

ANALISIS PERENCANAAN FONDASI TIANG PANCANG PADA GEDUNG KAMPUS TEKNIK 2 UIN MAULANA MALIK IBRAHIM MALANG

Aulia Kharisma Nabila Putri¹, Moch. Sholeh²

Mahasiswa Manajemen Rekayasa Konstruksi, Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Malang¹, Dosen Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Malang²

Koresponden*, Email: aulia.kharisma21@gmail.com¹, moch.sholeh@polinema.ac.id²

ABSTRAK

Menanggapi meningkatnya kebutuhan fasilitas akademik, Universitas Islam Negeri (UIN) Maulana Malik Ibrahim Malang melakukan pengembangan infrastruktur melalui pembangunan Gedung Kampus Teknik. Penelitian ini bertujuan untuk membandingkan desain eksisting fondasi dengan hasil redesain yang dilakukan. Fondasi eksisting yang digunakan pada bangunan berupa tiang pancang berukuran 300 × 300 mm dengan kedalaman 13 meter, sedangkan dalam redesain dilakukan variasi pembandingan menggunakan tiang berdiameter 30 cm, 35 cm, dan 40 cm dengan kedalaman 7 meter, 10 meter, 13 meter, dan 15 meter. Pada proyek pembangunan Gedung Teknik 2, metode pemancangan yang digunakan adalah Hydraulic Static Pile Driver (HSPD) berkapasitas 120 ton. Analisis dilakukan berdasarkan data N-SPT titik BH-4 dan data laboratorium tanah. Perhitungan daya dukung fondasi menggunakan metode Meyerhof (1976) untuk daya dukung ujung tiang, serta metode λ , α Tomlinson, dan α API untuk daya dukung selimut tiang. Hasil analisis menunjukkan bahwa kombinasi metode Meyerhof dan λ memberikan hasil paling optimal. Fondasi yang dipilih berupa kelompok empat tiang pancang berdiameter 35 cm dengan panjang 10 m. Kapasitas daya dukung izin tiang tunggal diperoleh sebesar 623,971 kN, sedangkan kapasitas daya dukung kelompok tiang sebesar 2995,06 kN. Analisis penurunan fondasi dihitung menggunakan metode Vesic (1969) dengan nilai penurunan sebesar 10,565 cm yang masih memenuhi syarat penurunan izin ($S \leq S_{ijin}$). Total RAB untuk pekerjaan fondasi pada penelitian ini adalah sebesar Rp 4.463.425.966,63.

Kata Kunci: fondasi, tiang pancang, daya dukung, SPT

ABSTRACT

In response to the increasing demand for academic facilities, Universitas Islam Negeri (UIN) Maulana Malik Ibrahim Malang carried out infrastructure development through the construction of the Engineering Campus Building. This study aims to compare the existing foundation design with the redesigned foundation alternative. The existing foundation used precast concrete piles measuring 300 × 300 mm with a depth of 13 m, while the redesign considered variations of pile diameters of 30 cm, 35 cm, and 40 cm with depths of 7 m, 10 m, 13 m, and 15 m. The pile installation method used in the Engineering Building 2 project was the Hydraulic Static Pile Driver (HSPD) with a capacity of 120 tons. The analysis was conducted using N-SPT data from BH-4 and laboratory soil test data. The bearing capacity calculation employed the Meyerhof (1976) method for end bearing capacity, while the λ , α Tomlinson, and α API methods were used for skin friction resistance. The analysis results indicated that the combination of the Meyerhof and λ methods provided the most optimal design. The selected foundation consisted of a group of four piles with a diameter of 35 cm and a length of 10 m. The allowable bearing capacity of a single pile was 623.971 kN, while the pile group bearing capacity was 2995.06 kN. Foundation settlement analysis was calculated using the Vesic (1969) method, resulting in a settlement value of 10.565 cm, which still satisfied the allowable settlement requirement ($S \leq S_{ijin}$). The total estimated cost (RAB) for the foundation work in this study was Rp 4,463,425,966.63.

Keywords: foundation, pile foundation, bearing capacity, SPT

1. PENDAHULUAN

Secara umum, sebuah gedung terdiri dari beberapa elemen struktural. Struktur bangunan itu sendiri biasanya dibagi menjadi dua bagian utama, yaitu struktur bawah dan struktur atas. Struktur atas meliputi elemen-elemen seperti kolom, balok, dan pelat yang menjadi kerangka utama penyangga bangunan. Bagian ini berperan sebagai penerima beban yang bekerja pada struktur atas lalu meneruskan beban tersebut ke tanah, (Hukama, 2023) [1]. Sedangkan struktur bawah merupakan bagian yang langsung berhubungan

dengan tanah, yang terdiri dari fondasi sebagai penopang utama bangunan.

Fondasi adalah bagian struktur yang berfungsi sebagai penopang bangunan untuk menyalurkan beban di atasnya (*upper structure*) kelapis tanah yang memiliki daya dukung yang cukup kuat, (Rahmadiansyah & Harahap, 2022) [2]. Fondasi juga bertugas untuk meneruskan tegangan-tegangan dari struktur atas menuju ke tanah dasar tidak terjadi penurunan yang berlebih. Selain itu perencanaan desain fondasi juga dibutuhkan untuk mengetahui berapa besar beban yang dapat dipikul oleh fondasi dengan karakteristik

dan parameter dari tanah tersebut. Menurut hasil analisis (Priarianto & Widodo, 2002) [3] daya dukung tanah fondasi dikatakan memiliki hasil yang besar apabila menggunakan ukuran diameter tiang pancang yang besar. Hal ini disebabkan adanya perbedaan luas penampang yang berpengaruh terhadap daya dukung ujung tiang dan friksi tiang. Kapasitas dukung tiang juga akan semakin besar dengan bertambahnya kedalaman tanah (panjang tiang), yaitu disebabkan oleh semakin besarnya friksi tiang.

Hal ini menjadi perhatian khusus bagi penulis, khususnya pada pembangunan Gedung Kampus Teknik 2 UIN Maulana Malik Ibrahim Malang, karena pada konstruksi gedung ini memiliki bentuk bangunan potongan dari lafadz Ar-Rahim. Selain itu Gedung Teknik ini memiliki jumlah 4 lantai, sehingga fondasi pada bangunan Gedung Kampus Teknik UIN Maulana Malik Ibrahim Malang ini menggunakan fondasi tiang pancang yang berukuran 300 x 300 mm dengan kedalaman 13 meter dengan kondisi tanah berupa tanah lempung. Maka dari itu penulis tertarik untuk menganalisis kekuatan fondasi tiang pancang dengan menggunakan diameter dan kedalaman yang berbeda pada Gedung Kampus Teknik agar mendapatkan daya dukung yang optimal sekaligus mendapatkan hasil biaya yang ekonomis. Untuk perbandingan diameter yang digunakan yaitu diameter 300 mm, 350 mm dan 400 mm, sedangkan untuk kedalaman diameter yang digunakan yaitu kedalaman 7 meter, 10 meter, 13 meter dan 15 meter.

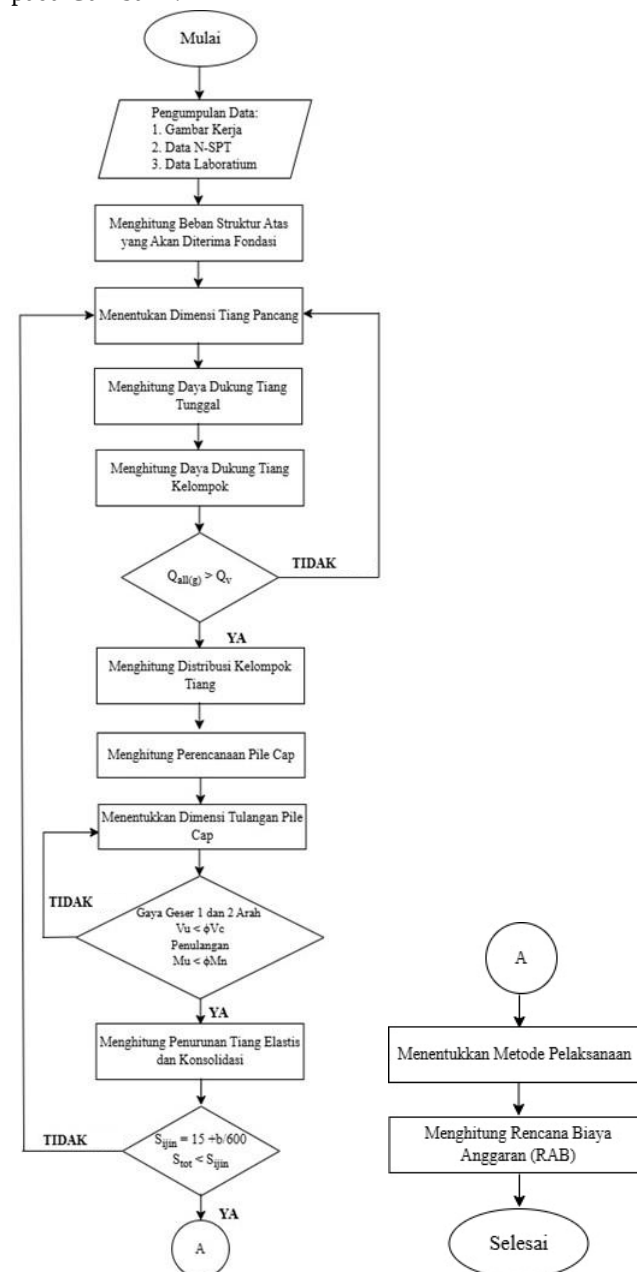
2. METODE

Dalam penyusunan skripsi ini, metode penelitian disusun secara sistematis agar dapat mendukung tercapainya tujuan penelitian serta memperoleh hasil yang valid, berikut beberapa metode yang digunakan pada antara lain:

1. Analisis statika dan pemodelan 3D Gedung Kampus Teknik 2 UIN Maulana Malik Ibrahim Malang menggunakan Software Etabs 20.
2. Perhitungan pembebanan berdasarkan SNI 1727 – 2020 untuk beban desain minimum dan kriteria untuk bangunan gedung dan struktur lainnya. [4]
3. Perhitungan gempa menggunakan peraturan SNI 1726 – 2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non Gedung. [5]
4. Perhitungan daya dukung dan penurunan fondasi tiang berdasarkan data SPT (*Standart Penetration Test*) dan data laboratorium pada proyek pembangunan Gedung Kampus Teknik 2 UIN Maulana Malik Ibrahim Malang.
5. RAB fondasi menggunakan HSPK pada tahun penelitian ini kerjakan yaitu HSPK Kota Malang tahun 2025.

Diagram Alir

Untuk memperjelas alur penelitian, digunakan diagram alir yang mengacu pada tujuan dan metode penelitian. Diagram ini memberikan gambaran umum mengenai langkah-langkah yang ditempuh mulai dari pengumpulan data, analisis perhitungan, hingga kesimpulan, sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 1.



Gambar 1. Diagram Alir

Perencanaan Fondasi

Perencanaan fondasi terdiri dari perhitungan daya dukung ujung tiang (Q_p) dan Daya Dukung Selimut Tiang (Q_s). Perhitung daya dukung ujung tiang umumnya menggunakan metode *Mayerhoff* (1976), sedangkan daya dukung selimut

tiang terdapat beberapa metode perhitungan yaitu metode λ dan α .

a. Daya Dukung Ujung Tiang (Q_p)

$$Q_p = 9 \cdot c_u \cdot A_p \quad (1)$$

dengan:

Q_p = Daya dukung ujung tiang [kN]

A_p = Luas penampang ujung tiang [m^2]

c_u = Kohesi tanah lempung diujung tiang

b. Daya Dukung Selimut Tiang (Q_s)

$$Q_s = \sum p \cdot \Delta L \cdot f \quad (2)$$

dengan:

Q_p = Daya dukung selimut tiang

p = Keliling penampang tiang

L = Panjang tiang

f = Satuan perlawanan geser pada setiap kedalaman z .

Satuan perlawanan geser untuk tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan metode λ dan α . Berikut rumus dari metode λ dan α :

- Metode λ

$$f_{av} = \lambda \cdot (\sigma_v + 2 \cdot C_u) \quad (3)$$

dengan:

σ_v = Tegangan vertikal efektif rata-rata sepanjang tiang

c_u = Kuat geser undrained rata-rata (untuk $\phi = 0$)

λ = Diperoleh berdasarkan kedalaman pemancangan tiang

- Metode α Tolimlinson

$$f_{av} = \alpha \cdot C_u \quad (4)$$

dengan:

c_u = Kuat geser undrained

α = Faktor adhesi

- Metode α API 2007

$$f_{av} = 0,5 \cdot (c_u \cdot \bar{\sigma}_0)^{0,5}, \text{ atau} \quad (5)$$

$$f_{av} = 0,5 \cdot (c_u)^{0,75} \cdot (\bar{\sigma}_0)^{0,5} \quad (6)$$

dengan:

c_u = Kuat geser undrained

σ_v = Tegangan vertikal efektif rata-rata sepanjang tiang

c. Daya Dukung Tiang Kelompok ($Q_{all(g)}$)

- Menentukan Jumlah Tiang

$$n = \frac{Q}{Q_{all}} \quad (7)$$

dengan:

n = Jumlah tiang

Q = Beban aksial kolom

Q_{all} = Daya dukung ijin

- Kelompok Tiang Aksi Tunggal

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u = n_1 \cdot n_2 \cdot (Q_p + Q_s) \quad (8)$$

dengan:

Q_g = daya dukung kelompok tiang

n_1 = jumlah tiang dalam 1 baris

n_2 = jumlah tiang dalam 1 kolom

- Kelompok Tiang Aksi Blok

$$Q_{g(u)} = L_g \cdot B_g \cdot C_u(p) \cdot N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) \cdot c_u \cdot \Delta L \quad (9)$$

dengan:

L_g = Panjang *pile cap*

B_g = Lebar *pile cap*

s = Jarak pusat ke pusat antar tiang

D = Diameter tiang

d. Distribusi Beban Pada Tiang

Beban luar bekerja pada kelompok tiang adalah beban vertikal sentris, maka beban yang bekerja pada masing-masing tiang adalah:

$$Q_p = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \quad (10)$$

dengan:

Q = Beban aksial dari kolom

M_y = Momen arah y

M_x = Momen arah x

x = Jarak sumbu x dari pusat kolom ke pusat tiang

y = Jarak sumbu y dari pusat kolom ke pusat tiang

$\sum x^2$ = (Jumlah jarak masing-masing tiang terhadap sumbu x - x)²

$\sum y^2$ = (Jumlah jarak masing-masing tiang terhadap sumbu y - y)²

Penurunan Fondasi

Penurunan pada fondasi disebabkan oleh pembebanan dan tanah yang mendukung fondasi tiang untuk memikul bangunan. Secara umum, penurunan pada fondasi dibagi menjadi dua, yaitu penurunan elastis dan penurunan konsolidasi.

a. Penurunan Elastis Tunggal

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad (11)$$

dengan:

s = Penurunan elastis tiang tunggal

s_1 = Penurunan yang terjadi sepanjang tiang

s_2 = Penurunan tiang disebabkan oleh beban yang bekerja pada ujung tiang

s_3 = Penurunan tiang disebabkan oleh beban yang bekerja sepanjang kulit/selimut tiang

b. Penurunan Elastis Tiang Kelompok

Vesic (1969) memberikan rumus tentang penurunan elastik kelompok tiang sebagai berikut:

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S \quad (12)$$

dengan:

$S_{g(e)}$ = Penurunan elastik kelompok tiang

B_g = Lebar kelompok tiang

D = Diameter/lebar tiang Tunggal

S = Penurunan elastik tiang tunggal

c. Penurunan Konsolidasi

1. Hitung penambahan tegangan pada setiap tengah-tengah lapisan akibat Q_g dengan rumus:

$$\Delta p_i = \frac{Q_g}{(B_g + Z_i) \cdot (L_g + Z_i)} \quad (13)$$

dengan:

Δp_i = Penambahan tegangan pada tengah-tengah lapisan i

Q_g = Beban yang bekerja pada kelompok tiang

$L_g B_g$ = Panjang dan lebar kelompok tiang

Z_i = Jarak $z=0$ sampai dengan tengah-tengah lapisan ke-i

2. Hitung penurunan tiap lapisan

$$\Delta s_i = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{o(i)}} \right] \cdot H_i \quad (14)$$

dengan:

Δs_i = Penurunan konsolidasi pada lapisan ke-i

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

e_o = Angka pori awal pada lapisan ke-i

H_i = Tebal lapisan ke-i

3. Penurunan total konsolidasi

$$\Delta S_i = \left[\frac{C_{o(i)} \cdot H_i}{1 + e_{o(i)}} \right] \log \left[\frac{P_{o(i)} + \Delta p_{(i)}}{P_{o(i)}} \right] \quad (15)$$

dengan:

ΔS_g = Penurunan total konsolidasi pada kelompok tiang

ΔS_i = Penurunan konsolidasi pada lapisan ke i

Perencanaan Pile Cap

Pile cap merupakan elemen pengikat tiang-tiang fondasi sebelum didirikan kolom diatasnya, berfungsi meneruskan beban kolom kepada tiang, yang mengacu pada SNI 2847:2019 [6]

a. Kontrol Gaya Geser 1 Arah

$$V_u \leq V_c \quad (16)$$

$$V_u = \sigma \cdot L \cdot G' \quad (17)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (18)$$

dengan:

σ = Tekanan (P/A)

L = Panjang fondasi

G = Daerah pembebanan yang diperhitungan untuk penulangan 1 arah

$$= L - (L/2 + \text{lebar kolom}/2 + d)$$

V_c = Gaya geser nominal

f_c' = Kuat tekan beton yang diisyaratkan

B = Lebar fondasi

d = Tebal efektif *pile cap*

b. Kontrol Gaya Geser 2 Arah

$$V_u \leq V_c \quad (19)$$

$$V_u = \sigma (L^2 - B^2) \quad (20)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad (21)$$

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad (22)$$

$$V_c = 0,083 \cdot \left(2 + \frac{a_s d}{b_o} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad (23)$$

dengan:

V_u = Gaya geser penampang kritis (N)

σ = Tekanan (P/A) (N/mm²)

L = Panjang fondasi (mm)

B' = Lebar penampang kritis (mm)

V_c = Gaya geser nominal (N)

f_c' = Kuat tekan beton yang diisyaratkan (MPa)

β = Rasio Panjang sisi pendek dan sisi Panjang kolom

α_s = Nilai α_s adalah 40 untuk kolom interior, 30 untuk kolom tepi, dan 20 untuk kolom sudut

b_o = Keliling penampang kritis fondasi (mm)

d = Tebal efektif *pilecap* (mm)

λ = Faktor modifikasi (untuk beton normal = 1)

c. Perhitungan Penulangan

$$M_u \leq M_n \quad (24)$$

$$M_u = 2 \frac{P_u}{n_p} \cdot s - \frac{1}{2} \cdot q' \cdot B^2 \quad (25)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2} a \right) \quad (26)$$

dengan:

M_u = Momen terfaktor yang terjadi (N.mm)

P_u = Beban aksial yang bekerja (N)

n_p = Jumlah tiang (buah)

S = Jarak antar tiang (mm)

q' = Berat pile cap pada penampang kritis (N/mm)

B' = Lebar penampang kritis (mm)

M_n = Momen nominal (N.mm)

A_s = Luas tulangan (mm²)

f_y = Mutu baja (MPa)

d = Tebal efektif *pile cap* (mm)

a = Bentang geser, jarak antara beban terpusat dan muka tumpuan, dihitung dengan persamaan

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Berikut merupakan urutan atau langkah – langkah dari analisis perencanaan fondasi tiang pancang:

1. Output Perencanaan Struktur Atas bangunan

Dari hasil output Etabs 20, didapatkan gaya – gaya dalam akibat kombinasi beban ASD $S8c = 1,0DL - 0,91Q_{ex} + 0,27Q_{ey} + 0,14SDS.DL$, yaitu:

Tabel 1. Rekapitulasi Gaya – Gaya Reaksi Tumpuan pada Kombinasi Beban ASD

Kolom	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
I11	2586,33	-169,56	-597,1
J11	2574,48	194,161	608,331
D10	2505,43	-560,51	-126,56
D6	2503,28	-135,36	605,865
E10	2446,73	152,492	-592,32
E8	2358,02	596,841	122,884
I9	2272,67	-119,56	-436,26
E4	2272,44	130,04	-433,72

Dari hasil output Etabs 20, didapatkan gaya – gaya dalam akibat kombinasi beban LRFD $C6a = 1,2DL + 1,0LL + 1,3Q_{ex} + 0,39Q_{ey} + 0,26.SDS.DL$, yaitu:

Tabel 2. Rekapitulasi Gaya – Gaya Reaksi Tumpuan pada Kombinasi Beban LRFD

Kolom	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
I11	3475,94	244,853	-856,65
J11	3376,48	-242,62	-864,86
D10	3284,93	203,615	-859,28
D6	3280,8	831,302	-244,77
E10	3115,1	212,119	-858,15
E8	3064,49	846,052	196,692
I9	2966,58	-204,55	881,529
E4	2962,97	-835,98	188,823

2. Analisis Daya Dukung Tiang

Tabel 3. Parameter Tanah

No.	Kedalaman (meter)	c (kN/m ²)	Ø	γ (kN/m ³)
1.	-2,00 - 4,00	15,72	22,10°	22,31
2.	-5,50 - 6,00	14,70	26,26°	21,81
3.	-7,00 - 9,00	14,27	28,04°	21,60
4.	-10,00 - 15,00	12,82	33,99°	20,88

No.	Kedalaman (meter)	c (kN/m ²)	Ø	γ (kN/m ³)
5.	-15,50 -16,00	11,80	38,15°	20,38

Tabel diatas dapat digunakan untuk menghitung analisis daya dukung tiang tunggal. Berikut dibawah ini merupakan contoh perhitungan dari analisis daya dukung tiang tunggal dengan diameter 35 cm dan panjang 13 meter.

1) Metode Mayerhoff + Lamda

a. Daya Dukung Ujung Tiang (Q_p)

$$C_u = 252 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = 9 \cdot C_u \cdot A_p$$

$$= 9 \cdot (252) \cdot (0,0961) = 218,097 \text{ kN}$$

b. Daya Dukung Selimut Tiang (Q_s)

Luas pengaruh Lapisan

$$- A1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot L_1 \cdot L_1 = \frac{1}{2} \cdot (22,31) \cdot 3 \cdot 3$$

$$= 100,397 \text{ kN/m}$$

$$- A2 = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot L_1 \cdot L_1 \right] + \left[\frac{\gamma_1 \cdot L_1 + \gamma_2 \cdot L_2}{2} \cdot L_2 \right]$$

$$= \left[\frac{1}{2} \cdot (22,31) \cdot 3 \cdot 3 \right] + \left[\frac{(22,31 \cdot 3) + (21,60 \cdot 5)}{2} \cdot 5 \right]$$

$$= 537,669 \text{ kN/m}$$

$$- A3 = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot L_1 \cdot L_1 \right) + \left(\frac{\gamma_1 \cdot L_1 + \gamma_2 \cdot L_2}{2} \cdot L_2 \right) + \left(\frac{\gamma_2 \cdot L_2 + \gamma_3 \cdot L_3}{2} \cdot L_3 \right)$$

$$= \left[\frac{1}{2} \cdot (22,31) \cdot 3 \cdot 3 \right] + \left[\frac{(22,31 \cdot 3) + (21,60 \cdot 5)}{2} \cdot 5 \right] + \left[\frac{(21,60 \cdot 5) + (20,88 \cdot 2)}{2} \cdot 2 \right]$$

$$= 687,408 \text{ kN/m}$$

$$- \overline{C_u} = \frac{C_{u1} \cdot L_1 + C_{u2} \cdot L_2 + C_{u3} \cdot L_3 + C_{u4} \cdot L_4}{L}$$

$$= \frac{(150 \cdot 3) + (234 \cdot 5) + (252 \cdot 2)}{10} = 212,40 \text{ kN/m}^2$$

$$- \overline{\sigma_v} = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + A_4}{L}$$

$$= \frac{100,397 + 537,669 + 687,408}{10}$$

$$= 132,548 \text{ kN/m}^2$$

$$- f_{av} = \lambda \cdot (\overline{\sigma_v} + 2 \cdot \overline{C_u})$$

$$= 0,27 \cdot (132,548 + (2 \cdot 212,40))$$

$$= 150,484 \text{ kN/m}^2$$

Maka nilai dari Q_s sebagai berikut:

$$- Q_s = p \cdot L \cdot f_{av}$$

$$= (3,14 \cdot 0,35) \cdot (10) \cdot (150,484) = 1653,817 \text{ kN}$$

c. Daya Dukung Ijin Tiang Tunggal (Q_{all})

$$- Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 218,097 + 1653,817 = 1871,914 \text{ kN}$$

$$- Q_{all} = Q_u : SF$$

$$= 1871,914 : 3 = 623,971 \text{ kN}$$

2) Metode Mayerhoff + Alfa Tomlinson

a. Daya Dukung Ujung Tiang (Q_p)

$$C_u = 252 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = 9 \cdot C_u \cdot A_p \\ = 9 \cdot (252) \cdot (0,0961) = 218,097 \text{ kN}$$

b. Daya Dukung Selimut Tiang (Q_s)

$$\begin{aligned} - C_{u1} &= 150 \text{ kN/m}^2 & \alpha_1 &= 0,39 \\ - C_{u2} &= 2,34 \text{ kN/m}^2 & \alpha_2 &= 0,34 \\ - C_{u3} &= 252 \text{ kN/m}^2 & \alpha_3 &= 0,34 \\ - f_1 &= \alpha_1 \cdot c_{u1} = 0,39 \cdot 150 = 58,500 \text{ kN/m}^2 \\ - f_2 &= \alpha_2 \cdot c_{u2} = 0,34 \cdot 2,34 = 79,560 \text{ kN/m}^2 \\ - f_3 &= \alpha_3 \cdot c_{u3} = 0,3 \cdot 252 = 85,680 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Maka nilai dari Q_s sebagai berikut:

$$\begin{aligned} - Q_s &= \sum p \cdot L \cdot f \\ &= \text{Lapis I} + \text{Lapis II} + \text{Lapis III} \\ &= [(3,14 \cdot 0,35) \cdot (10) \cdot (58,50) + (3,14 \cdot 0,35) \cdot (10) \cdot (79,56) + (3,14 \cdot 0,35) \cdot (10) \cdot (85,68)] \\ &= 818,381 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Daya Dukung Ijin Tiang Tunggal (Q_s)

$$\begin{aligned} - Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 218,097 + 818,381 = 1036,478 \text{ kN} \\ - Q_{all} &= Q_u : SF \\ &= 1036,478 : 3 = 345,492 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Metode Mayerhoff + Alfa API 2007
a. Daya Dukung Ujung Tiang (Q_p)

$$\begin{aligned} C_u &= 252 \text{ kN/m}^2 \\ Q_p &= 9 \cdot C_u \cdot A_p \\ &= 9 \cdot (252) \cdot (0,0961) = 218,097 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Daya Dukung Selimut Tiang (Q_s)

➤ Untuk Z₁ = 0 – 3 meter

$$\begin{aligned} - C_{u1} &= 150 \text{ kN/m}^2 \\ - \sigma_0 &= \gamma \cdot h \\ &= (22,31) \cdot (3) = 66,932 \text{ kN/m}^2 \\ - \bar{\sigma}'_0 &= \frac{0+66,932}{2} = 33,466 \text{ kN/m}^2 \\ - f_{av1} &= 0,5 \cdot (C_u \cdot \bar{\sigma}'_0)^{0,5} \\ &= 0,5 \cdot [(150 \cdot 33,466)^{0,5}] = 35,43 \text{ kN/m}^2 \\ - f_{av2} &= 0,5 \cdot (C_u^{0,75}) \cdot (\bar{\sigma}'_0)^{0,25} \\ &= 0,5 \cdot [(150)^{0,75} \cdot (33,466)^{0,25}] = 51,55 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Nilai f_{av} yang digunakan dipilih nilai yang terbesar antara f_{av1} dan f_{av2}, yaitu 51,44 kN/m²

➤ Untuk Z₂ = 3 - 8 meter

$$\begin{aligned} - C_{u2} &= 234 \text{ kN/m}^2 \\ - \sigma_0 &= \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 \\ &= (22,31) \cdot (3) + (21,60) \cdot (5) = 174,909 \text{ kN/m}^2 \\ - \bar{\sigma}'_0 &= \frac{66,932+174,909}{2} = 120,920 \text{ kN/m}^2 \\ - f_{av1} &= 0,5 \cdot (C_u \cdot \bar{\sigma}'_0)^{0,5} \\ &= 0,5 \cdot [(234 \cdot 120,920)^{0,5}] = 84,11 \text{ kN/m}^2 \\ - f_{av2} &= 0,5 \cdot (C_u^{0,75}) \cdot (\bar{\sigma}'_0)^{0,25} \\ &= 0,5 \cdot [(234)^{0,75} \cdot (120,920)^{0,25}] = 99,02 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Nilai f_{av} yang digunakan dipilih nilai yang terbesar antara f_{av1} dan f_{av2}, yaitu 99,20 kN/m².

➤ Untuk Z₃ = 8 - 10 meter

$$\begin{aligned} - C_{u2} &= 252 \text{ kN/m}^2 \\ - \sigma_0 &= \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 \\ &= (22,31) \cdot (3) + (21,60) \cdot (5) + (20,88) \cdot (2) \\ &= 216,670 \text{ kN/m}^2 \\ - \bar{\sigma}'_0 &= \frac{174,909 + 216,670}{2} = 195,789 \text{ kN/m}^2 \\ - f_{av1} &= 0,5 \cdot (C_u \cdot \bar{\sigma}'_0)^{0,5} \\ &= 0,5 \cdot [(252 \cdot 195,789)^{0,5}] = 111,06 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - f_{av2} &= 0,5 \cdot (C_u^{0,75}) \cdot (\bar{\sigma}'_0)^{0,25} \\ &= 0,5 \cdot [(252)^{0,75} \cdot (195,789)^{0,25}] = 118,30 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Nilai f_{av} yang digunakan dipilih nilai yang terbesar antara f_{av1} dan f_{av2}, yaitu 118,30 kN/m²

Maka nilai dari Q_s sebagai berikut:

$$\begin{aligned} - Q_s &= \sum p \cdot L \cdot f \\ &= [(3,14 \cdot 0,35) \cdot (10) \cdot (51,55) + (3,14 \cdot 0,35) \cdot (10) \cdot (99,20) + (3,14 \cdot 0,35) \cdot (10) \cdot (118,30)] \\ &= 975,056 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Daya Dukung Ijin Tiang Tunggal (Q_{all})

$$\begin{aligned} - Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 218,097 + 975,056 = 1193,152 \text{ kN} \\ - Q_{all} &= Q_u : SF \\ &= 1193,152 : 3 = 397,717 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan contoh ketiga metode daya dukung tiang tunggal diatas dapat digunakan untuk mencari nilai variasi diameter dan panjang yang lainnya, berikut merupakan seluruh rekapan hasil dari variasi dan diameter perhitungan:

Tabel 4. Hasil Daya Dukung Tiang Metode Mayerhoff + λ

	30 cm	35 cm	40 cm
7 m	424,823 kN	536,963 kN	625,541 kN
10 m	517,510 kN	623,971 kN	713,752 kN
13 m	592,656 kN	701,817 kN	813,946 kN
15 m	633,357 kN	788,287 kN	868,214 kN

Tabel 5. Hasil Daya Dukung Tiang Metode Mayerhoff + αTomlinson

	30 cm	35 cm	40 cm
7 m	200,759 kN	244,604 kN	291,417 kN
10 m	287,235 kN	345,493 kN	406,718 kN
13 m	367,945 kN	439,655 kN	514,332 kN
15 m	421,752 kN	502,430 kN	586,075 kN

Tabel 6. Hasil Daya Dukung Tiang Metode Mayerhoff + α API 2007

	30 cm	35 cm	40 cm
7 m	216,589 kN	263,073 kN	312,524 kN
10 m	331,999 kN	397,717 kN	466,403 kN

	30 cm	35 cm	40 cm
13 m	450,453 kN	535,913 kN	624,342 kN
15 m	533,549 kN	632,859 kN	735,137 kN

3. Analisis Daya Dukung Tiang Kelompok

Berikut merupakan langkah – langkah dalam menghitung daya dukung kelompok tiang:

a. Menentukan Jumlah Tiang Pancang

1) Metode Mayerhoff + Lamda (λ)

$$n = \frac{2727,361}{623,971} = 4,37 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$$

2) Metode Mayerhoff + Alfa (α) Tomlinson

$$n = \frac{2727,361}{345,493} = 7,89 \text{ buah} \approx 8 \text{ buah}$$

3) Metode Mayerhoff + Alfa (α) API 2007

$$n = \frac{2727,361}{397,717} = 6,86 \text{ buah} \approx 7 \text{ buah}$$

Dengan cara yang sama didapatkan hasil perhitungan jumlah kebutuhan tiang pancang pada variasi diameter dan panjang yang sudah direncanakan sebagai berikut:

Tabel 7. Hasil Kebutuhan Tiang Metode Mayerhoff + λ

	30 cm	35 cm	40 cm
7 m	6	5	4
10 m	5	4	4
13 m	5	4	3
15 m	4	3	3

Tabel 8. Hasil Kebutuhan Tiang Metode Mayerhoff + α Tomlinson

	30 cm	35 cm	40 cm
7 m	13	11	9
10 m	10	8	7
13 m	8	6	6
15 m	7	6	5

Tabel 8. Hasil Kebutuhan Tiang Metode Mayerhoff + α API 2007

	30 cm	35 cm	40 cm
7 m	12	10	9
10 m	8	7	6
13 m	6	5	5
15 m	5	4	4

Terkait kebutuhan tiang pancang dipilih menggunakan tiang pancang dengan diameter (d) = 35 cm, panjang tiang (L) = 10 meter dengan jumlah tiang (n) = 4 buah dan metode yang digunakan adalah metode Mayerhoff + Lamda (λ).

b. Daya Dukung Kelompok Tiang dengan Keruntuhan Tunggal

$$Q_g = n1.n2.(Q_p + Q_s)$$

$$= 2 \cdot 2 \cdot (218,097 + 1653,817) = 7487,66 \text{ kN}$$

c. Daya Dukung Kelompok Tiang dengan Keruntuhan Blok

$$C_u \cdot N_c = (252) \cdot (9) = 2268 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} - 2 \cdot (L_g + B_g) \cdot C_u \cdot \Delta L &= 2 \cdot (1,400 + 1,400) \cdot 150 \cdot 3 \\ &= 5364 \text{ kN/m}^2 \\ &= 2 \cdot (1,400 + 1,400) \cdot 234 \cdot 5 \\ &= 13946,4 \text{ kN/m}^2 \\ &= 2 \cdot (1,400 + 1,400) \cdot 252 \cdot 2 \\ &= 6007,7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$- \Sigma 2(L_g + B_g) \cdot C_u \cdot \Delta L = 25318,08 \text{ kN/m}^2$$

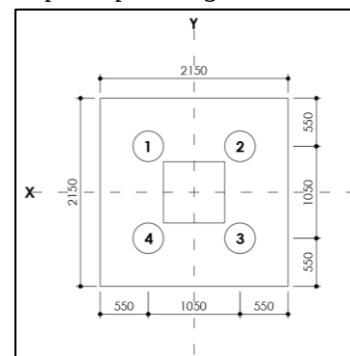
$$\begin{aligned} - Q_{g(u)} &= L_g \cdot B_g \cdot C_u \cdot N_c + \Sigma 2(L_g + B_g) \cdot C_u \cdot \Delta L \\ &= (1,400) \cdot (1,400) \cdot (2268) + 25318,08 \\ &= 29763,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $Q_g < Q_{g(u)}$, maka daya dukung kelompok yang digunakan adalah daya dukung kelompok dengan keruntuhan tiang tunggal (Q_g) yaitu sebesar 7487,66 kN. Sementara untuk daya dukung izin tiang adalah:

$$\begin{aligned} - Q_{all(g)} &= \frac{Q_g}{SF} \\ - Q_{all(g)} &= \frac{7487,66}{3} = 2995,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Analisis Distribusi Tiang

Berikut merupakan perhitungan distribusi tiang:



Gambar 2. Distribusi Tiang

$$\begin{aligned} - Q_{max} &= \frac{Q}{n} \pm \frac{M_y \cdot X}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\Sigma y^2} \\ - Q_{max} &= \frac{2586,328}{4} \pm \frac{-597,096(-0,525)}{2,205} \pm \frac{-169,558(0,525)}{2,205} \\ &= 748,337 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 8. Distribusi Beban Maksimum Tiang pada Kolom

Koordinat	X	Y	X ²	Y ²	Q _{max}
1	-0,525	0,525	0,276	0,276	748,377 kN
2	0,525	0,525	0,276	0,276	464,045 kN
3	0,525	-0,525	0,276	0,276	544,787 kN
4	-0,525	-0,525	0,276	0,276	829,119 kN
Total			2,205	2,205	2586,36 kN

Kontrol:

$$\begin{aligned} - \text{Kontrol} &= Q_{max} < \text{Allowable compression Tiang Pancang} \\ &= 829,119 \text{ kN} < 937 \text{ kN} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \sum Q_{\max} &= Q_v \\
 &= 2586,36 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

5. Penurunan Fondasi Tiang Pancang

Berikut merupakan perhitungan penurunan tiang:

1) Penurunan Elastis

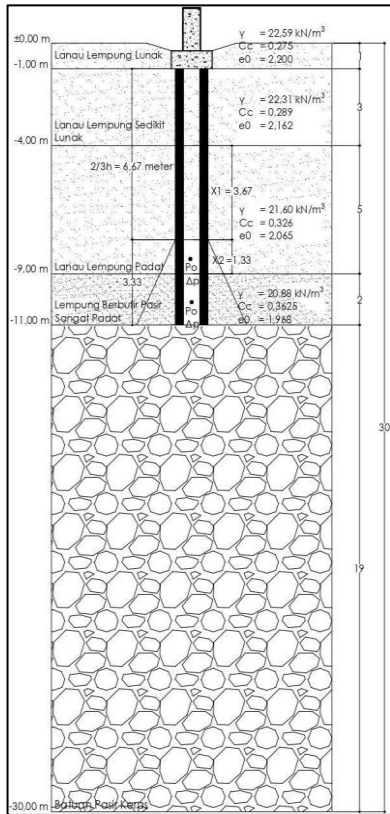
a. Elastis Tiang Tunggal

$$\begin{aligned}
 - s_1 &= \frac{[(218,097 + 0,67 \cdot (1653,817)) \cdot 10]}{0,0962 \cdot (33892182)} = 0,32 \text{ cm} \\
 - s_2 &= \frac{(2268) \cdot (0,35)}{80000} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 0,85 = 0,590 \text{ cm} \\
 - s_3 &= \frac{218,097}{(1,099) \cdot 10} \cdot \frac{0,35}{80000} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 3,871 = 0,024 \text{ cm} \\
 - s_{\text{total}} &= 0,32 + 0,945 + 0,038 = 1,303 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

b. Elastis Tiang Kelompok

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{140}{35}} \cdot 0,935 = 1,869 \text{ cm}$$

2) Penurunan Konsolidasi



Gambar 3. Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang

a. Lapis Pertama

$$Z_1 = y_2 / 2 = 1,33 / 2 = 0,665 \text{ meter}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta P_{o(1)} &= \frac{Q_g}{(L_g + Z_1)(B_g + Z_1)} \\
 &= \frac{2586,328}{(1,400 + 0,665)(1,400 + 0,665)} = 1345,28 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{o(1)} &= \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot (Z_1 + y_1) \\
 &= [(22,597) \cdot (1)] + [(22,310) \cdot (3)] + \\
 &\quad [(21,595)(0,665 + 3,67)] \\
 &= 183,144 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta S_{C(1)} &= \frac{C_{c(1)} \cdot H_{(1)}}{1 + e_{o(1)}} \log \frac{P_{o(1)} + \Delta P_{o(1)}}{P_{o(1)}} \\
 &= \frac{(0,326) \cdot (1,33)}{1 + 2,065} \log \frac{183,144 + 1345,28}{183,144} \\
 &= 0,00784 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

b. Lapis Kedua

$$\begin{aligned}
 Z_2 &= y_2 + (h_4 / 2) \\
 &= 1,33 + (2 / 2) = 2,330 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta P_{o(2)} &= \frac{Q_g}{(L_g + Z_2)(B_g + Z_2)} \\
 &= \frac{2586,328}{(1,400 + 2,330)(1,400 + 2,330)} = 212,565 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{o(2)} &= \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot h_4\right) \\
 &= [(22,597) \cdot (1)] + [(22,310) \cdot (3)] + \\
 &\quad [(21,595) \cdot (5)] + [(20,88) \cdot (2 / 2)] \\
 &= 218,39 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta S_{C(2)} &= \frac{C_{c(2)} \cdot H_{(2)}}{1 + e_{o(2)}} \log \frac{P_{o(2)} + \Delta P_{o(2)}}{P_{o(2)}} \\
 &= \frac{(0,362) \cdot (2)}{1 + 1,968} \log \frac{218,39 + 212,565}{218,39} \\
 &= 0,0749 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

Maka, besar penurunan konsolidasi totalnya adalah:

$$\begin{aligned}
 \Delta S_{C(\text{total})} &= \Delta S_{C(1)} + \Delta S_{C(2)} \\
 &= 0,00784 + 0,0749 \\
 &= 0,08279 \text{ meter} = 8,279 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Total penurunan keseluruhan ($\Delta S_{(\text{total})}$)

$$\begin{aligned}
 \Delta S_{(\text{total})} &= S_{g(e)} + \Delta S_{C(\text{total})} \\
 &= 1,869 + 8,279 = \mathbf{10,148 \text{ cm}}
 \end{aligned}$$

6. Perhitungan Perencanaan Pile Cap

Berikut merupakan perhitungan penurunan tiang:

1) Kontrol Gaya Geser 1 Arah

$$\begin{aligned}
 - V_u &= \sigma \cdot L \cdot G' \\
 &= (0,752) \cdot (2150) \cdot (100) = 161671,623 \text{ N} \\
 - V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 2150 \cdot 625 = 1119791,67 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol:

Sehingga, $\phi V_c = 839843,75 \text{ N} > V_u = 161671,623 \text{ N}$ (OK)

2) Kontrol Gaya Geser 2 Arah

$$\begin{aligned}
 - V_u &= \sigma (A - B'^2) \\
 &= (0,752) \cdot [4622500 - (1325)^2] \\
 &= 2155778 \text{ N} \\
 - V_{C1} &= 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \\
 &= (0,33) \cdot (1) \cdot (\sqrt{25}) \cdot (5300) \cdot (625) \\
 &= 5515313 \text{ N} \\
 - V_{C2} &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \\
 &= (0,17) \cdot \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot 1 \cdot (\sqrt{25}) \cdot (5300) \cdot (625) \\
 &= 84468753 \text{ N} \\
 - V_{C3} &= 0,083 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d
 \end{aligned}$$

$$= (0,17) \cdot (2 + \frac{40 \cdot 625}{5300}) \cdot 1 \cdot (\sqrt{25}) \cdot (5300) \cdot (625)$$

$$= 16562501 \text{ N}$$

Kontrol:

Sehingga, $\phi V_c = 4136848 \text{ N} > V_u = 2155778 \text{ N}$
(OK)

3) Penulangan Pile Cap

$$\begin{aligned} - M_u &= 2 \cdot \frac{3475940}{4} \cdot 1,05 - \frac{1}{2} \cdot (36,12) \cdot (7,25) \\ &= 1693,933 \text{ kN.m} \\ - M_n &= A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{1}{2}a) \\ &= 8341 \cdot (420) \cdot (625 - \frac{1}{2} \cdot 76,674) \\ &= 1849604780,01 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol:

Sehingga $\phi M_n = 1849604780,01 \text{ N} > M_u = 1693,933 \text{ N}$ (OK)

7. Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan pekerjaan fondasi tiang pancang akan ditunjukkan pada diagram alur dibawah ini:



Gambar 4. Alur Metode Pelaksanaan

1) Pekerjaan Persiapan

Pekerjaan persiapan merupakan rangkaian kegiatan awal yang harus diselesaikan oleh kontraktor sebelum seluruh pekerjaan konstruksi utama dapat dilaksanakan. Tahap ini berfungsi untuk memastikan kondisi lapangan benar-benar siap digunakan sehingga proses pembangunan dapat berlangsung dengan lancar dan terkontrol. Kegiatan persiapan mencakup pembersihan dan pengupasan lahan, pengukuran dan pemasangan bouwplank dan uizet.

2) Pekerjaan Fondasi Tiang Pancang

Pekerjaan fondasi tiang pancang meliputi pengadaan tiang pancang, pemancangan dan pembobokan atau potong kepala tiang pancang. Pemancangan tiang pancang pada

Gedung Kampus Teknik 2 UIN Maulana Malik Ibrahim Malang menggunakan dengan alat *Hydraulic Static Pile Driver* (HSPD). Alat ini dilakukan dengan metode tekan hidrolik tanpa menimbulkan getaran maupun kebisingan, sehingga sangat cocok digunakan di area padat penduduk. Tiang pancang ditempatkan pada posisi yang telah ditentukan, kemudian alat HSPD menekan tiang secara bertahap menggunakan gaya tekan statis hingga mencapai kedalaman dan daya dukung yang direncanakan.

3) Pekerjaan Fondasi Tiang Pancang

Pekerjaan tanah adalah rangkaian kegiatan dalam konstruksi yang meliputi penggalian tanah *pile cap*, urugan, serta pemadatan pasir *pile cap*. Seluruh tahapan ini dilakukan untuk menghasilkan kondisi tanah yang stabil, rata, dan memenuhi standar teknis sebagai dasar yang aman bagi pekerjaan struktur.

4) Pekerjaan Fondasi Tiang Pancang

Pekerjaan beton meliputi pekerjaan rabat beton bawah *pile cap* dan pekerjaan *pile cap* ukuran 215 x 215 cm, mutu beton $f_c' 25 \text{ MPa}$.

8. Rencana Anggaran Biaya

Rencana Anggaran Biaya (RAB) untuk pekerjaan fondasi tiang pancang pada Proyek pembangunan Gedung Kampus Teknik 2 UIN Maulana Malik Ibrahim Malang disusun sebagai dokumen perhitungan biaya yang memuat seluruh kebutuhan dana selama pekerjaan berlangsung. Penyusunan RAB dilakukan dengan menggabungkan perhitungan volume pekerjaan, harga bahan yang sesuai spesifikasi, kebutuhan tenaga kerja, serta pemakaian alat yang diperlukan di lapangan. Setiap komponen dihitung berdasarkan kondisi pekerjaan yang sebenarnya agar biaya yang tercantum dapat menggambarkan kebutuhan dana secara lebih nyata dan tidak jauh berbeda dengan pelaksanaan di lapangan. Berikut merupakan rincian dari RAB:

Tabel 9. Rencana Anggaran Biaya

No	ITEM PEKERJAAN	VOLUME	SAT	HARGA SATUAN	JUMLAH HARGA
A	PEKERJAAN PERSIAPAN				
1	Pembersihan & Pengupasan Lahan	8534	m ²	Rp 15.614,5	Rp 133.254.143
2	Pengukuran & Pemasangan Bouwplank	8151	m ²	Rp 37.652,5	Rp 306.905.6901
3	Uizet dengan Total Station	8151	m ²	Rp 8.327	Rp 67.873.377
	TOTAL PEKERJAAN PERSIAPAN			Rp	508.033.211
B	PEKERJAAN FONDASI TIANG PANCANG				
1	Pengadaan Tiang Pancang D=35 cm P=13 m	5880	m'	Rp 265.529	Rp 1.561.310.520
2	Pemancnagan Tiang Pancang D=35 cm P=13 m	420	Titik	Rp 159.439	Rp 66.964.393
3	Pembobokan Tiang Pancang D=35 cm P=13 m	420	Titik	Rp 97.229	Rp 40.836.180
	TOTAL PEKERJAAN FONDASI TIANG PANCANG			Rp	1.669.111.093
C	PEKERJAAN TANAH				
1	Galian Tanah <i>Pile Cap</i> Sedalam 1m	579,863	m ³	Rp 93.452	Rp 54.189.525

No	ITEM PEKERJAAN	VOLUME	SAT	HARGA SATUAN	JUMLAH HARGA
2	Urugan dan Pemadatan Pasir <i>Pile Cap</i>	57,986	m ³	Rp 103.059	Rp 5.976.005
TOTAL PEKERJAAN TANAH					Rp 60.165.530
D	PEKERJAAN BETON				
1	Rabat Beton Bawah <i>Pile Cap</i> , tebal 50 mm	28,993	m ³	Rp 1.349.220	Rp 39.118.116
2	<i>Pile Cap</i> uk. 215 x 215 cm, muru beton f_c '25 MPa				
	Besi Tulangan	92.159	kg	Rp 12.361	Rp 1.139.262.338
	Bekisting	690,900	m ²	Rp 186.926	Rp 129.147.381
	Beton Ready Mix f_c ' 25 MPa	339,754	m ³	Rp 1.401.800	Rp 476.226.807
TOTAL PEKERJAAN BETON					Rp 1.783.794.645

Tabel 10. Rekapitulasi Anggaran Biaya

No	Uraian Pekerjaan	Harga Total
A	PEKERJAAN PERSIAPAN	Rp 508.033.211
B	PEKERJAAN FONDASI TIANG PANCANG	Rp 1.669.111.093
C	PEKERJAAN TANAH	Rp 60.165.530
D	PEKERJAAN BETON	Rp 1.783.794.645
	TOTAL NILAI	Rp 4.021.104.474
	PAJAK PPN 11%	Rp 442.321.492
	GRAND TOTAL	Rp 4.463.425.967

Berdasarkan beberapa tahapan perhitungan di atas, maka didapatkan total Rencana Anggaran Biaya (RAB) pekerjaan fondasi Proyek pembangunan Gedung Kampus Teknik 2 UIN Maulana Malik Ibrahim Malang yaitu sebesar Rp 4.463.425.966,63 dengan rincian sebagai berikut

4. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil perhitungan pada bab pembahasan sebelumnya, dapat diambil beberapa kesimpulan yaitu sebagai berikut:

1. Perhitungan daya dukung fondasi tiang pancang Gedung Kampus Teknik 2 UIN Maulana Malik Ibrahim Malang dilakukan berdasarkan data SPT titik BH-4. Daya dukung ujung dihitung dengan metode Meyerhof dan daya dukung selimut menggunakan metode λ . Hasil perencanaan menunjukkan fondasi terdiri dari empat tiang pancang berdiameter 35 cm dan panjang 10 m, dengan kapasitas daya dukung izin tiang tunggal sebesar 623,971 kN dan kelompok tiang sebesar 2995,06 kN
2. Perhitungan penurunan fondasi tiang pancang Gedung Kampus Teknik 2 UIN Maulana Malik Ibrahim Malang dilakukan menggunakan metode Vesic. Penurunan elastik kelompok tiang (S_{ge}) diperoleh sebesar 2,606 cm, sedangkan penurunan konsolidasi (S_c) sebesar 7,954 cm, sehingga total penurunan mencapai 10,565 cm dan masih berada di bawah batas penurunan izin sebesar 15,327 cm.
3. Metode pelaksanaan pemancangan fondasi Gedung Kampus Teknik 2 UIN Maulana Malik Ibrahim Malang

menggunakan sistem hydraulic jack-in dengan alat Hydraulic Static Pile Driver (HSPD). Metode ini dipilih karena mampu meminimalkan getaran dan kebisingan pada lokasi proyek yang berada di kawasan permukiman. Tahapan pekerjaan meliputi persiapan, pekerjaan tanah, pemancangan tiang menggunakan HSPD, dan pekerjaan beton sebagai penyelesaian struktur fondasi.

Berdasarkan hasil perencanaan fondasi tiang pancang, diperoleh rencana anggaran biaya sebesar Rp 4.463.425.966,63. Penyusunan biaya mempertimbangkan volume pekerjaan, kebutuhan material, tenaga kerja, dan penggunaan peralatan, sehingga memberikan gambaran menyeluruh terhadap biaya pelaksanaan fondasi tiang pancang pada proyek Gedung Kampus Teknik 2 UIN Maulana Malik Ibrahim Malang.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] Hukuma, R.D. 2023. Analisis Kekuatan Struktur pada Bangunan 8 Lantai berdasarkan Respon Spektrum SNI 03-1726-2019 menggunakan SAP2000. *Jurnal Teknik Sipil dan Lingkungan*, 8(3). Tersedia di: <https://journal.ipb.ac.id/index.php/jsil/article/view/49294> (Diakses 05 Desember 2025).
- [2] Rahmadiansyah, K., Harahap, D.S. 2022. Analisis Perencanaan Ulang Struktur Pondasi Pada proyek Coffe Shop di Kawasan Pusat Informasi Geopark Kaldera Toba Desa Hutaraja Kabupaten Samosir. *Jurnal Teknik Sipil*, 1(2). Tersedia di:

<https://jurnal.uisu.ac.id/index.php/JTSIP/article/view/6698> (Diakses 11 November 2025).

- [3] Pririanto, Eko., Widodo, Sembodo W. 2002. Analisis Pengaruh Diameter, Panjang dan Formasi Tiang Terhadap Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang. Tugas Akhir, Program Studi Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia.
- [4] Badan Standarisasi Nasional, (2020). Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain. SNI 1727:2020. Jakarta: BSN, 2020.
- [5] Badan Standarisasi Nasional, (2019). Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. SNI 1726:2019. Jakarta: BSN, 2019
- [6] Badan Standarisasi Nasional. (2019). Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan. SNI 2847:2019. Jakarta: BSN