala Tiang Terjepit (*Fixed Head*)

Penjelasan mengenai gambar 10. menunjukkan bahwa defleksi yang terjadi disebabkan oleh beban lateral pada tiang panjang dalam kondisi terjepit pada tanah kohesif. Untuk analisis momen maksimum dan gaya lateral ultimit pada tanah kohesif, dapat digunakan persamaan 37 dan 38.



Gambar 7. Kepala Tiang Panjang Terjepit (*Fixed Head*)

$$Hu = \frac{Hu}{(1,5 B + 0,5 f)} \dots \dots \dots (37)$$

$$F = \frac{Hu}{9 \times Cu \times B} \dots \dots \dots (38)$$

Faktor Kemanan Tiang

Dalam menentukan kapasitas ijin tiang, maka perlu analisis faktor keamanan yang disarankan oleh Reese dan O'Neill

Tabel 3. Faktor Keamanan Tiang

Klasifikasi	Faktor Keamanan Tiang			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	3	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2,0	2,3	2,8

Parameter Tanah

(a) Kohesi (c)

Kohesi adalah gaya tarik-menarik antar partikel tanah yang berkontribusi terhadap kekuatan geser tanah.

Tabel 4. Kohesi Tanah

Konsistensi	N	Cu (kN/m ²)
Sangat lunak	0-2	<12
Lunak	2-4	12-25
Sedang	4-8	25-50
Kaku	8-15	50-100
Sangat kaku	15-30	100-200
Keras	>30	>200

(b) Poisson ratio (v)

Poisson's ratio (v) merupakan parameter yang menunjukkan hubungan antara regangan lateral dan regangan aksial suatu material ketika dikenai beban. Nilai Poisson's ratio pada tanah umumnya berkisar antara 0,2 hingga 0,4 tergantung pada jenis dan kondisi tanah

(c) Sudut geser dalam (φ)

Menurut penelitian Endaryanta, E. (2006), sudut geser dalam (φ) merupakan salah satu parameter utama yang berperan penting dalam teknik sipil. Nilai parameter ini diperoleh melalui uji laboratorium, seperti uji triaxial, uji kuat tekan bebas, dan uji geser langsung (direct shear test), yang digunakan untuk mengukur kekuatan geser tanah.

Perangkat Lunak Analisis

(a) Perangkat Lunak ETABS V.20

ETABS (*Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems*) merupakan perangkat lunak yang dikembangkan untuk melakukan evaluasi, perancangan, serta pemodelan struktur bangunan dengan efisien dan presisi tinggi.

(b) Perangkat Lunak Plaxis V.22

Plaxis merupakan perangkat lunak yang menerapkan metode elemen hingga (finite element method) dalam bidang teknik sipil, khususnya untuk desain dan analisis geoteknik. Program ini didasarkan pada beberapa teori utama, antara lain jenis teori deformasi tanah akibat beban, teori aliran air tanah (liquefaksi), teori konsolidasi (baik konsolidasi berlebih maupun konsolidasi normal), serta teori elemen hingga lainnya yang relevan dengan geoteknik.

Dalam pemodelan plaxis terbagi menjadi empat tahap utama yaitu Input program, calculation program, output program, dan curve program.

(c) Perangkat Lunak Allpile 7

Pada program Allpile 7 ini digunakan untuk perencanaan fondasi dalam seperti desain fondasi tiang pancang. Menurut Martini, R. S., & Anggraini, N. (2019) pada perangkat lunak Allpile 7 ini ada beberapa toolbar yang ditampilkan sebagai berikut *Pile Type, Pile Profile, Pile Properties, Load and Group, Soil Properties, Advance Page*.

5. Hasil dan Pembahasan

3.1 Analisis Perhitungan

3.1.1 Kapasitas Dukungan Bahan

Perhitungan kapasitas bahan membutuhkan data spesifikasi dari tiang pancang sebagai berikut.

1. Kapasitas Dukung Bahan Diameter 0,4 m

Keliling penampang *bored pile*,

$$\begin{aligned}
 P &= \pi \times D \\
 &= 3,14 \times 0,4 \\
 &= 1,256 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Luas Penampang *bored pile*, A_p

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \\
 &= 0,1256 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Berat *bored pile*, W_p

$$\begin{aligned}
 &= A \times L \times W_c \\
 &= 0,1256 \times 10,45 \times 24 \\
 &= 31,5005 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kuat tekan beton *bored pile*, F_c

$$= 24000 \text{ kPa}$$

Kapasitas dukung nominal *bored pile*

$$P_n = F_c \times A - 1,2 \times W_p$$

$$= 24000 \times 0,1254 - 1,2 \times 31,5$$

$$= 866,519 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan (SNI 03 2847:2002)

$$\phi = 0,6$$

Tahanan aksial tiang pancang

$$\phi \times P_n = 0,6 \times 866,519$$

$$= 519,912 \text{ kN}$$

$$= 53,0154 \text{ ton}$$

2. Kapasitas Dukung Bahan Diameter 0,6 m

Keliling penampang *bored pile*,

$$P = \pi \times D$$

$$= 3,14 \times 0,6$$

$$= 1,884 \text{ m}$$

Luas Penampang *bored pile*, A_p

$$= \frac{\pi}{4} \times D^2$$

$$= 0,2826 \text{ m}^2$$

Berat *bored pile*, W_p

$$= A \times L \times W_c$$

$$= 0,2826 \times 10,45 \times 24$$

$$= 70,8761 \text{ kN}$$

Kuat tekan beton *bored pile*, F_c

$$= 24000 \text{ kPa}$$

Kapasitas dukung nominal *bored pile*

$$P_n = F_c \times A - 1,2 \times W_p$$

$$= 24000 \times 0,2826 - 1,2 \times 70,8$$

$$= 1949,67 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan (SNI 03 2847:2002)

$$\phi = 0,6$$

Tahanan aksial tiang pancang

$$\phi \times P_n = 0,6 \times 1949,67$$

$$= 1169,8 \text{ kN}$$

$$= 119,285 \text{ ton}$$

3. Kapasitas Dukung Bahan Diameter 0,8 m

Keliling penampang *bored pile*,

$$P = \pi \times D$$

$$= 3,14 \times 0,8$$

$$= 2,512 \text{ m}$$

Luas Penampang *bored pile*, A_p

$$= \frac{\pi}{4} \times D^2$$

$$= 0,5024 \text{ m}^2$$

Berat *bored pile*, W_p

$$= A \times L \times W_c$$

$$= 0,5024 \times 10,45 \times 24$$

$$= 126,002 \text{ kN}$$

Kuat tekan beton *bored pile*, F_c

$$= 24000 \text{ kPa}$$

Kapasitas dukung nominal *bored pile*

$$P_n = F_c \times A - 1,2 \times W_p$$

$$= 24000 \times 0,5024 - 1,2 \times 126,002$$

$$= 3466,08 \text{ kN}$$

Faktor reduksi kekuatan (SNI 03 2847:2002)

$$\phi = 0,6$$

Tahanan aksial tiang pancang

$$\phi \times P_n = 0,6 \times 3466,08$$

$$= 2079,65 \text{ kN}$$

$$= 212,062 \text{ ton}$$

3.1.2 Perhitungan Daya Dukung Tiang berdasarkan Data SPT (*Standard Penetration Test*)

1. Metode Mayerhoff (1976)

a) Perhitungan Lapisan tanah kohesif

Berdasarkan persamaan 2. daya dukung ujung tiang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_p = 9 \times C_u \times A_p$$

$$\begin{aligned} Cu &= \frac{2}{3} \times \text{N-SPT} \\ &= \frac{2}{3} \times 14 \\ &= 9,333 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qp &= 9 \times 9,333 \times 0,1256 \\ &= 10,550 \text{ ton} \end{aligned}$$

Berdasarkan persamaan 5. daya dukung selimut (*skin friction*) dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Qs &= \alpha \times Cu \times P \times L \\ &= 0,55 \times 9,333 \times 1,256 \times 1,45 \\ &= 9,3488 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung ultimit dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Qult &= Qp + Qs \\ &= 10,550 + 9,348 \\ &= 19,899 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung izin tiang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Qall &= \frac{Qult}{SF} \\ &= \frac{19,899}{3} \\ &= 6,633 \text{ ton} \end{aligned}$$

- b) Perhitungan Lapisan tanah non kohesif
Berdasarkan persamaan 1. daya dukung *ultimate* ujung tiang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Qp &= 40 \times Nb \times Ap \\ &= 40 \times 70,5 \times 0,1257 \\ &= 354,514 \text{ kN} \\ &= 36,149 \text{ ton} \end{aligned}$$

Berdasarkan persamaan 4. daya dukung selimut (*skin friction*) dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Qs &= 0,2 \times \text{N-SPT} \times P \times L \\ &= 0,2 \times 37 \times 1,256 \times 8,95 \\ &= 83,184 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung ultimit dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Qult &= Qp + Qs \\ &= 36,149 + 83,184 \\ &= 119,334 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung izin tiang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Qall &= \frac{Qult}{SF} \\ &= \frac{119,334}{3} \\ &= 39,778 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tabel 5. Rekapitulasi Daya Dukung Metode Mayerhoff

Metode Mayerhoff (1976)						
Diameter	Nb	Qs (ton)	Qp (ton)	Qult (ton)	Qall (ton)	Kapasitas Bahan
0,4	54	110,69	17,33	128,02	42,67	53,01
0,6	54	166,03	38,99	205,03	68,34	119,28
0,8	110,1	221,38	69,33	290,71	96,90	212,06

1. Metode Luciano Decourt (1996)

- a) Perhitungan Lapisan tanah kohesif
Berdasarkan persamaan 16. daya dukung selimut (*skin friction*) dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Qs = \left(\frac{Ns}{3} + 1 \right) \times As$$

$$\begin{aligned} As &= \pi \times D \times Lb \\ &= 3,14 \times 0,4 \times 1,45 \\ &= 1,8212 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qs &= \left(\frac{14}{3} + 1 \right) \times 1,8212 \\ &= 10,3201 \end{aligned}$$

Daya dukung ultimit dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Qult &= Qp + Qs \\ &= 32,685 + 10,3201 \\ &= 43,0058 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung izin tiang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Qall = \frac{Qult}{SF}$$

$$= \frac{43,0058}{3}$$

$$= 14,3353 \text{ ton}$$

- b) Perhitungan Lapisan tanah non kohesif
Berdasarkan persamaan 15. daya dukung *ultimate* ujung tiang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \times N_p \times K \\ &= 0,1256 \times 23,33 \times 20 \\ &= 58,6133 \end{aligned}$$

Berdasarkan persamaan 16. daya dukung selimut (*skin friction*) dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_s &= \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \\ A_s &= \pi \times D \times L_b \\ &= 3,14 \times 0,4 \times 8,95 \\ &= 11,2412 \\ Q_s &= \left(\frac{15,166}{3} + 1 \right) \times 11,2412 \\ &= 20,6403 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung *Daya dukung ultimit* dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\ &= 58,6133 + 20,6403 \\ &= 126,685 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung izin tiang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{SF} \\ &= \frac{126,685}{3} \\ &= 42,2283 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tabel 6. Rekapitulasi Daya Dukung Metode Luciano Decourt

Metode Luciano Decourt (1996)									
D	K	Np	Ns	Qs (ton)	Qp (ton)	Qall	Qult (ton)	Qall (ton)	Kapasitas Bahan
0,4	20	27	16,28	84,37	67,88	152,26	$152,26 = \frac{15,99}{3}$	50,75	53,01
0,6	20	27	16,28	126,56	152,74	279,30	$279,30 = 5,32993 \times 10$	93,10	119,28
0,8	20	27	16,28	168,75	271,54	440,29	$440,29 = 146,76$	146,76	212,06

1. Metode Reese & Wright (1977)

- a) Perhitungan Lapisan tanah kohesif

Data Perencanaan *bored pile*:

Berdasarkan persamaan 8. daya dukung *ultimate* ujung tiang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A_p \\ q_p &= 9 \times C_u \\ C_u &= \frac{2}{3} \times NSPT \\ &= \frac{2}{3} \times 14 \\ &= 9,333 \text{ kN/m}^2 \\ q_p &= 9 \times 9,333 \\ &= 84 \text{ t/m}^2 \\ Q_p &= 84 \times 0,1256 \\ &= 10,55 \text{ ton} \end{aligned}$$

Berdasarkan persamaan 11. daya dukung selimut (*skin friction*) dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_s &= f \times L \times p \\ F &= \alpha \times C_u \\ &= 0,55 \times 9,333 \\ &= 2,986 \text{ t/m}^2 \\ Q_s &= 2,986 \times 1,45 \times 1,256 \\ &= 5,4393 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung ultimit dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\ &= 10,55 + 5,439 \\ &= 15,99 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung izin tiang dapat dirumuskan sebagai berikut:

- b) Perhitungan Lapisan tanah non kohesif
Berdasarkan persamaan 10. daya dukung *ultimate* ujung tiang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{2}{3} \times \frac{1}{0,2848^2} \times N \times A_p \leq 60$$

$$= \frac{2}{3} \times \frac{1}{0,2848^2} \times 37 \times 0,1256 \leq 60$$

$$= 38,196 \text{ ton}$$

Berdasarkan persamaan daya dukung selimut (*skin friction*) dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_s = 0,32 \times N \times P \times \Delta I \text{ (ton) SPT} \leq 53$$

$$= 0,32 \times 37 \times 1,256 \times 8,95$$

$$= 133,1 \text{ ton}$$

Daya dukung ultimit dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

$$= 38,196 + 133,1$$

$$= 171,29 \text{ ton}$$

Daya dukung izin tiang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

$$= \frac{171,29}{3}$$

$$= 57,097 \text{ ton}$$

Tabel 7. Rekapitulasi Daya Dukung Reese & Wright

Metode Reese and Wright (1977)					
Diameter	Qs (ton)	Qp (ton)	Qult (ton)	Qall (ton)	Kapasitas Bahan
0,4	64,40	17,33	81,734	27,24	53,01
0,6	96,60	38,99	135,6	45,2	119,28
0,8	128,8	69,33	198,13	66,04	212,06

3.2 Analisis Penurunan Tiang

3.2.1 Penurunan Metode Empiris

1) Penurunan tiang pada *joint* 2 metode empiris

$$S = \frac{d}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$P = 150,8554 \text{ kN}$$

$$= 15,383 \text{ ton}$$

$$A_p = 0,28285 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat tiang} = A_p \times \text{Berat jenis beton} \times n \times L$$

$$= 0,28285 \times 2,4 \times 1 \times 10,45$$

$$= 7,09505 \text{ ton}$$

$$Q = P + \text{Berat tiang}$$

$$= 15,383 + 7,09505$$

$$= 22,4768 \text{ ton}$$

$$E_p = 2302520,358 \text{ ton}$$

Maka, S

$$S = \frac{0,6}{100} + \frac{22,4768 \times 10,45}{0,28285 \times 2302520,358}$$

$$= 0,0063606 \text{ m}$$

$$= 0,6360449 \text{ cm}$$

Penurunan yang terjadi pada kedalaman tiang 10,45 dengan

Q = 22,4768 ton berdasarkan persamaan vesic sebesar 0,63606449 cm.

Penurunan izin

$$S_{izin} = \frac{L}{250}$$

$$= \frac{10,45}{250}$$

$$= 0,0418 \text{ m}$$

$$S \leq S_{izin}$$

$$S = 0,006360645 \text{ m} \leq S_{izin} = 0,0418 \text{ m}$$

(Memenuhi syarat).

2) Penurunan tiang pada *joint* 6 metode empiris

Berdasarkan analisis yang didapatkan menggunakan persamaan 22, dapat dipahami sebagai berikut.

a) Penurunan tiang tunggal metode empiris

$$S = \frac{d}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$P = 283,6255 \text{ kN}$$

$$= 28,921 \text{ ton}$$

$$A_p = 0,28285 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat tiang} = A_p \times \text{Berat jenis beton} \times n \times L$$

$$= 0,28285 \times 2,4 \times 2 \times 10,45$$

$$= 14,188 \text{ ton}$$

$$Q = P + \text{Berat tiang}$$

$$= 15,383 + 7,09505$$

$$= 22,4768 \text{ ton}$$

$$E_p = 2302520,358 \text{ ton}$$

Maka, S

$$S = \frac{0,6}{100} + \frac{43,109 \times 10,45}{0,28285 \times 2302520,358}$$

$$= 0,0066917 \text{ m}$$

$$= 0,6691699 \text{ cm}$$

Penurunan yang terjadi pada kedalaman tiang 10,45 dengan

$Q = 43,109$ ton berdasarkan persamaan vesic sebesar 0,6691 cm.

Penurunan izin

$$S_{\text{izin}} = \frac{L}{250} = \frac{10,45}{250} = 0,0418 \text{ m}$$

$$S \leq S_{\text{izin}}$$

$$S = 0,0066917 \text{ m} \leq S_{\text{izin}} = 0,0418 \text{ m} \text{ (Memenuhi syarat)}$$

- b) Penurunan Tiang Kelompok
Berdasarkan persamaan penurunan tiang kelompok, didapatkan dalam persamaan 27. Dapat dipahami sebagai berikut:

$$S_g = \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

Diketahui :

$$S = 0,0066917 \text{ m}$$

$$S = 1,8 \text{ m}$$

$$B_g = \frac{1}{2}D + 0,87 \times S + \frac{1}{2}D = \frac{1}{2}0,6 + 0,87 \times 1,8 + \frac{1}{2}0,6 = 2,166 \text{ m}$$

Maka, S_g

$$S_g = 0,0066917 \sqrt{\frac{2,166}{0,6}} = 0,01271423 \text{ m}$$

Penurunan izin

$$S_{\text{izin}} = \frac{L}{250} = \frac{10,45}{250} = 0,0418 \text{ m}$$

$$S_g \leq S_{\text{izin}}$$

$$S_g = 0,01271423 \text{ m} \leq S_{\text{izin}} = 0,0418 \text{ m} \text{ (Memenuhi syarat)}$$

Analisa Parameter Tanah sebagai berikut:

1. Parameter *Pile*

Tabel 8. Parameter *Pile*

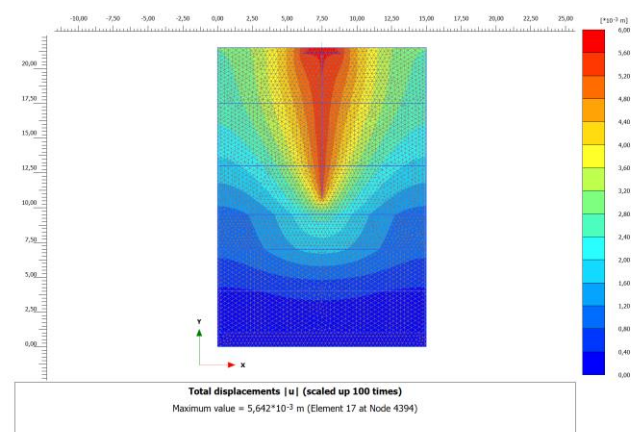
Keterangan	Nilai	Satuan
Joint 2 dan Joint 6	F_c 24	N/mm ²
	D 0,6	m
Keterangan	Nilai	Satuan
Joint 2 dan Joint 6	E 23025203,58	N/mm ²
	A 0,2826	m ²
	I 0,0063585	m ⁴
	EI 146405,757	kNm ² /m
	EA 6506922,532	kNm ² /m
	W 7,087608	kNm/m

2. Parameter *Pilecap*

Tabel 9. Parameter *Pilecap*

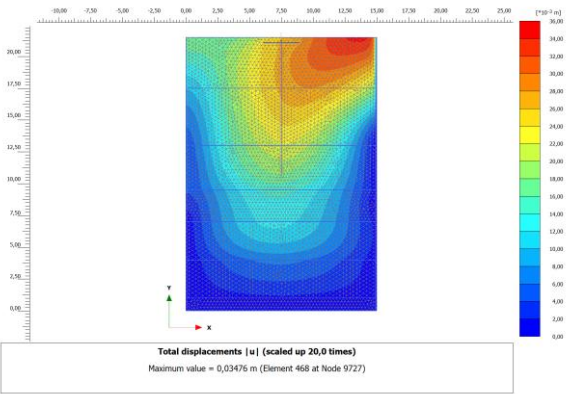
Keterangan	Nilai	Satuan
Joint 2 dan Joint 6	F_c 24	N/mm ²
	D 0,4	m
	E 23025203,58	kN/m ²
	A 0,4	m ²
	I 0,005333	m ⁴
	EI 122801,0858	kNm ² /m
	EA 9210081,433	kNm ² /m
	W 0,96	kNm/m

3. Hasil Penurunan 1 Tiang

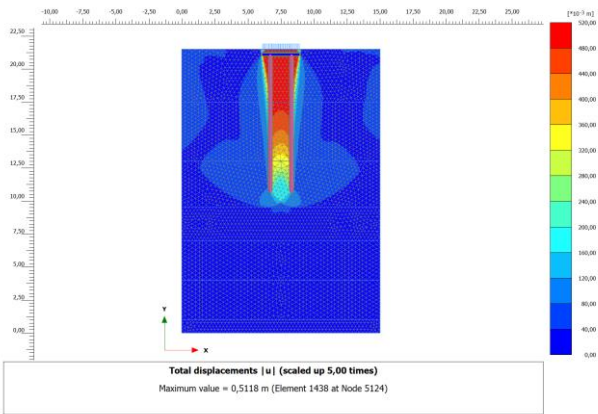


Gambar 8 . Hasil Penurunan 1 Tiang

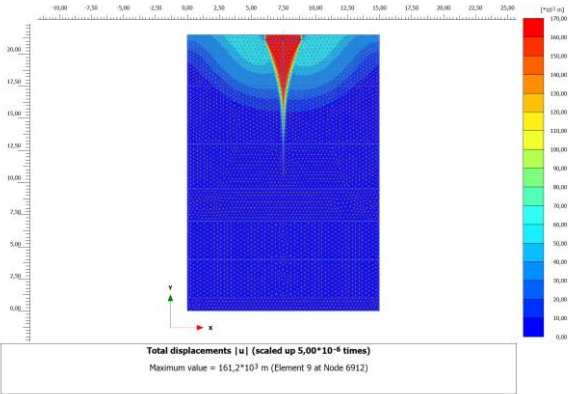
3.2.2 Penurunan Tiang Plaxis 2D V.22



Gambar 9. Pembebanan Gempa Penurunan 1 Tiang



Gambar 13. Pemodelan Safety Factor 2 Tiang



Gambar 10. Pemodelan Safety Factor 1 Tiang

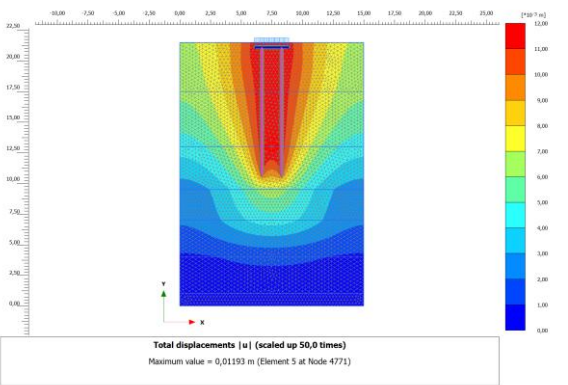
Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	1,766E-3
ForceX - Reached total force	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m ²
ΣM _{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM _{weight} - Reached weight	1,000
ΣM _{sf} - Reached safety fact	19,08

Gambar 14. Safety Factor 2 Tiang

Reached values	
Reached total time	0,000 day
CSP - Relative stiffness	0,01386E-12
ForceX - Reached total force	0,000 kN/m
ForceY - Reached total force	0,000 kN/m
Pmax - Reached max pp	0,000 kN/m ²
ΣM _{stage} - Reached phase p	0,000
ΣM _{weight} - Reached weight	1,000
ΣM _{sf} - Reached safety fact	32,92

Gambar 11. Safety Factor Penurunan 1 Tiang

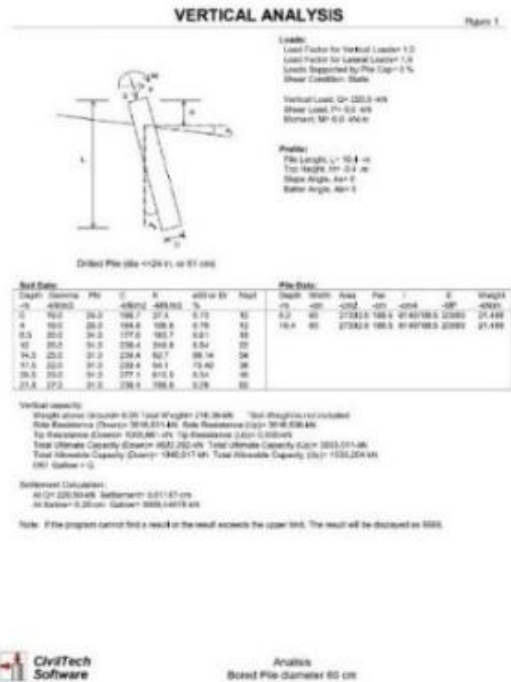
4. Hasil Penurunan 2 Tiang



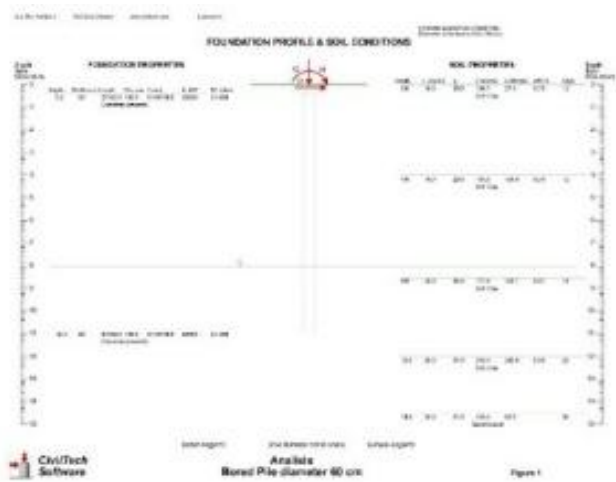
Gambar 12. Hasil Penurunan 2 Tiang

3.2.3 Penurunan Tiang Allpile 7

1. Hasil Penurunan 1 Tiang



Gambar 15. Hasil Analisis Vertikal 1 Tiang



Gambar 16. Analisis Profile & Soil Conditions 1 Tiang

2. Hasil Penurunan 2 Tiang

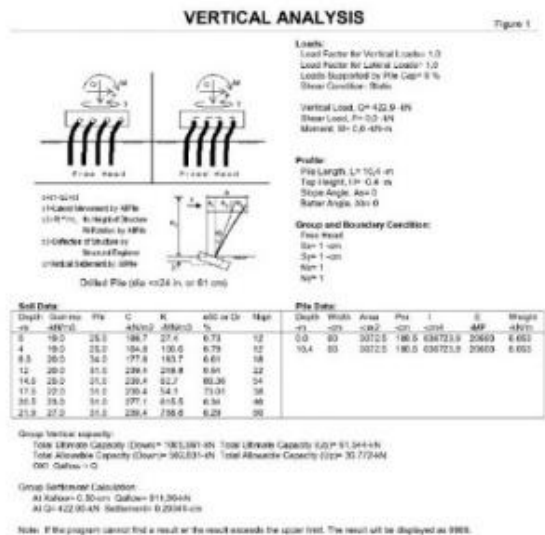


Gambar 18. Analisis Profile & Soil Conditions 2 Tiang

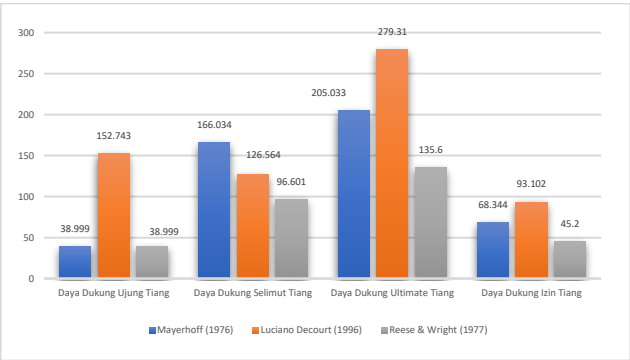
3.3 Hasil Analisis Kekuatan Fondasi Bored Pile

3.3.1 Analisis Kekuatan Fondasi Tiang

1. Hasil analisis fondasi tiang



Gambar 17. Hasil Analisis Vertikal 2 Tiang



Gambar 19. Hasil Analisis Fondasi Tiang

Berdasarkan Berdasarkan perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang pancang, Metode Luciano Decourt dipilih karena sesuai untuk tanah sangat kaku dengan koreksi faktor K, Ns, dan Np. Rekapitulasi daya dukung pada kedalaman 10,45 m menunjukkan hasil yang akurat sesuai karakteristik tanah.dari metode yang digunakan sebagai berikut.

Tabel 10.Rekapitulasi Metode Mayerhoff

Metode Mayerhoff (1976)						
Diameter	Nb	Qs (ton)	Qp (ton)	Qult (ton)	Qall (ton)	Kapasitas Bahan
0,4	54	110,69	17,33	128,02	42,67	53,01
0,6	54	166,03	38,99	205,03	68,34	119,28
0,8	110,1	221,38	69,33	290,71	96,90	212,06

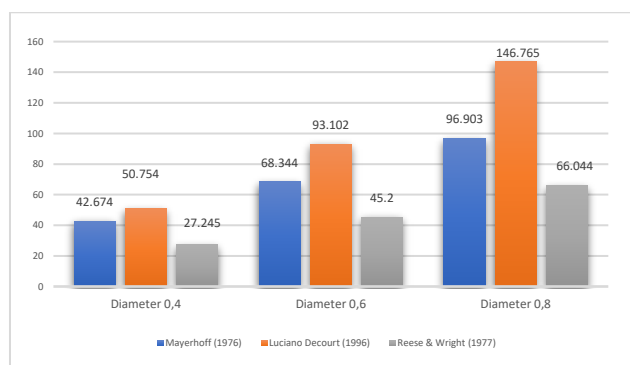
Tabel 11. Rekapitulasi Metode Luciano Decourt

Metode Luciano Decourt (1996)								
D	K	Np	Ns	Qs (ton)	Qp (ton)	Qult (ton)	Qall (ton)	Kapasitas Bahan
0,4	20	27	16,28	84,37	67,88	152,26	50,75	53,01
0,6	20	27	16,28	126,56	152,74	279,30	93,10	119,28
0,8	20	27	16,28	168,75	271,54	440,29	146,76	212,06

Tabel 12. Rekapitulasi Metode Reese & Wright

Metode Reese and Wright (1977)					
Diameter	Qs (ton)	Qp (ton)	Qult (ton)	Qall (ton)	Kapasitas Bahan
0,4	64,40	17,33	81,734	27,24	53,01
0,6	96,60	38,99	135,6	45,2	119,28
0,8	128,8	69,33	198,13	66,04	212,06

Berdasarkan tabel 12, 13, dan 14. Daya dukung fondasi tiang pancang yang dianalisis menggunakan diameter tiang 0,4 m, 0,6 m, dan 0,8m dengan kedalaman tiang 10,45. Hasil analisis kapasitas dukung izin tiang (Qall) dengan Metode Luciano Decourt (1996) memberikan kapasitas tertinggi untuk memenuhi stabilitas dan kekuatan struktur.



Gambar 20. Diagram Rekapitulasi Kapasitas Dukung

Rekapitulasi pada gambar 23. Menunjukkan kapasitas dukung tiang Ø 0,6 m menggunakan Metode Luciano Decourt (1996), yang relevan untuk tanah lempung sangat kaku (very stiff clayey silt). Metode ini mempertimbangkan parameter koreksi sesuai kondisi tanah dan digunakan untuk analisis kapasitas dukung kelompok.

2. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang

Tabel 13. Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Keterangan	Kapasitas (ton)	Beban (ton)	Status
Label 1, 2, 7, dan 8. Joint 2	93,10	15,38	Aman
Label 3, 4, 5, dan 6. Joint 6	164,94	28,92	Aman

Berdasarkan Tabel 15, Evaluasi terhadap keamanan kelompok tiang menunjukkan kapasitas daya dukung (Qg) lebih besar dari beban fondasi (P) Pada label 1, 2, 7, dan

8. Nilai $Q_g > (P)$ 15,383 ton. Sedangkan hasil analisis untuk data label 3, 4, 5, dan 6. Nilai $Q_g > (P)$ 28,921 ton. Berdasarkan hasil analisis keamanan kelompok tiang tersebut maka desain fondasi bored pile dengan diameter 0,6 m, aman digunakan pada Witness Building

3.3.1 Hasil Analisis Penurunan Tiang

1. Hasil penurunan 1 tiang

Tabel 14. Hasil Perbandingan Penurunan 1 Tiang

Metode Empiris (m)	Plaxis 2D V.22 (m)	Allpile 7 (m)	Izin (m)	Status	SF Plaxis 2D V.22	Status Safety Factor
0,00636	0,00564	0,000118	0,0418	Aman	28,88	Aman

Berdasarkan hasil analisis yang disajikan dalam tabel 16, sehingga dapat disimpulkan bahwa fondasi tiang tunggal berada dalam kondisi aman terhadap penurunan. Hasil ini menunjukkan bahwa metode empiris dan pemodelan numerik menghasilkan nilai yang relatif mendekati, sehingga analisis yang dilakukan dapat diandalkan dalam perencanaan dan evaluasi fondasi tiang tunggal.

2. Hasil penurunan 2 tiang

Tabel 15. Hasil Perbandingan Penurunan 12 Tiang

Metode Empiris (m)	Plaxis 2D V.22 (m)	Allpile 7 (m)	Izin (m)	Status	SF Plaxis 2D V.22	Status Safety Factor
0,012714	0,0119	0,002004	0,041	Aman	19,08	Aman

Berdasarkan tabel 17, Dari hasil analisis Program Plaxis 2D V.22 dan Program Allpile 7 kedua nilai ini masih berada dibawah batas izin penurunan sebesar 0,0418 m, sehingga metode yang digunakan dapat diandalkan dalam evaluasi penurunan fondasi kelompok tiang.

6. Kesimpulan

Berdasarkan hasil Penelitian analisis kapasitas dukung dan penurunan tiang pada *Witness Building* Proyek *Proving Ground* bekasi dapat disimpulkan sebagai berikut:

4.1 Pembebanan aksial Fondasi analysis software ETABS V.20 Output Joint Reactions

1. *Joint Reactions* 1, 2, 7, dan 8 dari hasil nilai *output* sebesar 150,8554 kN = 15,383 ton
2. *Joint Reactions* 3, 4, 5, dan 6 dari hasil nilai *output* sebesar 283,6255 kN = 28,921 ton

4.2 Hasil Analisis Kekuatan Bahan Tiang

Analisis kekuatan bahan tiang pada kedalaman 10,45 m sebagai berikut:

1. $\emptyset 0,4 \text{ m} = 519,912 \text{ kN} = 53,0154 \text{ ton}$
2. $\emptyset 0,6 \text{ m} = 1169,8 \text{ kN} = 119,285 \text{ ton}$
3. $\emptyset 0,8 \text{ m} = 2079,65 \text{ kN} = 212,062 \text{ ton}$

4.3 Hasil Analisis Daya Dukung Tiang (Qall) $\emptyset 0,6 \text{ m}$

1. Metode Mayerhoff (1976) = 68,344 ton
2. Metode Luciano Decourt (1996) = 93,10 ton
3. Metode Reese & Wright (1977) = 45,20 ton

4.3 Hasil Analisis Daya Dukung Tiang Kelompok

Metode Luciano Decourt (1996)

= 164,94 ton > P = 28,921 ton

4.3 Hasil Analisis perbandingan penurunan fondasi Metode Empiris dengan Finite Element Method menggunakan software Plaxis 2D V.20 dan Software Allpile 7.

1. Penurunan tiang tunggal *Joint 2*
 - a. Metode Empiris = 0,006360645 m
 - b. Software Plaxis V.20 = 0,00648 m
 - c. Software Allpile 7 = 0,0001187 m
2. Penurunan tiang kelompok *Joint 6*
 - a. Metode Empiris = 0,01271423 m
 - b. Software Plaxis V.20 = 0,01193 m
 - c. Software Allpile 7 = 0,0020041 m \

Semua nilai memenuhi syarat izin penurunan (0,0418m)

Daftar Rujukan

- [1] AKBAR, F. G. (2023). Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Dengan Pondasi Tiang Pancang (Redesign Lower Structur Of Building Using Pile)(Studi Kasus Proyek Pembangunan Gedung A Rumah Sakit Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Muhammadiyah Semarang).
- [2] Badan Standar Nasional. 2008. SNI 2827:2008 Cara Uji Penetrasi Lapangan Dengan Alat Sondir. Jakarta.
- [3] Badan Standar Nasional. 2019. SNI 2847:2019 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan. Jakarta.
- [4] Bowles. J.E. (1981). Analisa dan Desain Pondasi Jilid 1. Erlangga.Jakarta.
- [5] Bowles, J. E. (1984). "Physical and Geotechnical Properties of Soils". McGrawHill,Inc., USA.
- [6] Bowles, J. E. (1989). Sifat-sifat fisis dan Geoteknis Tanah. Erlangga. Jakarta.
- [7] Bowles, J. E. (1991). Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah: Mekanika Tanah Edisi ke dua. Erlangga.Jakarta.
- [8] Das, B. M. (1995). Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis). Erlangga.Jakarta.
- [9] Endaryanta, E. (2006). PENGARUH KADAR AIR TERHADAP KUAT GESER PADA TANAH LANAU. INERSIA Informasi dan Ekspose Hasil Riset Teknik Sipil dan Arsitektur, 2(1).
- [10] Fahmi, K. (2022). ANALISA PERBANDINGAN DAYA DUKUNG PONDASI TIANG DENGAN METODE MAYERHOFF, LUCIANO DECOURT, REESE AND WRIGHT, DAN ELEMEN HINGGA (PLAXIS) (Doctoral dissertation, Universitas Islam Sultan Agung Semarang).
- [11] Fauziek, M., & Suhendra, A. (2018). EFEK DARI DYNAMIC COMPACTION (DC) TERHADAP PENINGKATAN KUAT GESER TANAH. In Jurnal Mitra Teknik Sipil (Vol. 1, Issue 2).
- [12] Hakam, A. (2008). Rekayasa Pondasi. Bintang Grafika.Padang.
- [13] Hardiyatmo, H. C. (2002). Mekanika Tanah I, Edisi Ketiga. Gajah Mada University Press.
- [14] Hardiyatmo, H. C. (2011). Analisis Dan Perancangan Fondasi I. Gajah Mada University Press.
- [15] Hardiyatmo, H. C. (2012). Mekanika Tanah 1, Edisi Keenam. Gajah Mada University Press.
- [16] Hardiyatmo, H. C. (2014). Analisis dan Perencanaan Fondas I, Edisi 7. Gajah Mada University Press.
- [17] Hardiyatmo, H. C. (2018). Mekanika Tanah 1, Edisi Ketujuh. Gajah Mada University Press.
- [18] Ifa Agustin Maharani, & Laviola Oktavia Nisa. (2022). Analisa daya dukung dan penurunan fondasi tiang pancang hasil Standard Penetration Test (SPT) pada Gedung Teknik Informatika Politeknik Negeri Cilacap.
- [19] Khakim, M. A., & Furqon, A. (2024). ANALISIS PERBANDINGAN DAYA DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG DAN BORED PILE DENGAN METODE MAYERHOFF, METODE AOKI & DE ALENCAR, METODE RESSE AND WRIGHT, DAN PROGRAM PLAXIS V. 8.6 (Studi Kasus Gedung Kantor Yayasan Badan Wakaf Sultan Agung) (Doctoral dissertation, Universitas Islam Sultan Agung Semarang).
- [20] Lafit, A. F., Upomo, T. C., Sutopo, Y., & Sutarto, A. (2021). Defleksi Lateral Tiang Tunggal Akibat Beban Lateral pada Tanah Pasir. INERSIA Informasi dan Ekspose Hasil Riset Teknik Sipil dan Arsitektur, 17(2), 83-95.
- [21] Martini, R. S., & Anggraini, N. (2019). RE-DESIGN DAYA DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG PADA PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG BARAK TARUNA BPPTD PALEMBANG. Bearing: Jurnal Penelitian dan Kajian Teknik Sipil, 6(1), 40-44.
- [22] Maulidha, Z. W., Satrya, T. R., & Lastiasih, Y. (2022). Geotechnical Mapping for Soil Physical and Mechanical Parameters and Hard Soil Depth in

- Badung Regency. *Journal of Infrastructure & Facility Asset Management*, 4(2).
- [23] Meyerhof, G. G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 82(1), 866-1.
- [24] Muthmainnah. M. (2021). Analisis Kapasitas Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Dimensi (Bearing Capacity And Sattlement Analysis Of Spun Pile Foundation With Various Dimention).
- [25] Pamungkas, A. dan H. E. (2013). *Desain Pondasi Tahan Gempa* ISBN: 978-979-29-3569-1. Yogyakarta: Andi Offset.
- [26] Pratama Angga A.A. (2024). Evaluasi Safety Factor Fondasi Tiang Pancang Berdasarkan Metode Mayerhoff, Luciano Decourt, Reese & Wright Dan Plaxis 2D V.20.
- [27] Reese, L. C., & Wright, S. J. (1977). *Drilled Shaft Manual*, Washington, DC: US Dept. Of Transportation Federal Highway Administration, Offices of Research and Development, Implementation Division.
- [28] Terzaghi, K. A. P. R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, Inc, USA. 2nd Edition.
- [29] Vesic, A. S. (1977). Design of pile foundations. *NCHRP synthesis of highway practice*, (42).
- [30] Wibowo, D. E., Rahmadiano, H. W., & Endaryanta, E. (2021). Usaha Peningkatan Daya Dukung Tanah Lempung Menggunakan Layer Krikil, Anyaman Bambu dan Kombinasi Kolom-Layer Pasir. *INERSIA: LNformasi Dan Ekspose Hasil Riset Teknik Sipil Dan Arsitektur*, 17(1), 47–56. <https://doi.org/10.21831/inersia.v17i1.40629>.