

PERENCANAAN FONDASI TIANG BOR PADA PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG TOWER 3 ITS SURABAYA

Larisa Laksita Dewi¹, Dyah Ayu Rahmawati Cupasindy²

Mahasiswa Manajemen Rekayasa Konstruksi¹, Dosen Jurusan Teknik Sipil²

Email: sitadewi1403@gmail.com¹, dyahayu.rahmawati@polinema.ac.id²

ABSTRAK

Pembangunan fondasi tiang pancang pada Proyek Gedung Tower 3 ITS Surabaya menghadapi tantangan akibat kondisi lahan bekas rawa dengan tanah lunak dan berkadar air tinggi, yang memengaruhi daya dukung tanah dan meningkatkan risiko penurunan fondasi. Untuk mengatasi hal tersebut, penelitian ini merancang fondasi tiang bor sebagai solusi alternatif dengan analisis terhadap beban struktur atas, daya dukung, daya dukung kelompok tiang dan penurunan yang terjadi. Penelitian ini juga bertujuan mengkaji metode pelaksanaan fondasi tiang bor dan menyusun Rencana Anggaran Biaya (RAB) pekerjaan fondasi. Perencanaan fondasi menggunakan data *Standart Penetration Test* (SPT) dengan metode Mayerhof untuk daya dukung tanah serta Vesic dan Mayerhof untuk penurunan. Beban struktur atas dianalisis menggunakan *software Tekla Structural Designer* mengacu pada SNI 1726:2019 dan SNI 1727:2020. Hasil analisis menghasilkan desain fondasi tiang bor yang paling ekonomis dengan diameter 0,5 m, panjang 30 m, dan penurunan total sebesar 0,328 m. Desain ini dipilih berdasarkan efisiensi teknis dan biaya, serta Rencana Anggaran Biaya (RAB) dengan estimasi total biaya sebesar Rp 8.836.301.232,771. Fondasi tiang bor terbukti efektif sebagai solusi alternatif untuk pembangunan di lahan bekas rawa. Oleh karena itu, penelitian ini menyarankan penggunaan fondasi tiang bor sebagai sistem fondasi yang dapat memberikan kekuatan, efisiensi teknis, dan efektivitas biaya pada proyek serupa.

Kata kunci : daya dukung, SPT, *tekla structural designer*, tiang bor, penurunan

ABSTRACT

The construction of the pile foundation for the Tower 3 Building Project at ITS Surabaya faced challenges due to the site's location on a former swamp area with soft soil and a high water table, which affected bearing capacity and increased the risk of foundation settlement. To address this issue, the study designed a bored pile foundation as an alternative solution by analyzing the superstructure loads, bearing capacity, pile group capacity, and expected settlement. This study also aimed to evaluate the implementation method for bored pile foundations and prepare a Budget Plan (RAB) for the work. The foundation planning was based on Standard Penetration Test (SPT) data, using the Meyerhof method for bearing capacity analysis and the Vesic and Meyerhof methods for settlement analysis. The superstructure load was analyzed using Tekla Structural Designer software, referring to SNI 1726:2019 and SNI 1727:2020 standards. The analysis resulted in the most economical bored pile design, with a diameter of 0.5 m, a length of 30 m, and a total settlement of 0,328 m. This design was chosen based on technical and cost efficiency, with a total estimated cost of Rp 8,836,301,232,771. The bored pile foundation proved to be an effective alternative for construction on former swamp land. Therefore, this study recommends using bored pile foundations as a foundation solution that offers strength, technical efficiency, and cost-effectiveness for similar projects.

Keywords : bearing capacity, SPT, *tekla structural designer*, bored pile, , settlement

1. PENDAHULUAN

Fondasi merupakan elemen penting dalam konstruksi bangunan yang berfungsi untuk menyalurkan beban struktur ke tanah. Pada bangunan bertingkat tinggi, diperlukan fondasi dalam seperti tiang bor untuk menjamin stabilitas,

terutama di atas tanah lunak. Dalam konstruksi modern, fondasi dalam sering menjadi pilihan untuk bangunan bertingkat karena kemampuannya menahan beban yang sangat besar [1].

Proyek Pembangunan Gedung Tower 3 ITS Surabaya merupakan struktur rangka beton bertulang yang terdiri dari bangunan 13 lantai dengan lantai satu difungsikan sebagai fasilitas umum, koridor, ruang komersial, dan ruang kegiatan mahasiswa. Lantai dua pada gedung ini difungsikan sebagai hall auditorium, kantin, lantai tiga difungsikan sebagai ruang kerja bersama, ruang komersial, dan ruang pengelola. Lantai 4 sampai lantai 13 difungsikan sebagai ruang kelas dan small lecturer hall, atap pada bangunan ini menggunakan pelat dack beton bertulang.

Dalam perencanaan fondasi pada Proyek Pembangunan Gedung Tower 3 ITS Surabaya, salah satu tantangan utama adalah kondisi tanah yang berada di bekas lahan rawa. Tanah rawa memiliki daya dukung rendah yang dapat menyebabkan penurunan yang signifikan ketika menerima beban dari struktur di atasnya. Hal ini menjadi tantangan utama dalam perencanaan fondasi, karena fondasi harus mampu menyalurkan beban dari gedung ke lapisan tanah yang lebih kuat di bawahnya [2].

Tujuan dari penulisan ini adalah untuk menganalisis pembebanan struktur atas, menghitung daya dukung tiang bor berdasarkan data SPT, daya dukung kelompok tiang dan penurunannya, serta menyusun metode pelaksanaan dan estimasi biaya fondasi tiang bor pada Proyek Pembangunan Gedung Tower 3 ITS Surabaya.

2. METODE

Adapun uraian tahap penelitian ini meliputi beberapa langkah sebagai berikut:

Pembebanan Struktur Atas

Beban struktur atas dimodelkan menggunakan *Software Tekla Structural Designer* dan memasukkan beban mati, hidup, dan kombinasi berdasarkan SNI 1727-2020. Serta memasukkan beban gempa berdasarkan SNI 1726-2019.

Perencanaan Fondasi Tiang Bor

Data tanah dari uji SPT digunakan untuk menentukan kedalaman tanah keras dan menghitung daya dukung hingga penurunan. Analisis *trial and error* dilakukan untuk memilih diameter tiang bor yang sesuai dengan beban struktur dan kondisi tanah.

Daya Dukung Tiang Tunggal

Menurut Braja M. Das, daya dukung tiang tunggal metode Meyerhof (1976) dapat dihitung dengan rumus:

1. Tanah Kohesif (*Clay*)

$$Q_p = 9 \times C_u \times A_p \quad (1)$$

$$Q_s = p \times \Delta L \times f_{av} \quad (2)$$
2. Tanah Non Kohesif (*Sand*)

$$q_p = 0,4 \times p_a \times N_{60} \times (\Delta L / D) < 4 \times p_a \times N_{60} \quad (3)$$

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (4)$$

$$Q_s = p \times \Delta L \times f_{av} \quad (5)$$

Dimana :

Q_p = daya dukung ujung tiang (kN)

c_u = kohesi tanah lempung diujung tiang

A_p = luas ujung tiang (m^2)

p = keliling tiang (m)

q_p = kapasitas ujung tiang dalam kondisi batas (kN/m^2)

D = diameter tiang (m)

L = panjang pemancangan tiang (m)

f_{av} = friksi tiang rata-rata (kN/m^2)

Efisiensi Kelompok Tiang

Berdasarkan Braja M. Das (2017), perhitungan efisiensi kelompok tiang dapat dihitung menggunakan rumus *Converse-Labarre Formula*. Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$\eta = 1 - \theta \left(\frac{(n-1).m + (m-1).n}{(90.m.n)} \right); \theta = \tan^{-1}(D/S) \quad (6)$$

dimana:

η = efisiensi kelompok tiang

m = jumlah baris tiang

n = jumlah tiang dalam satu baris

θ = sudut dalam derajat

s = jarak pusat ke pusat antar tiang (m)

D = diameter tiang (m)

Daya Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas daya dukung kelompok tiang dapat dihitung menggunakan persamaan berikut ini.

$$Q_{u(g)} = E_g \times n \times Q_u \quad (7)$$

$$Q_{all(g)} = Q_{u(g)} / SF \quad (8)$$

dimana:

$Q_{u(g)}$ = Kapasitas daya dukung kelompok tiang (kN)

$Q_{all(g)}$ = Kapasitas daya dukung izin kelompok tiang (kN)

SF = Faktor keamanan (*Safety Factor*)

Penurunan Tiang Tunggal

Berdasarkan Braja M. Das (2017), perhitungan penurunan tiang tunggal dapat dihitung menggunakan Metode Vesic (1977). Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \zeta Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (9)$$

$$S_2 = \frac{q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p} \quad (10)$$

$$S_3 = \frac{Q_{wp} \cdot C_s}{L \cdot q_p} \quad (11)$$

dimana:

s_1 = penurunan yang terjadi sepanjang tiang (m)

Q_{wp} = beban yang diterima pada ujung tiang (N)

Q_{ws} = beban yang diterima sepanjang kulit tiang (N)
 A_p = luas penampang tiang (m^2)
 L = panjang tiang (m)
 E_p = modulus elastisitas material tiang
 q_{wp} = beban yang diterima pada ujung tiang per satuan luas/unit = Q_{wp} / A_p (kN)
 C_p = koefisien empiris = 0,06
(Tabel 12.14 Braja M. Das)
 D = diameter tiang
 $C_s = (0,93 + 0,16 \sqrt{(L/D)}) \cdot C_p$

Penurunan Kelompok Tiang

Berdasarkan Braja M. Das (2017), perhitungan penurunan kelompok tiang dapat dihitung menggunakan Metode Meyerhof (1976). Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$q = Q_g / (L_g \times B_g) \quad (12)$$

$$I = 1 - L/8B_g \geq 0,5 \quad (13)$$

$$S_{g(e)} = \frac{0,96 q \sqrt{B_g I}}{N_{60}} \quad (14)$$

Penurunan Izin

$$S_{g(izin)} = 15 + \frac{B}{600} \quad (15)$$

dimana :

L_g = panjang kelompok tiang (m)

B_g = lebar kelompok tiang (m)

N_{60} = rata-rata N-SPT (*standart penetration test*)
dasar fondasi N

I = faktor pengaruh

B = lebar bangunan (m)

Penurunan Konsolidasi

Berdasarkan Braja M. Das (2017), perhitungan penurunan konsolidasi dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\Delta \sigma'_i = \frac{Q_g}{(B_g + Z_i) \cdot (L_g + Z_i)} \quad (16)$$

$$\Delta s_{c(i)} = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{o(i)}} \right] \cdot H_i \quad (17)$$

$$\Delta s_i = \left[\frac{C_{c(i)} \cdot H_i}{1 + e_{o(i)}} \right] \log \left[\frac{\sigma'_{o(i)} + \Delta p_{(i)}}{\sigma'_{o(i)}} \right] \quad (18)$$

dimana :

$\Delta \sigma'_i$ = penambahan tegangan pada tengah-tengah lapisan i (kN/m^2)

Q_g = beban yang bekerja pada ujung tiang (kN)

L_g, B_g = panjang dan lebar kelompok tiang (m)

z_i = jarak dari $z = 0$ sampai dengan tengah-tengah lapisan ke-I (m)

Δs_i = penurunan konsolidasi pada lapisan ke-i (m)

$\Delta e_{(i)}$ = perubahan angka pori akibat penambahan tegangan pada lapisan ke i (%)

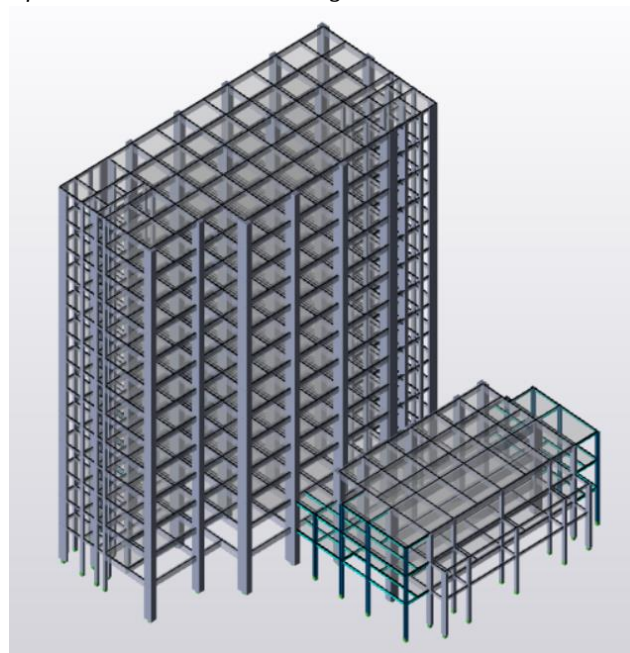
e_o = angka pori awal pada lapisan ke-i

H_i = tebal lapisan ke-i (m)

$\Delta s_{c(g)}$ = penurunan total konsolidasi pada kelompok tiang (m)

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada perencanaan fondasi tiang bor, digunakan kombinasi beban berdasarkan metode *Allowable Stress Design* (ASD) berdasarkan SNI 1726:2019 menggunakan *software Tekla Structural Designer*.



Gambar 1. Permodelan Struktur Atas Gedung Tower 3 ITS Surabaya

Sumber : *Tekla Structural Designer*

Dari kombinasi beban ASD yang dianalisis diperoleh hasil sebagai berikut:

Beban Aksial (P_u) = 10.590,3 kN

Momen (M_x) = 110 kNm

Momen (M_y) = 7,8 kNm

Daya Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof (1976)

Berikut adalah perhitungan daya dukung tiang tunggal menggunakan metode Meyerhof (1976) pada diameter 0,5 m dengan kedalaman 30 m.

1. Daya Dukung Ujung Tiang (Q_p)

Ujung tiang berada pada tanah berjenis tanah lempung (tanah kohesif).

$$A_p = 1/4 \times \pi \times D^2$$

$$= 1/4 \times \pi \times 0,5^2 = 0,196 m^2$$

Cu	= 3,138 kN/m ²		= 1,571 x 2 x 170,714	
Qp	= 9 x Cu x Ap		= 536,314 kN	
	= 9 x 3,138 x 0,196	= 887,285 kN		
2. Daya Dukung Selimut Tiang (Qs)			3. Daya Dukung Ultimit Tiang (Qu)	
ΔL	= 30 – 28	= 2 m	Qu	= Qp + Qs komulatif
Cu	= 502,100 kN/m ²			= 887,285 + 2085,818 = 2973,103 kN
Cu / Pa	= 502,1 / 100	= 5,02	4. Daya Dukung Izin Tiang (Qall)	
Berdasarkan Braja M. Das (2017) pada Tabel 12.11,			Qall	= Qu / SF
variasi α (Terzaghi et al., 1996) dengan hasil Cu/ Pa ≥				= 2973,103 / 3 = 991,034 kN
2,8 maka diperoleh nilai α = 0,34.				
fav	= α x Cu			
	= 0,34 x 502,1			
	= 170,714 kN/m ²			
Qs	= p x ΔL x fav			

Berikut rekapitulasi hasil perhitungan daya dukung tiang tunggal (Metode Meyerhof) berdasarkan variasi kedalaman dan diameter tiang.

Tabel 1. Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tiang Tunggal

L (m)	D (m)	Qp (kN)	Qs (kN)	Qu (kN)	Qall (kN)
20	0,4	190,780	592,202	782,983	260,994
	0,5	238,475	740,253	978,728	326,243
	0,6	286,171	888,303	1174,474	391,491
30	0,4	567,862	1668,655	2236,517	745,506
	0,5	887,285	2085,818	2973,103	991,034
	0,6	1277,690	2502,982	3780,672	1260,224

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan **Tabel 1**, dapat disimpulkan bahwa nilai daya dukung tiang tunggal meningkat seiring dengan bertambahnya diameter dan kedalaman tiang, baik dari sisi daya dukung ujung (Qp), daya dukung selimut (Qs), daya dukung ultimit (Qu), maupun daya dukung izin (Qall). Misalnya pada diameter 0,5 m dengan kedalaman 30 m nilai Qall mencapai 991,034 kN, jauh lebih besar dibandingkan dengan diameter 0,5 m dengan kedalaman 20 m yang hanya sebesar 326,243 kN.

Efisiensi Kelompok Tiang

Berikut adalah perhitungan efisiensi kelompok tiang pada diameter 0,5 m dengan kedalaman 30 m.

$$\begin{aligned}\theta &= \tan^{-1} \left(\frac{D}{S} \right) \\ &= \tan^{-1} \left(\frac{0,5}{1,5} \right) \\ &= 18,435\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= 1 - \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \\ &= 1 - \frac{(3-1)4 + (4-1)3}{90 \times 4 \times 3} = 0,855\end{aligned}$$

Daya Dukung Kelompok Tiang

Berikut perhitungan daya dukung kelompok tiang pada diameter 0,5 m dengan kedalaman 30 m.

$$\begin{aligned}Q_{g(u)} &= \eta \times n \times Qu \\ &= 0,855 \times 11 \times 2973,103 \\ &= 27965,681 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kontrol} &= Q_{g(u)} > Pu \\ &= 27965,681 \text{ kN} > 10590,3 \text{ kN}\end{aligned}$$

Berikut rekapitulasi hasil perhitungan daya dukung kelompok tiang berdasarkan variasi kedalaman dan diameter tiang serta beban aksial.

Tabel 2. Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang (Pu 10590,3 kN)

L (m)	D (m)	Pu (kN)	n (bh)	Lg (m)	Bg (m)	Eg	Qg (kN)	Kontrol
20	0,4	10590,3	41	5,2	8,8	0,812	26063,285	OK
	0,5		33	8	8	0,820	26485,899	OK
	0,6		28	6	11,4	0,816	26837,530	OK
30	0,4		15	5,2	2,8	0,855	28668,433	OK
	0,5		11	5	3,5	0,855	27965,681	OK
	0,6		9	4,2	4,2	0,856	29127,571	OK

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 3. Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang (Pu 5022,2 kN)

L (m)	D (m)	Pu (kN)	n (bh)	Lg (m)	Bg (m)	Eg	Qg (kN)	Kontrol
20	0,4	5022,2	9	2,8	2,8	0,856	14271,263	OK
	0,5		7	3,5	3,5	0,856	15195,327	OK
	0,6		5	4,2	2,4	0,890	14720,971	OK
30	0,4		5	2,8	1,6	0,890	22186,579	OK
	0,5		4	2,0	2,0	0,892	20331,457	OK
	0,6		4	2,4	2,4	0,892	26608,917	OK

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 4. Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang (Pu 1426,8 kN)

L (m)	D (m)	Pu (kN)	n (bh)	Lg (m)	Bg (m)	Eg	Qg (kN)	Kontrol
20	0,4	1426,8	6	2,8	1,6	0,794	3731,565	OK
	0,5		5	3,5	2	0,794	3887,047	OK
	0,6		4	2,4	2,4	0,794	3731,565	OK
30	0,4		2	1,6	0,4	0,994	4448,184	OK
	0,5		2	2,0	0,5	0,994	5913,172	OK
	0,6		2	2,4	0,6	0,994	7519,337	OK

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan **Tabel 2**, **Tabel 3**, dan **Tabel 4**, dapat disimpulkan bahwa semua variasi jumlah tiang menunjukkan hasil daya dukung kelompok (Qg) yang memenuhi syarat, ditunjukkan dengan keterangan "OK" pada kolom kontrol. Semakin banyak jumlah tiang (n) dan semakin besar diameter tiang (D), maka daya dukung kelompok juga semakin besar. Selain itu, nilai efisiensi kelompok (Eg) menunjukkan hasil yang optimal, dengan nilai kurang dari 1, yang menunjukkan bahwa susunan dan

Lg serta Bg telah direncanakan secara efisien. Hal ini menunjukkan bahwa variasi dimensi tiang, yang mencakup diameter (D) dan panjang (L), serta variasi beban total (Pu), berpengaruh terhadap daya dukung kelompok.

Penurunan Tiang Tunggal

Berikut perhitungan penurunan tiang tunggal menggunakan metode Vesic (1977) pada diameter 0,5 m dengan kedalaman 30 m.

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \frac{(QWP + \zeta QWS) \times L}{A_p \times E_p} \\
 &= \frac{((887,285 + (0,67 \times 2085,818)) \times 30)}{(0,196 \times 29.725.410)} \\
 &= 0,012 \text{ m} = 1,174 \text{ cm} = 11,744 \text{ mm} \\
 C_p &= 0,06 \\
 q_{wp} &= Q_{wp} / A_p \\
 &= 887,285 / 0,196 = 4518,904 \text{ kN/m}^2 \\
 S_2 &= \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p} \\
 &= \frac{887,285 \times 0,6}{0,5 \times 4518,904} \\
 &= 0,024 \text{ m} = 2,356 \text{ cm} = 23,562 \text{ mm} \\
 C_s &= (0,93 + 0,16 \times \sqrt{(L/D)}) \times C_p \\
 &= (0,93 + 0,16 \times \sqrt{(30/0,5)}) \times 0,06 \\
 &= 0,130 \\
 S_3 &= \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times q_p} \\
 &= \frac{2085,818 \times 0,130}{30 \times 4518,904} \\
 &= 0,002 \text{ m} = 0,2 \text{ cm} = 2,003 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Penurunan Elastik Total Tiang Tunggal

$$\begin{aligned}
 S_{(e)} &= S_1 + S_2 + S_3 \\
 &= 0,012 + 0,024 + 0,002 \\
 &= 0,037 \text{ m} = 3,731 \text{ cm} = 37,308 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Penurunan Elastik Kelompok Tiang (Meyerhof 1976)

Berikut perhitungan penurunan kelompok tiang menggunakan Metode Meyerhof (1976) pada diameter 0,5 m dengan kedalaman 30 m.

$$\begin{aligned}
 q &= Q_g / (L_g \times B_g) \\
 &= 887,285 / (5 \times 3,5) \\
 &= 50,702 \text{ kN/m}^2 \\
 I &= 1 - L/8B_g \geq 0,5 \\
 &= 1 - (30 / (8 \times 3,5)) \\
 &= -0,071 \leq 0,5 \\
 S_{g(e)} &= \frac{0,96 q \sqrt{B_g I}}{N_{60}} \\
 &= \frac{0,96 \times 50,702 \times \sqrt{3,5 \times 0,5}}{19} \\
 &= 3,403 \text{ mm} = 0,003 \text{ m} = 0,340 \text{ mm} \\
 S_{g(izin)} &= 15 + B/600 \\
 &= 15 + (4200/600) \\
 &= 0,220 \text{ m} = 22 \text{ cm} = 220 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{g(e)} < S_{g(izin)} = 0,003 \text{ m} < 0,220 \text{ m (OK)}$$

Berikut rekapitulasi hasil perhitungan penurunan elastis kelompok tiang berdasarkan variasi kedalaman dan diameter tiang serta beban aksial.

Tabel 5. Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Elastis Kelompok Tiang (Pu 10590,3 kN)

L (m)	D (m)	Pu (kN)	S _(e) (m)	S _{g(e)} (m)	S _{g(izin)} (m)	Kontrol
20	0,4	10590,3	0,024	0,001	0,220	OK
	0,5		0,030	0,0005		OK
	0,6		0,035	0,001		OK
30	0,4	10590,3	0,034	0,002	0,220	OK
	0,5		0,037	0,003		OK
	0,6		0,041	0,005		OK

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 6. Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Elastis Kelompok Tiang (Pu 5022,2 kN)

L (m)	D (m)	Pu (kN)	S _(e) (m)	S _{g(e)} (m)	S _{g(izin)} (m)	Kontrol
20	0,4	5022,2	0,024	0,001	0,220	OK
	0,5		0,030	0,001		OK
	0,6		0,035	0,001		OK
30	0,4	5022,2	0,034	0,003	0,220	OK
	0,5		0,037	0,005		OK
	0,6		0,041	0,009		OK

Sumber : Hasil Analisis

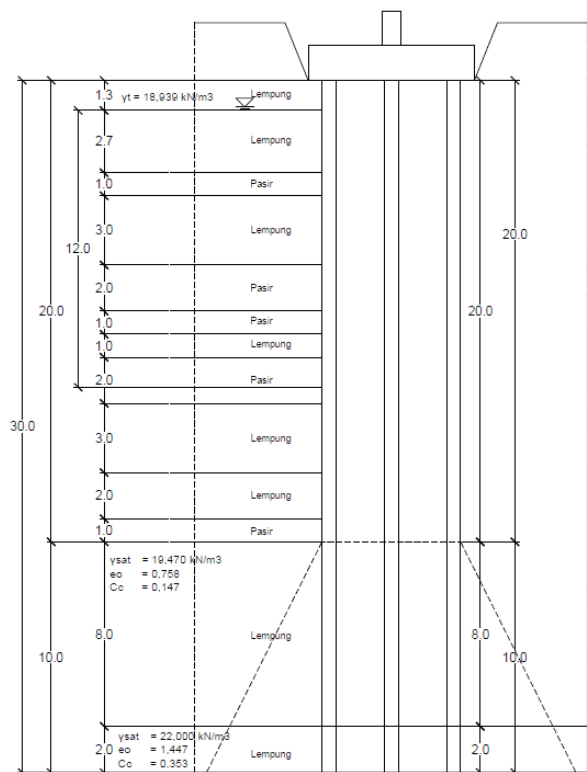
Tabel 7. Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Elastis Kelompok Tiang (P_u 1426,8 kN)

L (m)	D (m)	P_u (kN)	$S_{(e)}$ (m)	$S_{g(e)}$ (m)	$S_{g(izin)}$ (m)	Kontrol
20	0,4	1426,8	0,028	0,004	0,220	OK
	0,5		0,032	0,006		OK
	0,6		0,036	0,014		OK
	0,4		0,045	0,002		OK
30	0,5	1426,8	0,047	0,004	0,220	OK
	0,6		0,050	0,006		OK

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan **Tabel 5**, **Tabel 6**, dan **Tabel 7**, dapat disimpulkan bahwa semua variasi panjang tiang (L), diameter (D), dan beban aksial (P_u) menghasilkan nilai penurunan elastis tiang tunggal maupun kelompok yang masih berada dalam batas aman, dibuktikan dengan keterangan "OK" pada kolom kontrol. Secara umum, nilai $S_{(e)}$ selalu lebih besar dibandingkan $S_{g(e)}$, karena $S_{(e)}$ dihitung seolah-olah tiang bekerja secara tunggal tanpa pengaruh tiang lainnya, sedangkan $S_{g(e)}$ merupakan penurunan pada kelompok tiang yang mempertimbangkan distribusi beban dan interaksi antar tiang. Karena beban terbagi ke tiap tiang dalam kelompok, nilai $S_{g(e)}$ umumnya lebih kecil dari $S_{(e)}$.

Penurunan Konsolidasi

**Gambar 2.** Penurunan Konsolidasi 30 m

Sumber : Data Pribadi

Berikut perhitungan penurunan konsolidasi pada diameter 0,5 m dengan kedalaman 30 m.

1. Data

P_u	= 10590,3	kN
Q_g	= 9321,894	kN
B_g	= 5	m
L_g	= 3,5	m
D	= 0,5	m
L	= 30	m
$2/3L$	= 20	m

GWL	= 1,3	m	ΔL	= 30 – 28 = 2 m
γ_w	= 9,81	kN/m ³	γ_{sat}	= 22,000 kN/m ³
2. Lapisan 1 (1.30 m)			γ'	= 22,000 – 9,81 = 12,190 kN/m ³
ΔL_1	= 1,3 m		e_0	= 1,447 (korelasi)
γ_t	= 18,939 kN/m ³		Z_3	= 8 + (2/2)
3. Lapisan 2 (20.00 – 28.00 m)				= 9 m
ΔL_2	= 28 – 20 = 8 m		$C_{c(3)}$	= 0,30 ($e_0 - 0,27$)
γ_{sat}	= 19,470 kN/m ³			= 0,30 (1,447 – 0,27)
γ'	= 19,470 – 9,81 = 9,660 kN/m ³			= 0,353
e_0	= 0,758 (korelasi)		$\sigma'_{0(3)}$	= ($L_1 \times \gamma_t$) + (2/3L + ($\Delta L_2 \times \gamma'_2$)) + ((ΔL_3 / 2) $\times \gamma'_3$)
Z_2	= 8/2			= (1,3 $\times$ 18,939) + (20 + (8 $\times$ 9,660)) + ((2/ 2) $\times$ 12,190)
	= 4 m			= 134,090 kN/m ²
$C_{c(2)}$	= 0,30 ($e_0 - 0,27$)		$\Delta \sigma'_3$	= $\frac{Q_g}{(B_g + Z) \times (L_g + Z)}$
	= 0,30 (0,758 – 0,27)			= $\frac{9321,894}{(3,5 + 13) \times (5 + 13)}$
	= 0,147			= 53,268 kN/m ²
$\sigma'_{0(2)}$	= ($L_1 \times \gamma_t$) + (2/3L + ($\Delta L_2/2$) $\times \gamma'_2$)		ΔS_{c3}	= $\left(\frac{C_c L}{1+e_0}\right) \log \left(\frac{\sigma'_{0} + \Delta \sigma'_{0}}{\sigma'_{0}}\right)$
	= (1,3 $\times$ 18,939) + (20 + (8/2) $\times$ 9,660)			= $\left(\frac{(0,353 \times 2)}{1+1,447}\right) \log \left(\frac{(134,090 + 53,268)}{134,090}\right)$
	= 83,260 kN/m ²			= 0,042 m
$\Delta \sigma'_2$	= $\frac{Q_g}{(B_g + Z) \times (L_g + Z)}$		S_{tot}	= 0,283 + 0,042 = 0,325 m
	= $\frac{9321,894}{(3,5 + 4) \times (5 + 4)}$			
	= 138,102 kN/m ²			
ΔS_{c2}	= $\left(\frac{C_c H}{1+e_0}\right) \log \left(\frac{\sigma'_{0} + \Delta \sigma'_{0}}{\sigma'_{0}}\right)$			
	= $\left(\frac{(0,147 \times 8)}{1+0,758}\right) \log \left(\frac{(83,260 + 138,102)}{83,260}\right)$			
	= 0,283 m			
4. Lapisan 3 (28.00 – 30.00 m)				

Berikut rekapitulasi hasil perhitungan penurunan konsolidasi berdasarkan variasi kedalaman dan diameter tiang serta beban aksial

Tabel 8. Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Konsolidasi (Pu 10590,3 kN)

L	D	Pu	$S_{g(e)}$	S_c	S_{tot}	S_{izin}	Kontrol
(m)	(m)	(kN)	(m)	(m)	(m)	(m)	
	0,4		0,001	0,246	0,247		TDK OK
20	0,5		0,0005	0,217	0,218		OK
	0,6		0,001	0,209	0,210		OK
	0,4	10590,3	0,002	0,346	0,348	0,220	TDK OK
30	0,5		0,003	0,325	0,328		TDK OK
	0,6		0,005	0,335	0,340		TDK OK

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 9. Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Konsolidasi (Pu 5022,2 kN)

L	D	Pu	$S_{g(e)}$	S_c	S_{tot}	S_{izin}	Kontrol
(m)	(m)	(kN)	(m)	(m)	(m)	(m)	
	0,4		0,001	0,207	0,208		OK
20	0,5		0,001	0,194	0,194		OK
	0,6	5022,2	0,001	0,169	0,170	0,220	OK
30	0,4		0,003	0,250	0,253		TDK OK

0,5	0,005	0,252	0,257	TDK OK
0,6	0,009	0,272	0,281	TDK OK

Sumber : Hasil Analisis

Tabel 10. Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Konsolidasi (Pu 1426,8 kN)

L (m)	D (m)	Pu (kN)	S _{g(e)} (m)	S _c (m)	S _{tot} (m)	S _{izin} (m)	Kontrol
20	0,4	1426,8	0,004	0,137	0,141	0,220	OK
	0,5		0,006	0,123	0,129		OK
	0,6		0,014	0,128	0,142		OK
30	0,4		0,002	0,171	0,173		OK
	0,5		0,004	0,199	0,203		OK
	0,6		0,006	0,224	0,230		TDK OK

Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan **Tabel 8**, **Tabel 9**, dan **Tabel 10**, dapat disimpulkan bahwa tidak semua variasi panjang tiang (L), diameter (D), dan beban aksial (Pu) memenuhi syarat terhadap batas penurunan izin. Beberapa variasi menunjukkan keterangan “**Tidak OK**” karena nilai penurunan konsolidasi total (Stot) melebihi batas penurunan izin S_{izin}. Nilai penurunan konsolidasi juga sangat dipengaruhi oleh parameter tanah dari data laboratorium, seperti angka pori awal (e_o) dan indeks kompresi (Cc), serta dimensi kelompok tiang (Lg dan Bg). Nilai e_o dan Cc yang tinggi menunjukkan tanah yang mudah mengalami pemadatan, sehingga penurunannya pun besar. Maka dari itu, diperlukan data uji laboratorium yang lebih lengkap agar perhitungan penurunan konsolidasi dapat lebih akurat dan sesuai dengan kondisi lapangan sebenarnya.

Keputusan Pemilihan Desain

Keputusan pemilihan desain tiang bor didasarkan pada analisis terhadap daya dukung tiang tunggal dan kelompok tiang, penurunan elastis, serta penurunan konsolidasi. Analisis dilakukan menggunakan tiga variasi beban vertikal (Pu), dua variasi kedalaman tiang, dan tiga variasi diameter tiang. Hasil analisis menunjukkan bahwa desain tiang bor dengan diameter 0,5 m dan kedalaman 30 m merupakan yang paling efektif dalam memenuhi syarat daya dukung tunggal hingga penurunan elastis. Namun, pada variasi tersebut, penurunan konsolidasi masih melebihi batas yang diizinkan. Oleh karena itu, diperlukan metode perbaikan tanah, seperti pemasangan PVD, untuk mempercepat proses konsolidasi dan mengurangi penurunan jangka panjang, sehingga desain tersebut tetap dapat diterapkan dengan aman dan efisien.

KESIMPULAN

- Beban struktur atas pada Gedung Tower 3 yang dimodelkan menggunakan *software Tekla Structural Designer* menghasilkan beban aksial maksimum (Pu) sebesar 10590,3 kN, momen (M_x) sebesar 110 ton, momen (M_y) sebesar 7,8 ton.
- Perencanaan daya dukung kelompok tiang bor dipilih dimensi 0,5 m dengan kedalaman 30 m, dengan hasil sebagai berikut:
 - Kelompok tiang berisi 11 tiang
Q_g > Pu = 27965,681 kN > 10590,3 kN.
 - Kelompok tiang berisi 5 tiang
Q_g > Pu = 13232,928 kN > 5022,2 kN.
 - Kelompok tiang berisi 2 tiang
Q_g > Pu = 5913,172 > 1426,8 kN.
- Hasil analisis penurunan total pada setiap variasi kelompok tiang menunjukkan bahwa sebagian variasi melampaui batas izin penurunan (22 cm), sementara sebagian lainnya masih berada dalam batas yang diizinkan.
 - Kelompok tiang berisi 11 tiang
Stot < S_{ijin} = 32,8 cm > 22 cm
 - Kelompok tiang berisi 5 tiang
Stot > S_{ijin} = 25,7 cm > 22 cm
 - Kelompok tiang berisi 2 tiang
Stot > S_{ijin} = 20,3 cm < 22 cm

DAFTAR PUSTAKA

- [1] B. M. Das and N. Sivakugan. Principles of Foundation Engineering. Boston: Cengage, 2017.
- [2] Badan Standarisasi Nasional, SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur

- Bangunan
Gedung dan Non Gedung, Jakarta: BSN, 2019.
- [3] Badan Standarisasi Nasional, SNI 1726:2020 Beban
Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan
Gedung dan Struktur Lain, Jakarta: BSN, 2020.
- [4] Badan Standarisasi Nasional, SNI 2847:2019 Persyaratan
Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan
Penjelasan, Jakarta: BSN, 2019.
- [5] Taqwa, F. M. L., Muktadir, R., Hariati, F., Lutfi, M., &
Apriliyandi, A. (2023). Studi Perbandingan Daya
Dukung Aksial Tiang Pancang Tunggal Persegi
Berdasarkan Hasil Uji Pembebanan Statik (SLT) dan Uji
PDA pada Pembangunan Apartemen Loftville City Kota
Tangerang Selatan.
- [6] Wandana, A., & Amalia, N. (2022). Stabilisasi Tanah
Rawa Dengan Bentonit Untuk Lapis Fondasi Tanah
Dasar (Subgrade) (Doctoral dissertation, Politeknik
Negeri Ujung Pandang).