TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN FONDASI TIANG PANCANG DENGAN VARIASI DIAMETER PADA BANGUNAN RUMAH SUSUN

(ANALYSIS BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF THE PILE FOUNDATIONS WITH VARIOUS DIAMETER IN FLAT BUILDINGS)

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil



Ziaul Haq Alviani
18511143

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2024

TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN FONDASI TIANG PANCANG DENGAN VARIASI DIAMETER PADA BANGUNAN RUMAH SUSUN

(ANALYSIS BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF THE PILE FOUNDATIONS WITH VARIOUS DIAMETER IN FLAT BUILDINGS)

Disusun oleh

Ziaul Haq Alviani
18511143

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 23 Desember 2024
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing I	Penguji I	Penguji II
Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.	**Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.**	**Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.**
NIK: 215111305	**NIK: 045110407**	**NIK: 165111301**

10.01.25

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

14 Jan 2025

Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng)., IPM.
NIK: 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini menyatakan dengan sadar dan bersungguh-sungguh bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun untuk memenuhi salah satu persyaratan kelulusan pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang bersumber dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumber yang jelas sesuai dengan norma, kaidah dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan adanya plagiasi dalam penulisan laporan Tugas Akhir saya, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 18 Desember 2024

Yang membuat pernyataan,



Ziaul Haq Alviani

(18511143)

KATA PENGANTAR

Assalamualaikum Warahmatullahi Wabarakatuh

Alhamdulillahirobbil'alamiin puji dan syukur kehadirat Allah SWT atas limpahan rahmat, hidayah dan inayah-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan sebaik-baiknya. Sholawat serta salam senantiasa tercurahkan kepada Baginda Rasulullah Muhammad SAW, keluarga, sahabat serta pengikutnya.

Penyusunan Tugas Akhir diajukan sebagai syarat untuk menyelesaikan studi jenjang Strata Satu (S1) pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini terdapat pihak-pihak yang memberikan dukungan dan bantuan kepada saya hingga tahap akhir penyelesaiannya. Untuk itu pada kesempatan ini saya ingin menyampaikan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng)., IPM., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,
2. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. dan Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng., selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir, terima kasih atas bimbingan, saran serta dukungan yang senantiasa diberikan kepada saya selama proses penyusunan Tugas Akhir ini,
3. Ibu Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. dan Ibu Astriana Hardawati, S.T., M.Eng., selaku Dosen Penguji Tugas Akhir,
4. Seluruh dosen Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia yang telah memberikan ilmu selama masa perkuliahan,
5. Bapak Adib Khaeroni, S.Pd.I. dan Ibu Safaatun, S.Pd.I, selaku orang tua saya, serta kakak saya Ihda Mawaddah Nurmaulidya, S.Kom., yang tidak mengenal lelah memberikan cinta, motivasi, semangat, doa serta dukungan yang selalu

menguatkan saya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik,

6. Saudara Sandi Asmoro Putro, S.T., selaku rekan seperjuangan saya yang selalu memberikan saran dan kritik untuk saya selama masa penyelesaian Tugas Akhir ini,
7. Teman-teman Teknik Sipil 2018 dan teman-teman alumni Pondok Pesantren Sunan Pandanaran Geztoper 279 yang turut mendukung dan menyemangati penulis selama proses penyusunan hingga penyelesaian Tugas Akhir ini,
8. Seluruh civitas akademik di lingkungan Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia yang telah banyak memberikan bantuan sehingga proses penyelesaian Tugas Akhir ini dapat berjalan dengan semestinya.

Dengan selesainya penyusunan Tugas Akhir ini, saya berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi semua pihak yang membaca dan untuk pengembangan penelitian selanjutnya. Saya menyadari bahwa masih terdapat banyak kekurangan dalam penulisan laporan ini. Oleh karena itu saya sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun dari berbagai pihak agar menjadi masukan untuk saya pada waktu yang akan datang.

Wassalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh

Yogyakarta, 18 Desember 2024



Ziaul Haq Alviani

(18511143)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i
HALAMAN PENGESAHAN ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii
KATA PENGANTAR iv
DAFTAR ISI vi
DAFTAR TABEL ix
DAFTAR GAMBAR xi
DAFTAR LAMPIRAN xiii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xiv
ABSTRAK xvi
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 2
1.3 Tujuan Penelitian 2
1.4 Manfaat Penelitian 3
1.5 Batasan Penelitian 3
1.6 Lokasi Penelitian 4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Umum 5
2.2 Penelitian Terdahulu 5
2.2.1 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang 5
2.2.2 Penurunan Pondasi Tiang Pancang 7
BAB III LANDASAN TEORI 12
3.1 Tanah 12
3.2 Penyelidikan Tanah 12
3.2.1 Uji Sondir (CPT) 13
3.2.2 Uji Penetrasi Standar (SPT) 13

3.2.3 Uji Laboratorium 13
3.3 Fondasi 15
3.3.1 Fondasi *Bored Pile* 16
3.3.2 Fondasi Tiang Pancang 16
3.4 Kapasitas Dukung Fondasi Bored Pile 17
3.4.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Meyerhof* 17
3.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Reese & Wright* 20
3.5 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang 23
3.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Poulos & Davis* 23
3.5.2 Kapasitas dukung Tiang Tunggal Metode *Meyerhof* 27
3.6 Kapasitas Dukung Ijin 28
3.7 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 29
3.7.1 Penurunan Pondasi Tiang 33
3.8 Analisis Pembebanan 39
3.9 Pembebanan Struktur 40
3.9.1 Beban Mati 40
3.9.2 Beban Hidup 40
3.9.3 Beban Gempa 40
BAB IV METODE PENELITIAN 51
4.1 Tinjauan Umum 51
4.2 Lokasi Penelitian 51
4.3 Data Penelitian 52
4.4 Tahapan Penelitian 52
4.5 Bagan Alir Penelitian 52
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN 55
5.1 Data Proyek 55
5.1.1 Data Umum Proyek 55
5.1.2 Spesifikasi Material 56
5.1.3 Denah Konstruksi 56
5.2 Pembebanan Struktur 57
5.3 *Input* dan *Output* Program SAP2000 67

5.4 Pemodelan Fondasi Tiang Bor 69
5.5 Data Karakteristik Tanah 70
5.6 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Lapangan 71
5.6.1 Metode *Meyerhof* 71
5.6.2 Metode *Reese & Wright* 74
5.7 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang 77
5.7.1 Metode *Poulos & Davis* 77
5.7.2 Metode *Meyerhof* 81
5.8 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Tiang 83
5.8.1 Analisis Kelompok Fondasi Tiang Bor Lapangan 83
5.8.2 Analisis Kelompok Fondasi Tiang Pancang 87
5.9 Analisis Penurunan Fondasi Tiang 91
5.9.1 Analisis Penurunan Tiang Tunggal 91
5.9.2 Analisis Penurunan Tiang Kelompok 93
5.9.3 Penurunan yang Diizinkan 93
5.10 Pembahasan 93
5.10.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal 94
5.10.2 Hasil Analisis Kebutuhan Jumlah Tiang Fondasi 95
5.10.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok 96
5.10.4 Hasil Analisis Penurunan Tiang 98
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 99
5.1 KESIMPULAN 99
5.2 SARAN 100
DAFTAR PUSTAKA 101
LAMPIRAN 103

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang 9
Tabel 3.1 SPT *Hammer Efficiencies* 18
Tabel 3.2 Borehole, Sampler and Rod Correction Factors 19
Tabel 3.3 Nilai K_d (U.S. Army Corps) 25
Tabel 3.4 Perkiraan angka *poisson* (μ) 37
Tabel 3.5 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah 37
Tabel 3.6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa 41
Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gempa 43
Tabel 3.8 Klasifikasi Situs 45
Tabel 3.9 Koefisien Situs F_a 45
Tabel 3.10 Koefisien Situs F_v 46
Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode Pendek ($\boldsymbol{S_{DS}}$) 47
Tabel 3.12 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode 1 Detik ($\boldsymbol{S_{D1}}$) 47
Tabel 3.13 Nilai Parameter Pendekatan Ct dan x 48
Tabel 3.14 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung 49
Tabel 3.15 Faktor R, $\boldsymbol{Cd}$, dan $\boldsymbol{\Omega 0}$ untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik 50
Tabel 5.1 Beban Mati pada Lantai 57
Tabel 5.2 Beban Mati pada Atap 58
Tabel 5.3 Beban Mati pada *Shear Wall* 59
Tabel 5.4 Beban Mati Dinding 60
Tabel 5.5 Beban Hidup Lantai 60
Tabel 5.6 Beban Hidup Atap 61
Tabel 5.7 Faktor dan Parameter Respon Spektrum Gempa 62
Tabel 5.8 Parameter Percepatan Spektral Desain 62

Tabel 5.9 Koefisien Risiko Terpetakan 62
Tabel 5.10 Pengecekan Gaya Geser Gempa Dinamik (V_d) dan Statik (V_s) 66
Tabel 5.11 Gaya Horizontal Gempa Ekivalen Statik 67
Tabel 5.12 Data *Standard Penetration Test* (SPT) Titik BH1 71
Tabel 5.13 Nilai N_{60}' Rata-rata 72
Tabel 5.14 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung *Bored Pile* 77
Tabel 5.15 Tab Rekapitulasi Nilai φ 80
Tabel 5.16 Perhitungan Nilai Q_s 80
Tabel 5.17 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang 86
Tabel 5.18 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang 90
Tabel 5.19 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal 95
Tabel 5.20 Rekapitulasi Hasil Kebutuhan Jumlah Tiang Fondasi 96
Tabel 5.21 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok 97
Tabel 5.22 Rekapitulasi Hasil Analisis Penurunan Fondasi 98

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Penelitian 4

Gambar 3.1 Tahanan Ujung *Ultimate* pada Tanah non Kohesif 21

Gambar 3.2 Hubungan Tahanan Selimut *Ultimate* terhadap N_{SPT} 22

Gambar 3.3 Distribusi Tegangan Vertikal di Sekitar Tiang pada Tanah Pasir (Poulos & Davis, 1980) 23

Gambar 3.4 Hubungan N_q dan φ' *Berezantsev* (1961) 24

Gambar 3.5 Hubungan K_d tg δ dan z_c/d untuk Tiang pada Tanah Pasir (*Poulos & Davis*, 1980) 25

Gambar 3.6 Jarak Pusat Tiang ke Pusat Tiang Lainnya (S) (Sumber: Hardiyatmo, 2010) 31

Gambar 3.7 Beban Sentris dan Momen Kelompok Tiang 32

Gambar 3.8 Faktor penurunan I_o (Poulos & Davis, 1980) 34

Gambar 3.9 Koreksi Kompresi, R_k (Poulos & Davis, 1980) 34

Gambar 3.10 Koreksi Kedalaman, Rh (Poulos & Davis, 1980) 35

Gambar 3.11 Koreksi angka Poisson, Rμ (Poulos & Davis, 1980) 35

Gambar 3.12 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, Rb (Poulos & Davis, 1980) 36

Gambar 3.13 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode Pendek 0,2 Detik (Ss) 44

Gambar 3.14 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode 1 Detik (Ss) 44

Gambar 3.15 Spektrum Respon Desain 47

Gambar 4.1 Lokasi Penelitian 51

Gambar 4.2 Bagan Alir Analisis Struktur dengan *Software* SAP2000 53

Gambar 4.3 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir 54

Gambar 5.1 Tampak Depan Rusun Tendik UGM 55

Gambar 5.2 Denah Konstruksi Rusun Tendik UGM 56

Gambar 5.3 Grafik Respon Spektrum 63

Gambar 5.4 Nilai h_n 64
Gambar 5.5 Hasil *Output* Gaya Geser Dinamik pada SAP2000 66
Gambar 5.6 Permodelan SAP2000 68
Gambar 5.7 *Frame* 74 yang ditinjau 68
Gambar 5.8 Permodelan Fondasi Tiang 69
Gambar 5.9 Pemodelan Beban pada Fondasi Tiang Bor 70
Gambar 5.10 Hubungan φ dan N_{SPT} (Peck dkk. 1974) 78
Gambar 5.11 N_b pada Metode *Meyerhof* Tiang Pancang Diameter 0,45 m 81
Gambar 5.12 Susunan Kelompok Fondasi Tiang Bor 83
Gambar 5.13 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Bor 87
Gambar 5.14 Susunan Kelompok Fondasi Tiang Pancang 88
Gambar 5.15 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang 91
Gambar 5.16 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tunggal 95
Gambar 5.17 Perbandingan Kebutuhan Jumlah Tiang Fondasi 96
Gambar 5.18 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok 97

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Pengujian *Standard Penetration Test* (SPT) 104
Lampiran 2 Hasil *Core Drill* (*Boring*) BH1 dan BH2 106
Lampiran 3 Hasil Pengujian Laboratorium BH1 dan BH2 107
Lampiran 4 *Grain Size Analysis* pada BH1 Kedalaman 5m 108
Lampiran 5 Denah Titik Pengujian Tanah Sondir dan Boring 109
Lampiran 6 Denah Struktur 110

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

ϕ = sudut geser tanah (^{O})

ϕ‘ = sudut gesek dalam tanah asli di lapangan (^{O})

A_p = luas penampang ujung tiang (m^2)

A_s = luas selimut tiang (m^2)

B_g = lebar kelompok tiang (m)

c = kohesi tanah (kN/m^2)

C_s = koefisien respon seismik

D = beban mati (kN/m^2)

D = diameter tiang (m)

E_g = efisiensi kelompok tiang

E_p = modulus elastis tiang (kN/m^2)

F_a = faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode pendek

Fi = gaya geser horizontal tingkat ke-i

F_v = faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode 1 detik

h_n = ketinggian struktur (m)

Hi = tinggi lantai ke-i (m)

I_e = faktor keutamaan gempa

JHL = jumlah hambatan lekat (kg/cm)

K = eksponen yang terkait dengan periode struktur

L = beban hidup (kN/m^2)

L = panjang tiang (m)

m = jumlah tiang dalam 1 kolom

n = jumlah tiang

n = jumlah tiang dalam 1 baris

N_c, N_q, $N\gamma$ = faktor daya dukung *Meyerhoff*

p = keliling tiang (m)

p = beban yang bekerja (kN)

Q_p = kapasitas dukung ujung tiang (kN)

Q_{ult} = kapasitas dukung *ultimate* tiang (kN)

Q_{all} = kapasitas dukung ijin tiang (kN)

q_p = tahanan ujung tiang per satuan luas (kN/m^2)

q = tekanan vertikal efektif tanah pada ujung bawah tiang (kN/m^2)

Q_s = kapasitas dukung selimut tiang (kN)

q_s = tahanan gesek tiang per satuan luas (kN/m^2)

q_c = tahanan ujung sondir (kg/cm^2)

q_{c1} = rata-rata nilai konus sepanjang 8D keatas dari ujung tiang (kg/cm^2)

q_{c2} = rata-rata nilai konus sepanjang 4D kebawah dari ujung tiang (kg/cm^2)

Q_g = beban maksimum kelompok tiang (kN)

R_{SX} = beban gempa dinamik arah x

R_{SY} = beban gempa dinamik arah y

s = jarak pusat ke pusat tiang (m)

S = penurunan tiang tunggal (m)

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respon desain pada periode pendek

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respon desain pada periode 1 detik

SF = *safety factor*

S_g = penurunan tiang kelompok (m)

S_{izin} = penurunan izin (m)

S_{MS} = parameter respon spektral percepatan pada periode pendek

S_{M1} = parameter respon spektral percepatan pada periode 1 detik

S_s = parameter percepatan gempa terpetakan pada periode pendek

S_1 = parameter percepatan gempa terpetakan pada periode 1 detik

T = periode getar struktur (detik)

T_a = periode fundamental pendekatan (detik)

T_c = periode *computed* (detik)

V = gaya geser dasar seismik (kN)

W = berat seismik efektif (kN)

Wi = berat lantai ke-i (kN)

W_p = berat tiang (kN)

ABSTRAK

Fondasi merupakan bagian struktur yang berfungsi sebagai penopang utama dalam menerima beban dan meneruskannya ke lapisan tanah dibawahnya. Pada pembangunan Gedung Rumah Susun Tenaga Pendidik Universitas Gadjah Mada Yogyakarta menggunakan tipe fondasi *existing* berupa tiang bor dengan diameter 0,6 m dan kedalaman tiang 12 m. Pada penelitian ini, peneliti akan melakukan perencanaan ulang terhadap fondasi tiang bor di lapangan dengan fondasi tiang pancang. Hal ini bertujuan untuk menganalisa pengaruh variasi diameter terhadap kapasitas dukung dan penurunan yang terjadi terhadap fondasi tiang bor.

Fondasi tiang pancang direncanakan dianalisis menggunakan 3 variasi diameter, yaitu 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m dan dengan kedalaman tiang yang sama yaitu 12 m. Data yang digunakan pada penelitian ini adalah data pengujian *Standard Penetration Test* (SPT) dan data *Detail Engineering Design* (DED). Program struktur yang akan digunakan dalam analisis yaitu SAP2000 V20 dengan baban gempa yang diperhitungkan berada di wilayah Daerah Istimewa Yogyakarta. Analisis perhitungan kapasitas dukung tiang bor menggunakan metode *Meyerhof* dan *Reese & Wright*, sedangkan fondasi tiang pancang menggunakan metode *Poulos & Davis* (1980) dan *Meyerhof*. Selanjutnya penurunan tiang tunggal akan dihitung menggunakan metode *Poulos & Davis* (1980), sedangkan penurunan kelompok tiang menggunakan metode *Vesic* (1977).

Dari analisis yang telah dilakukan pada fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m diperoleh kapasitas dukung tiang kelompok (Q_g) menggunakan metode *Poulos & Davis* yaitu 3.214,506 kN, 4.033,615 kN, dan 4.803,383 kN. Selanjutnya, pada perhitungan menggunakan metode *Meyerhof* diperoleh kapasitas dukung fondasi kelompok (Q_g) masing-masing sebesar 3.588,638 kN, 4.286,948 kN, dan 4.533,659 kN. Hasil tersebut menunjukkan bahwa semakin besar diameter tiang maka kapasitas dukung tiang kelompok akan semakin besar pula. Adapun analisis penurunan tiang kelompok (S_g) yang terjadi pada tiang pancang dengan variasi diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m menurut metode *Poulos & Davis* (1980) dan *Meyerhof* menghasilkan nilai sebesar 1,397 cm, 1,246 cm dan 0,547 cm. Pada nilai kapasitas dukung tiang kelompok (Q_g) variasi diameter 0,45 m metode *Poulos & Davis* dan metode *Meyerhof* mengalami penurunan antara 2%-12,2% dan untuk variasi diameter 0,5 m dan 0,6 m mengalami peningkatan antara 17,1%-31,2%, sedangkan untuk penurunan fondasi kelompok (S_g) mengalami kenaikan antara 0%-155% pada masing-masing diameter, namun seluruhnya masih dalam batas penurunan yang diizinkan.

Kata kunci: Fondasi tiang pancang, fondasi tiang bor, kapasitas dukung fondasi, penurunan fondasi

ABSTRACT

The foundation is a part of the structure that functions as the main support in receiving the load and transmitting it to the soil layer below. In the construction of the Lecturer Apartment Building at Gadjah Mada University Yogyakarta, the existing foundation type is a bored pile with a diameter of 0.6 m and a pile depth of 12 m. In this study, researchers will re-plan the bored pile foundation in the field with a pile foundation. This aims to analyze the effect of diameter variations on the bearing capacity and settlement that occurs in the bored pile foundation.

The pile foundation is planned to be analyzed using 3 variations of diameter, namely 0.45 m, 0.5 m, and 0.6 m and with the same pile depth of 12 m. The data used in this study are Standard Penetration Test (SPT) data and Detail Engineering Design (DED) data. The structural program that will be used in the analysis is SAP2000 V20 with the earthquake load calculated to be in the Special Region of Yogyakarta. The analysis of the calculation of the bearing capacity of bored piles uses the Meyerhof and Reese & Wright methods, while the pile foundation uses the Poulos & Davis (1980) and Meyerhof methods. Furthermore, the settlement of single piles will be calculated using the Poulos & Davis (1980) method, while the settlement of pile groups uses the Vesic (1977) method.

From the analysis that has been done on pile foundations with variations in diameter of 0.45 m, 0.5 m, and 0.6 m, the group pile bearing capacity (Q) using the Poulos & Davis method is 3.214,506 kN, 4.033,615 kN, dan 4.803,383 kN. Furthermore, in the calculation using the Meyerhof method, the group foundation bearing capacity (Q) is 3,588.638 kN, 4,286.948 kN, and 4,533.659 kN, respectively. These results indicate that the larger the pile diameter, the greater the group pile bearing capacity. The analysis of group pile settlement (S) that occurs in piles with diameter variations of 0.45 m, 0.5 m, and 0.6 m according to the Poulos & Davis (1980) and Meyerhof methods produces values of 1.397 cm, 1.246 cm and 0.547 cm. At the value of the group pile bearing capacity (Q) with a diameter variation of 0.45 m, the Poulos & Davis and Meyerhof methods experienced a decrease of between 2% -12.2% and for diameter variations of 0.5 m and 0.6 m experienced an increase of between 17.1% -31,2%, while for group foundation settlement (S) experienced an increase of between 0% -155% in each diameter, but all are still within the permitted settlement limits.

***Keywords**: Pile foundation, bored pile foundation, foundation bearing capacity, foundation settlement*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Yogyakarta merupakan salah satu kota di Indonesia yang mendapat julukan sebagai kota pelajar, dimana julukan ini diberikan karena Yogyakarta memiliki banyak pusat pendidikan yang berkualitas di dalamnya seperti universitas, sekolah tinggi, akademi serta sekolah kejuruan. Tentunya pendidikan yang berkualitas tak lepas dari peran serta badan pemerintah dalam mengupayakan sarana dan prasarana untuk mendukung tumbuh kembangnya pendidikan tersebut. Salah satunya seperti mengadakan bangunan fungsional seperti rumah susun bagi tenaga pendidik. Dengan adanya rumah susun bagi tenaga pendidik diharapkan dapat mendukung kinerja tenaga pendidik dalam menjalankan roda pendidikan.

Pada dasarnya bangunan konstruksi terbagi menjadi 2 (dua) bagian yaitu struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas yaitu struktur bangunan yang letaknya diatas permukaan tanah yang terdiri dari balok, kolom, pelat dan sebagainya. Sedangkan struktur bawah yaitu struktur yang letaknya dibawah permukaan tanah seperti fondasi. Fondasi berfungsi untuk menyalurkan beban yang diterima dari struktur atas dan meneruskannya ke lapisan tanah dasar di bawahnya. Fondasi dibedakan menjadi 2 (dua) berdasarkan penggunaannya, yaitu fondasi dangkal dan fondasi dalam. Dalam penelitian ini akan membahas mengenai fondasi dalam.

Secara umum fondasi dalam merupakan fondasi yang meneruskan beban bangunan ke lapisan tanah keras yang berada relatif jauh dari permukaan tanah. Hal ini pula yang membedakan fondasi dalam dengan fondasi dangkal. Jenis fondasi ini biasa ditemui pada struktur bangunan dengan beban yang besar seperti gedung bertingkat.

Rumah Susun Tenaga Pendidik Universitas Gadjah Mada Yogyakarta merupakan gedung baru yang dibangun diatas tanah seluas 4.320 m^2 yang terdiri dari 6 lantai dengan tinggi bangunan keseluruhan sekitar 20,65 m. Jenis tanah yang

terdapat pada proyek rumah susun tersebut berdasarkan pengamatan di lapangan adalah tanah pasir dan direkomendasikan untuk menggunakan jenis fondasi dalam tiang bor.

Berdasarkan uraian diatas, peneliti melakukan perhitungan dan menganalisis kapasitas dukung dan penurunan dari struktur bangunan rumah susun tenaga pendidik UGM Yogyakarta menggunakan fondasi tiang pancang. Tujuannya adalah untuk mengetahui perbandingan kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang dengan fondasi tiang bor. Sesuai dengan latar belakang diatas, peneliti melakukan penelitian mengenai "Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter pada Bangunan Rumah Susun (Studi Kasus: Pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik Universitas Gadjah Mada).

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka didapatkan rumusan masalah sebagai berikut.

1. Berapa besar kapasitas dukung fondasi tiang pancang pada pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM?
2. Berapa besar penurunan yang terjadi pada fondasi tiang pancang pada pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM?
3. Bagaimana perbandingan kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor dengan fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Mendapatkan kapasitas dukung fondasi tiang pancang pada pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM,
2. Mendapatkan besar penurunan yang terjadi pada fondasi tiang pancang pada pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM,

3. Mendapatkan perbandingan kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor dengan fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM.

1.4 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dari penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Dapat memberikan pengetahuan terkait daya dukung dan penurunan fondasi tiang bor dan tiang pancang menggunakan diameter yang bervariasi berikut perbandingannya,
2. Dapat menjadi bahan referensi bacaan bagi pembacanya.

1.5 Batasan Penelitian

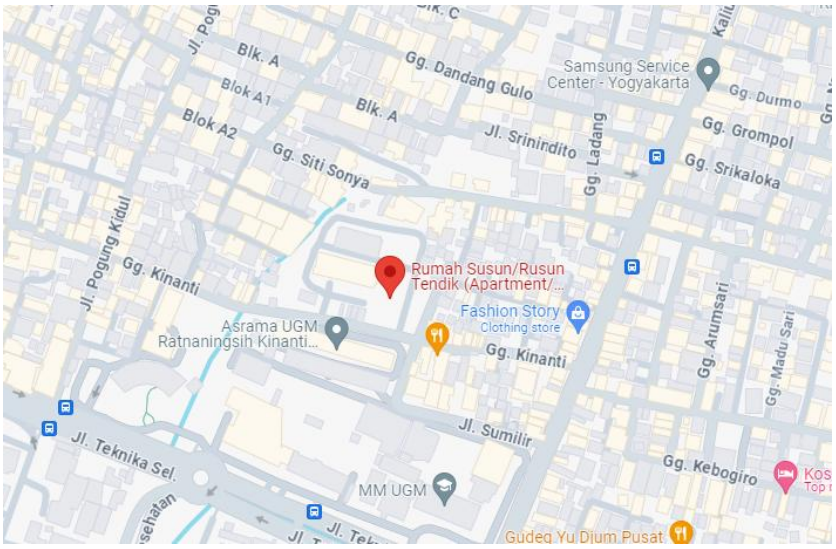
Batasan penelitian pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Objek penelitian adalah Proyek Pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik Universitas Gadjah Mada Yogyakarta,
2. Struktur bawah *existing* di lapangan menggunakan jenis fondasi tiang bor dengan diameter 0,6 m dan kedalaman 12 m,
3. Struktur bawah di desain ulang menggunakan fondasi tiang pancang, dengan variasi diameter yaitu 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m, dengan panjang tiang 12 m,
4. Data geoteknik yang digunakan adalah hasil penyelidikan tanah di lokasi konstruksi yaitu Asrama UGM Kinanti 2&3, Gang Kinanti Barek, Kocoran, Sinduadi, Kecamatan Mlati, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta yang dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Atma Jaya Yogyakarta, berupa data uji sondir dan data pengujian laboratorium,
5. Data struktur yang digunakan adalah hasil perencanaan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM yang dilakukan oleh PT. Abadi Karya Intikarya,
6. Analisis pembebanan menggunakan program SAP2000,
7. Aspek yang diperhitungkan dari fondasi *existing* maupun fondasi redesain adalah kapasitas dukung dan penurunan yang terjadi,
8. Analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor menggunakan metode *Meyerhof* dan metode *Reese & Wright* (1977),

9. Analisis kapasitas dukung fondasi tiang pancang menggunakan metode *Meyerhof* dan metode *Poulos & Davis* (1980),
10. Analisis perhitungan penurunan yang terjadi pada fondasi tiang bor (*existing*) dan fondasi tiang pancang hanya memperhitungkan penurunan segera pada tanah pasir,
11. Perhitungan struktur bangunan gedung sesuai dengan peraturan SNI 03-2847-2019 tentang Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung,
12. Perencanaan tahan gempa sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2019 tentang Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung dan non gedung,
13. Angka aman yang digunakan adalah 2,5,
14. Penelitian ini tidak meninjau perhitungan anggaran biaya, manajemen konstruksi, dan metode pelaksanaan.

1.6 Lokasi Penelitian

Lokasi Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM yang digunakan sebagai objek penelitian tugas akhir yang berlokasi di Gang Kinanti Barek, Kocoran, Sinduadi, Kecamatan Mlati, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta dapat dilihat pada Gambar 1.1 berikut.



Gambar 1.1 Lokasi Penelitian

(Sumber: *google maps*, 2024)

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Di daerah yang memiliki kondisi lapisan tanah keras yang berada jauh di bawah permukaan tanah mengakibatkan tanah dasar yang berada di bawah bangunan tidak memiliki daya dukung yang cukup untuk menahan beban bangunan. Untuk mengatasi hal tersebut fondasi dalam dinilai sebagai fondasi yang tepat digunakan karena mampu meneruskan gaya-gaya vertikal yang bekerja diatasnya ke lapisan tanah keras (Sardjono, 1988)

Fondasi tiang pancang merupakan salah satu jenis fondasi dalam (*deep foundation*) yang umumnya dibuat terlebih dahulu melalui fabrikasi untuk kemudian dipancangkan ke dalam tanah hingga kedalaman yang ditentukan. Tiang pancang terbagi dalam beberapa jenis berdasarkan material pembuatannya, yaitu tiang pancang kayu, tiang pancang baja, tiang pancang komposit dan tiang pancang beton. Sedangkan berdasarkan cara pemindahan bebannya tiang pancang dibedakan menjadi 2 (dua) jenis yaitu *End Bearing Pile* dan *Friction Pile. End Bearing Pile* yaitu pemancangan yang dilakukan hingga mencapai kedalaman tanah keras, sedangkan *Friction Pile* yaitu pemancangan yang dilakukan ketika lapisan tanah keras berada sangat dalam dan sulit untuk dicapai.

2.2 Penelitian Terdahulu

Adapun perbandingan penelitian terdahulu dengan penelitian yang dilakukan peneliti adalah sebagai berikut.

2.2.1 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang

Tamimi (2020) melakukan penelitian pada proyek Gedung IAIN Purwokerto Jawa Tengah, dengan merencanakan kembali struktur bawah gedung menggunakan fondasi tiang bor dengan diameter yang bervariasi. Diameter yang digunakan adalah 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m dengan panjang tiang yang sama dengan kondisi *existing* yaitu 14 m. Berdasarkan hasil analisis perhitungan diperoleh nilai kapasitas

dukung tiang bor menggunakan metode *Reese & Wrigth* berturut-turut sebesar 2731,4232 kN, 3295,4614 kN, dan 3890,5856 kN, sedangkan dengan metode *Skempton* diperoleh hasil sebesar 2196,6498 kN, 2644,3589 kN, dan 3115,3824 kN. Secara keseluruhan, dari hasil yang diperoleh aman terhadap beban total yang akan diterima oleh fondasi.

Ananto (2023) melakukan penelitian pada Gedung Jogja Apartel Kecamatan Umbulharjo, Kota Yogyakarta. Penelitian tersebut bertujuan untuk mengetahui pembebanan struktur serta mengetahui perbandingan kapasitas dukung pondasi tiang pancang yang menggunakan diameter 0,5 m dengan pondasi eksisting yaitu berupa pondasi *bored pile* diameter 0,8 m pada kedalaman yang sama yaitu 28 m. Kapasitas dukung kedua pondasi tersebut dihitung menggunakan metode *Meyerhof* berdasarkan data N_{SPT}. Menggunakan program SAP2000 diperoleh hasil pembebanan struktur yaitu beban aksial pada kolom (P) sebesar 1879,66 Ton, gaya geser (H) sebesar 4,6778 Ton, momen arah x (Mx) sebesar 5,6992 Tm, dan momen arah y (My) sebesar 10,3624 Tm. Kemudian hasil analisis perbandingan nilai kapasitas dukung tiang pancang Q_g = 1967,772 Ton dengan 7 tiang dalam kelompok dan nilai kapasitas dukung pondasi *bored pile* Q_g = 3260,7996 Ton dengan 2 tiang dalam kelompok. Kapasitas dukung *bored pile* dapat menahan beban 65,71% lebih besar dibandingkan dengan pondasi tiang pancang.

Hidayatullah dkk. (2023) melakukan penelitian terkait perbandingan daya dukung fondasi tiang bor menggunakan 3 (tiga) metode yaitu metode *Van Der Ween, Philipponnat* dan *Meyerhof*. Dapat disimpulkan bahwa pemilihan metode untuk menghitung daya dukung tanah harus disesuaikan dengan karakteristik tanah lokal dan kondisi geoteknik yang kompleks. Berdasarkan analisis daya dukung pondasi tiang dengan menggunakan data sondir pada 3 (tiga) metode, yaitu *Van Der Ween, Philipponnat*, dan *Meyerhof* dengan diameter tiang 0,3 m menghasilkan daya dukung masing-masing sebesar 56.580 Ton, 15.173 Ton, 74.358 Ton. Dari ketiga metode ini, metode *Philipponnat* tidak memenuhi syarat keamanan pondasi karena nilai daya dukungnya lebih kecil daripada beban yang diterima oleh pondasi. Namun, metode *Van Der Ween* dan *Meyerhof* memenuhi syarat keamanan pondasi.

Sudrajat dkk. (2024) melakukan penelitian mengenai daya dukung fondasi tiang bor pada stasiun kereta cepat Jakarta-Bandung. Penelitian tersebut bertujuan untuk menganalisis besar kapasitas dukung rata-rata fondasi tiang bor tunggal dan kelompok. Hasil perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor tunggal menggunakan metode *Meyerhof* dan *Reese & Wright* diperoleh masing-masing sebesar 674,30 ton dan 713,70 ton. Sedangkan hasil analisis kapasitas dukung tiang kelompok dari ketiga metode, yaitu *Los Angeles*, *Converse-Labarre*, dan *Seiler-Keeney*, pada PC18C (BH-1) memperoleh nilai rata-rata 1.329,41 ton, pada PC13C (BH-2) memperoleh nilai rata-rata 1.344,36 ton, pada PC2D (BH-4) nilai rata-rata adalah 2.611,48 ton. Nilai kapasitas dukung rata-rata, yang ditentukan dengan teknik *Mazurkiewicz* dan metode *Davisson* menggunakan data uji beban statis, adalah 533,19 ton dan 594,48 ton, berturut-turut. Hasil uji PDA menunjukkan nilai kapasitas dukung rata-rata sebesar 673,65 ton.

2.2.2 Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Kadarusman (2021) melakukan penelitian pada Proyek Pembangunan Gedung Fakultas Vokasi (TILC) Universitas Gadjah Mada Yogyakarta dengan tujuan untuk mengetahui nilai kapasitas dukung dan penurunan fondasi *existing* tiang bor dan fondasi alternatif tiang pancang yang akan dianalisis menggunakan diameter yang bervariasi yaitu: 0,4 m, 0,6 m, dan 0,8 m. Berdasarkan hasil analisis perhitungan kapasitas dukung dengan diameter yang digunakan 0,4 m, 0,6 m, 0,8 m dan kondisi *existing* 0,8 m diperoleh masing-masing sebesar 484,191 Ton, 953,350 Ton, 1573,293 Ton, dan 1573,293 Ton. Nilai kapasitas dukung fondasi kelompok tiang (Q_g) dari data SPT diperoleh nilai dari diameter 0,4 m, 0,6 m, 0,8 m, dan kondisi existing 0,8 m masing-masing nilainya sebesar 1420,002 Ton, 1548,200 Ton, 1529,865 Ton, dan 1844,523 Ton. Nilai penurunan kelompok tiang berdasarkan data SPT masing-masing sebesar 0,178 m, 0,069 m, 0,047 m, dan 0,047 m. Maka yang paling aman untuk digunakan yaitu tiang dengan diameter 0,8 m dari data SPT dengan nilai kapasitas dukung 1529,865 Ton, penurunan fondasi sebesar 0,047 m yang merupakan nilai penurunan fondasi paling kecil dan jumlah tiang 3 buah.

(Atmaja, 2023) melakukan penelitian pada Proyek Pembangunan Gedung Direktorat Politeknik Pekerjaan Umum Kota Semarang dengan tujuan untuk mengetahui pengaruh variasi dimensi terhadap daya dukung dan penurunan fondasi tiang bor dan untuk mengetahui perbandingan nilai daya dukung dan penurunan fondasi *existing* berupa tiang pancang dengan fondasi alternatif tiang bor dengan variasi dimensi yang digunakan yaitu: 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m. Perhitungan daya dukung pada fondasi tiang pancang menggunakan metode *U.S. Army Corps*, sedangkan pada fondasi tiang bor menggunakan metode *Reese dan O'neill* (1989). Penurunan untuk tiang tunggal menggunakan metode *Poulos dan Davis* (1980), sedangkan pada kelompok tiang menggunakan metode *Vesic* (1977) dan metode penyebaran 2:1. Berdasarkan hasil analisis terhadap variasi dimensi tiang bor diambil alternatif fondasi tiang bor dengan variasi dimensi 0,7 m dengan jumlah 6 tiang dalam satu kelompok tiang. Variasi dimensi 0,7 m adalah variasi yang paling efisien karena menghasilkan daya dukung kelompok tiang terkecil dibanding variasi lainnya namun sudah lebih besar dari beban aksial yang akan diterima. Penurunan yang terjadi sudah lebih kecil dari penurunan yang diizinkan sehingga dari kemampuan daya dukung dan penurunan yang terjadi sudah memenuhi syarat dan fondasi aman digunakan.

Berdasarkan uraian penelitian terdahulu diatas, peneliti akan melakukan penelitian dengan menganalisis kembali perencanaan perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor di lapangan dengan fondasi tiang pancang. Analisis dilakukan dengan variasi diameter yaitu 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m dengan kedalaman yang sama dengan fondasi di lapangan yaitu 12 m. Objek penelitian ini adalah proyek pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik Universitas Gadjah Mada. Analisis yang dilakukan meliputi kapasitas dukung dan penurunan pada fondasi di lapangan dan fondasi alternatif hasil perhitungan. Adapun kedua jenis fondasi tersebut akan dihitung berdasarkan data hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) di lapangan dengan perhitungan pembebanan yang dilakukan menggunakan *software* SAP2000.

Rekapitulasi perbandingan penelitian terdahulu dengan penelitian yang dilakukan oleh peneliti sekarang dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu							**Penelitian yang Dilakukan**
Peneliti	**Tamimi (2020)**	**Kadarusman (2021)**	**Atmaja (2023)**	**Ananto (2023)**	**Hidayatullah dkk. (2023)**	**Sudrajat dkk. (2024)**	**Alviani (2024)**
Judul	Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Pondasi *Bored Pile* (Studi Kasus: Gedung IAIN Purwokerto, Jawa Tengah)"	Analisis Kapasitas Dukung Metode Mayerhoff dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang Terhadap Variasi Dimensi (Studi Kasus: Proyek Pembangunan Gedung Fakultas Vokasi (TILC) Universitas Gadjah Mada)	Analisis Daya Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Bor dengan Variasi Dimensi (Studi Kasus: Proyek Pembangunan Gedung Direktorat Politeknik Pekerjaan Umum Kota Semarang)	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang pada Gedung Bertingkat (Studi Kasus: Jogja Apartel Kecamatan Umbulharjo, Kota Yogyakarta	Analisis Perbandingan Daya Dukung Fondasi Tiang dengan Metode *Van Der Ween, Philipponnat* dan *Meyerhof*	Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Bor: Studi Kasus: Stasiun Jakarta-Bandung, Kereta Cepat Karawang	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter (Studi Kasus: Pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM)
Metode	*Reese & Wright* dan *Skempton*	*Meyerhof*, Metode Empiris dan *Vesic*	*Metode U.S. Army Corps, Metode Reese & O'neill (1989), Metode Poulos & Davis (1980), Metode Vesic (1977),* Metode Penyebaran 2:1	*Meyerhof*	*Van Der Ween, Philipponnat, Meyerhof*	*Meyerhof, Reese & Wright, Los Angeles, Converse-Labarre,* dan *Seiler-Keeney*	*Meyerhof, Reese & Wright, Poulos & Davis, Vesic*
Tujuan	Mengetahui kapasitas dukung fondasi *bored pile* dengan variasi diameter	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi *existing* berupa tiang bor dan fondasi alternatif menggunakan fondasi tiang pancang dengan dimensi yang bervariasi	Mengetahui pengaruh variasi dimensi terhadap daya dukung dan penurunan fondasi tiang bor yang akan dibandingkan dengan fondasi *existing* berupa fondasi tiang pancang	Mengetahui nilai pembebanan struktur serta mengetahui perbandingan kapasitas dukung fondasi tiang pancang menggunakan diameter 0,5 m dengan fondasi *existing* yaitu fondasi tiang bor diameter 0,8 m pada kedalaman yang sama yaitu 28 m	Melakukan perhitungan daya dukung fondasi tiang bor dengan membandingkan 3 (tiga) metode yaitu metode *Van Der Ween, Philipponnat* dan *Meyerhof*.	Mengetahui nilai kapasitas dukung rata-rata fondasi tiang bor tunggal dan kelompok	Membandingkan kapasitas dukung dan penurunan fondasi existing berupa tiang bor dengan fondasi tiang pancang dengan diameter yang bervariasi.
Hasil	Kapasitas dukung tiang bor metode *Reese and Wright* dimensi 60 cm, 70 cm, dan 80 cm, diperoleh masing-masing sebesar	Nilai kapasitas dukung fondasi kelompok tiang (Q_g) dari data Sondir diameter 0,4 m diperoleh sebesar 1431,86 kN, untuk hasil dari data SPT	Dari analisis yang telah dilakukan diperoleh hubungan antara daya dukung tiang, efisiensi tiang, jumlah tiang, dan penurunan tiang terhadap	Berdasarkan hasil analisis struktur diperoleh beban aksial pada kolom (P) sebesar - 1879,66 Ton. Nilai kapasitas dukung tiang	Analisis daya dukung pondasi tiang dengan menggunakan data sondir pada 3 (tiga) metode, yaitu *Van Der Ween, Philipponnat,*	Hasil perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor tunggal menggunakan metode *Meyerhof*	Kapasitas dukung tiang kelompok (Qg) menggunakan metode *Poulos & Davis* dengan variasi diameter 0,45 m, 0,5

Lanjutan Tabel 2.2 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang Dilakukan
Peneliti	**Tamimi (2020)**	**Kadarusman (2021)**	**Atmaja (2023)**	**Ananto (2023)**	**Hidayatullah dkk. (2023)**	**Sudrajat dkk. (2024)**	**Alviani (2024)**
	2731,4232 kN, 3295,4614 kN, dan 3890,5856 kN, sedangkan dengan metode Skempton diperoleh sebesar 2196,6498 kN, 2644,3589 kN, dan 3115,3824 kN. Kapasitas dukung ijin (Qall) metode Reese dan Wright dengan diameter 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m diperoleh berturut turut sebesar 1365,71 kN, 1647,73 kN, dan 1945,29 kN, sedangkan dengan metode *Skempton* diperoleh sebesar 1098,32 kN, 1322,18 kN, dan 1557,69 kN. Secara keseluruhan berdasarkan hasil perhitungan fondasi tiang bor aman terhadap beban total yang akan diterima yaitu sebesar 5736 kN.	diperoleh nilai dari diameter 0,4 m, 0,6 m, 0,8 m, dan kondisi *existing* 0,8 m masing-masing nilainya sebesar 1420,002 Ton, 1548,200 Ton, 1529,865 Ton, dan 1844,523 Ton. Hasil kapasitas dukung fondasi kelompok tiang (Q_g) dari kedua data tersebut memenuhi syarat yaitu lebih dari beban aksial (P) sebesar 1412,566 Ton. Nilai penurunan kelompok tiang data Sondir untuk diameter 0,4 m, 0,6 m, 0,8 m, dan kondisi existing 0,8 m masing- masing penurunannya sebesar 0,243 m, 0,123 m, 0,051 m, dan 0,036 m. Dari data SPT masing-masing sebesar 0,178 m, 0,069 m, 0,047 m, dan 0,047 m. Diperoleh tiang paling aman dengan	variasi dimensi. Hal ini terlihat pada semakin besar dimensi tiang maka daya dukung tiang tunggal dan efisiensi tiang akan semakin besar, sedangkan pada daya dukung kelompok tiang, jumlah kebutuhan fondasi, dan penurunan tiang akan semakin kecil. Berdasarkan hasil analisis tersebut dipilih alternatif fondasi tiang bor dengan variasi dimensi 0,7 m dengan jumlah 6 tiang dalam 1 kelompok tiang. Variasi dimensi 0,7 m adalah variasi yang paling efisien karena menghasilkan daya dukung kelompok tiang terkecil dibanding variasi lainnya, namun sudah lebih besar dari beban aksial yang akan diterima. Penurunan yang terjadi sudah	pancang Qg = 1967,772208 Ton dan nilai kapasitas dukung fondasi bored pile Qg = 3260,7996 Ton. Kapasitas dukung bored pile dapat menahan beban 65,71% lebih besar dibandingkan dengan fondasi tiang pancang.	dan *Meyerhof* dengan diameter tiang 0,3 m menghasilkan daya dukung masing-masing sebesar 56.580 Ton, 15.173 Ton, 74.358 Ton. Dari ketiga metode ini, metode Philipponnat tidak memenuhi syarat keamanan pondasi karena nilai daya dukungnya lebih kecil daripada beban yang diterima oleh pondasi. Namun, metode *Van Der Ween* dan *Meyerhof* memenuhi syarat keamanan pondasi.	dan *Reese & Wright* diperoleh masing-masing sebesar 674,30 ton dan 713,70 ton. Sedangkan hasil analisis kapasitas dukung tiang kelompok dari ketiga metode, yaitu *Los Angeles*, *Converse-Labarre*, dan *Seiler-Keeney*, pada PC18C (BH-1) memperoleh nilai rata-rata 1.329,41 ton, pada PC13C (BH-2) memperoleh nilai rata-rata 1.344,36 ton, pada PC2D (BH-4) nilai rata-rata adalah 2.611,48 ton. Nilai kapasitas dukung rata-rata, yang ditentukan dengan teknik *Mazurkiewicz* dan metode *Davisson* menggunakan data uji beban statis, adalah 533,19 ton dan 594,48 ton, berturut-turut.	m, dan 0,6 m yaitu 3.214,506 kN, 4.033,615 kN, dan 4.803,383 kN. metode *Meyerhof* diperoleh kapasitas dukung fondasi kelompok (Qg) masing-masing sebesar 3.588,638 kN, 4.286,948 kN, dan 4.533,659 kN. Hasil tersebut menunjukkan bahwa semakin besar diameter tiang maka kapasitas dukung tiang kelompok akan semakin besar pula. Adapun analisis penurunan tiang kelompok (Sg) yang terjadi pada tiang pancang dengan variasi diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m menurut metode *Poulos & Davis* (1980) dan *Meyerhof* menghasilkan nilai sebesar 1,397 cm, 1,246 cm dan 0,547 cm. Pada nilai kapasitas dukung

Lanjutan Tabel 2.3 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang Dilakukan
Peneliti	**Tamimi (2020)**	**Kadarusman (2021)**	**Atmaja (2023)**	**Ananto (2023)**	**Hidayatullah dkk. (2023)**	**Sudrajat dkk. (2024)**	**Alviani (2024)**
		diameter 0,8 m dari data SPT dengan nilai kapasitas dukung 1529,865 Ton, penurunan fondasi sebesar 0,047 m yang merupakan nilai penurunan fondasi paling kecil dan jumlah tiang 3 buah.	lebih kecil dari penurunan yang diizinkan sehingga dari kemampuan daya dukung dan penurunan yang terjadi sudah memenuhi syarat dan fondasi aman digunakan.				tiang kelompok (Qg) variasi diameter 0,45 m metode *Poulos & Davis* dan metode *Meyerhof* mengalami penurunan antara 2%-12,2% dan untuk variasi diameter 0,5 m dan 0,6 m mengalami peningkatan antara 17,1%-31,2%, sedangkan untuk penurunan fondasi kelompok (Sg) mengalami kenaikan antara 0%-155% pada masing-masing diameter, namun seluruhnya masih dalam batas penurunan yang diizinkan.

(Sumber: Tamimi (2020), Kadarusman (2021), Atmaja (2023), Ananto (2023), Hidayatullah dkk. (2023), Sudrajat dkk. (2024))

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Tanah merupakan salah satu unsur alam yang terbentuk oleh karena pelapukan yang berasal dari batuan. Menurut Craig (1989) tanah adalah akumulasi partikel mineral yang mempunyai ikatan yang lemah antar partikelnya. Ikatan yang lemah disebabkan oleh adanya material organik atau dapat juga disebabkan oleh pengaruh karbonat atau oksida yang tersenyawa diantara partikel-partikel tersebut. Ruang kosong atau pori-pori (*void space*) diantara partikel-partikel tanah tersebut berisi oleh air, udara ataupun keduanya.

Proses pembentukan tanah dari batuan dapat berupa proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan tanah secara fisik akan mengubah batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil, terjadi akibat pengaruh erosi, angin, air, es, manusia, atau hancurnya partikel tanah karena perubahan suhu atau cuaca. Sedangkan secara umum, proses pelapukan batuan akibat proses kimia dapat terjadi oleh karena pengaruh oksigen, karbondioksida, air (terutama yang mengandung asam atau alkali) dan proses kimia lainnya. Jika hasil pelapukan masih berada di tempat asalnya maka tanah akan disebut dengan tanah sisa, namun apabila tanah berpindah dari tempat asalnya maka tanah akan disebut sebagai tanah terangkut (Hardiyatmo, 2012).

3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan metode eksplorasi tanah dalam perancangan pondasi yang dilakukan untuk menentukan data pelapisan tanah berikut karakteristik teknisnya sehingga pondasi yang direncanakan dapat lebih akurat dan ekonomis. Dari data yang diperoleh dan setelah karakteristik teknis tanah diketahui maka kemudian informasi-informasi tersebut dapat digunakan sebagai bahan pertimbangan dalam menganalisis daya dukung dan penurunan yang terjadi.

Secara rinci tujuan dari penyelidikan tanah dalam perencanaan fondasi tiang adalah sebagai berikut:

1. Mendapatkan informasi pelapisan tanah maupun batuan
2. Mengetahui letak muka air tanah
3. Mengetahui sifat fisis dan mekanis tanah maupun batuan
4. Menentukan parameter tanah untuk keperluan analisis pondasi

Beberapa tahapan penyelidikan tanah untuk perancangan pondasi, yaitu:

1. Penggalian atau pengeboran lubang uji
2. Pengambilan contoh tanah (*sampling*)
3. Pengujian contoh tanah di lapangan atau di laboratorium
4. Analisis hasil pengujian tanah

3.2.1 Uji Sondir (CPT)

Uji sondir merupakan salah satu jenis penyelidikan tanah di lapangan yang banyak ditemui di Indonesia. Pengujian ini sangat berguna untuk memperoleh nilai variasi kepadatan tanah pasir yang tidak padat. Namun penggunaan alat sondir menjadi tidak efektif apabila diaplikasikan pada tanah pasir yang padat dan tanah-tanah berkerikil dan berbatu karena mengalami kesulitan dalam menembus tanah. Hasil dari pengujian ini berupa nilai tahanan kerucut statis atau tahanan conus (q_c) dan tahanan gesek pipa luar (f_s). Parameter tersebut diperlukan dalam proses analisis daya dukung tanah serta penurunannya. Prosedur pelaksanaan uji sondir mengacu kepada SNI 2827:2008 (Hardiyatmo (2017) dalam Warman (2019)).

3.2.2 Uji Penetrasi Standar (SPT)

Uji penetrasi standar merupakan metode pengujian yang digunakan untuk menilai kekuatan tanah dalam menghadapi penetrasi alat uji ke dalamnya. Pengujian ini dilakukan dengan cara memukul alat uji ke dalam tanah menggunakan palu dengan berat dan energi yang telah ditentukan. Tujuan dari uji SPT adalah untuk memperoleh informasi mengenai kepadatan tanah, kekuatan geser, serta kapasitas tanah dalam menopang struktur yang berada di atasnya.

3.2.3 Uji Laboratorium

Pengujian laboratorium merupakan penyelidikan tanah yang dilakukan untuk mendapatkan sifat fisis dan sifat mekanis tanah. Teknik pengambilan sampel tanah

dapat dilakukan dengan beberapa cara, yaitu dengan membuat atau menggali lubang uji, pengeboran menggunakan tangan (*hand auger boring*) dan pengeboran menggunakan mesin. Hardiyatmo (2017) dalam Warman (2019) menyebutkan secara umum, pengujian di laboratorium yang sering dilakukan yaitu:

1. Uji pengamatan langsung

   Pengujian dilakukan untuk mengidentifikasi sifat fisis tanah baik warna, bau, maupun konsistensinya.

2. Uji kadar air

   Pemeriksaan ini digunakan untuk keperluan uji batas cair dan batas plastis serta uji kuat geser tanah. Prosedur pengujian uji kadar air mengacu kepada SNI 1965:2008.

3. Uji analisis butiran (*Grain size analysis and hydrometer test*)

   Pengujian dilakukan untuk keperluan klasifikasi tanah. Pengujiannya meliputi analisis saringan (*grain size*) dan sedimentasi atau analisis hydrometer (*hydrometer Test*). Hasil pengujian ini berupa kurva gradasi tanah.

4. Uji batas cair dan batas plastis (*Atterberg limit*)

   Pengujian ini dilakukan untuk mengetahui klasifikasi tanah pada kondisi tanah kohesif serta untuk memperkirakan sifat-sifat teknisnya. Dari pengujian ini akan diperoleh LL SL PL untuk menghitung nilai PI dan LI. Prosedur pengujian mengacu pada SNI 1967:2008 untuk batas cair, SNI 1966:2008 untuk batas plastis dan indeks plastisitas tanah dan SNI 3422:2008 untuk batas susut.

5. Uji tekan bebas (UCS)

   Pengujian ini dilakukan untuk menentukan kuat geser tak terdrainase pada tanah lempung jenuh yang tidak mengandung butiran kasar untuk kemudian digunakan dalam perhitungan kapasitas daya dukung. Prosedur pengujian ini mengacu pada SNI 3638:2012.

6. Uji geser langsung (*Direct shear test*)

   Hasil uji geser langsung dapat merepresentasikan kekuatan tanah dalam kondisi terdrainase. Nilai yang diperoleh dari hasil pengujian sudut geser

dalam efektif dan kohesi efektif dapat digunakan dalam analisis stabilitas tanah. Pelaksanaan uji geser langsung mengacu kepada SNI 2813:2008.

7. Uji triaksial

   Uji triaksial terbatas hanya dilakukan pada tanah lempung, lanau dan batuan lunak dan digunakan untuk mengetahui kuat geser tanah lempung salah satunya dari pengujian triaksial tak terdrainase (*undrained*). Prosedur pengujian mengacu kepada SNI 2455:2015 untuk triaksial terkonsolidasi dan SNI 4813:2015 untuk triaksial UU.

8. Uji konsolidasi

   Uji konsolidasi hanya dilakukan untuk jenis tanah berbutir halus seperti lempung dan lanau dan digunakan untuk mengukur besarnya penurunan konsolidasi dan kecepatan penurunan. Parameter yang diperoleh dari pengujian ini antara lain, koefisien konsolidasi (Cv), koefisien perubahan volume (mv) serta indeks pemampatan (Cc). Prosedur pengujian konsolidasi mengacu kepada SNI 2812:2011.

3.3 Fondasi

Fondasi merupakan bagian struktur bawah bangunan yang berfungsi sebagai penopang utama seluruh beban yang bekerja pada struktur diatasnya serta meneruskannya ke lapisan tanah keras dibawahnya. Berdasarkan jenisnya fondasi terbagi menjadi 2 (dua), yaitu:

1. Fondasi dangkal

   Fondasi dangkal cocok diaplikasikan pada tanah yang memiliki kapasitas dukung yang baik. Umumnya digunakan pada konstruksi yang memiliki beban tidak terlalu berat dan dibangun tidak lebih dari 3 meter. Contoh fondasi dangkal diantaranya adalah fondasi telapak, fondasi rafters, fondasi kombinasi (kombinasi dari fondasi telapak dan fondasi memanjang) dan fondasi raft.

2. Fondasi dalam

   Fondasi dalam merupakan fondasi yang cocok digunakan ketika kondisi lapisan tanah tidak stabil atau kurang baik sehingga berpotensi menimbulkan

penurunan yang tidak diinginkan. Pemilihan fondasi dalam juga dapat digunakan pada bangunan bertingkat atau bangunan yang memiliki beban yang berat. Contoh fondasi dalam yaitu fondasi tiang pancang, fondasi tiang bor, fondasi caisson dan fondasi sumuran.

3.3.1 Fondasi *Bored Pile*

Bowles (1997) menyebutkan apabila tanah yang memiliki daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah dengan kedalaman lebih dari 8 meter maka penggunaan fondasi yang cocok untuk bangunan dengan kondisi tanah tersebut adalah jenis fondasi dalam. Fondasi *bored pile* merupakan salah satu jenis fondasi dalam yang berbentuk tabung berfungsi meneruskan beban struktur bangunan diatasnya dari permukaan tanah sampai lapisan tanah keras di bawahnya. Seperti fondasi dalam lainnya, fondasi *bored pile* memiliki fungsi yang sama yaitu interaksi antara fondasi *bored pile* dengan tanah diharapkan dapat menghasilkan daya dukung yang mampu memikul dan memberikan keamanan pada struktur atas. Fondasi dirancang agar mampu mendukung beban sampai batas keamanan tertentu, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi.

3.3.2 Fondasi Tiang Pancang

Fondasi tiang pancang merupakan salah satu jenis fondasi dalam (*deep foundation*) yang umumnya dibuat terlebih dahulu melalui fabrikasi untuk kemudian dipancangkan ke dalam tanah hingga kedalaman yang ditentukan. Jenis fondasi ini digunakan ketika lapisan tanah tidak memiliki kekuatan yang cukup untuk mendukung beban bangunan yang akan didirikan, atau ketika lapisan tanah yang kuat berada pada kedalaman yang sangat dalam, namun apabila tanah memiliki daya dukung yang baik makan pemancangan cukup dilakukan pada kedalaman >8m dari permukaan tanah. Fungsi dari fondasi tiang pancang adalah menyalurkan beban bangunan ke lapisan tanah, meningkatkan daya dukung tanah dan juga meminimalisir penurunan yang terjadi pada tanah tersebut.

3.4 Kapasitas Dukung Fondasi *Bored Pile*

Kapasitas dukung tiang bor merupakan kemampuan tiang untuk menahan beban bangunan diatasnya. Analisis kapasitas dukung tiang dilakukan berdasarkan data hasil penyelidikan tanah yang diperoleh baik dari pengujian lapangan maupun pengujian laboratorium. Pada penelitian ini akan meninjau kapasitas dukung fondasi tiang bor tunggal menggunakan metode *Meyerhof* dan metode *Reese & Wright.*

3.4.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Meyerhof*

Kapasitas dukung *ultimate* dapat ditentukan dengan cara empiris dari nilai N yang didapatkan dari pengujian SPT di lapangan. Besar kapasitas dukung tiang tunggal dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.1 dan 3.2 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.1)$$

$$W_p = A_p \times L \times \text{Berat jenis beton} \quad (3.2)$$

dengan:

Q_u = Kapasitas dukung *ultimate* fondasi tiang (kN)

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

W_p = Berat tiang efektif (kN)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

L = Panjang tiang (m)

Meyerhof (1976) dalam Hardiyatmo (2010) menyarankan perhitungan kapasitas dukung ujung tiang (Q_p) untuk tiang dalam pasir dan kerikil dapat dilakukan menggunakan Persamaan 3.3 dan 3.4 berikut.

$$Q_p = A_p \times f_p \quad (3.3)$$

$$f_p = 0{,}4 \times N_{60}' \times \frac{L}{d} \times \sigma_r \leq 4 \times N_{60}' \times \sigma_r \quad (3.4)$$

dengan:

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

A_p = Luas penampang tiang bor (m^2)

d = Diameter tiang (m)

L = Panjang tiang (m)

σ_r = Tegangan referensi = 100 kPa

N_{60}' = N_{SPT} yang dikoreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan dan tegangan *Overburden* efektif

Hasil pengujian SPT di lapangan perlu dilakukan koreksi. Terdapat 2 (dua) jenis koreksi, yaitu koreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan dan koreksi terhadap tegangan *overburden* efektif (kedalaman).

1. Koreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan

   Menurut *skempton* (1986) dalam Putra (2020) mengembangkan koreksi nilai SPT sebagai berikut.

$$N_{60} = N \cdot C_1 \quad (3.5)$$

$$C_1 = \frac{Em \times CB \times CS \times CR}{0{,}60} \quad (3.6)$$

dengan:

N_{60} = N_{SPT} yang dikoreksi terhadap prosedur lapangan

N = Nilai SPT lapangan

C_1 = Nilai koreksi SPT terhadap prosedur lapangan

E_m = *Hammer efficiency* (Tabel 3.1)

C_B = Koreksi diameter bor (Tabel 3.2)

C_S = Koreksi *sampler* (Tabel 3.2)

C_R = Koreksi panjang tiang (Tabel 3.2)

Tabel 3.1 SPT *Hammer Efficiencies*

Country	***Hammer Type***	***Hammer Release Mechanism***	***Hammer Efficiency,* E_m**
Argentina	*Donut*	*Cathead*	0,45
Brazil	*Pin Weight*	*Hand dropped*	7,2
China	*Automatic*	*Trip*	0,6
	Donut	*Hand dropped*	0,55

Lanjutan Tabel 3.1 SPT *Hammer Efficiencies*

Country	***Hammer Type***	***Hammer Release Mechanism***	***Hammer Efficiency,* E_m**
	Donut	*Cathead*	0,5
Colombia	*Donut*	*Cathead*	0,5
Japan	*Donut*	*Tombi trigger*	0,78 – 0,85
	Donut	*Cathead 2 turns + Special release*	0,65 – 0,67
UK	*Automatic*	*Trip*	0,73
USA	*Safety*	*2 turns on cathead*	0,55 – 0,60
	Donut	*2 turns on cathead*	0,45
Venezuela	*Donut*	*Cathead*	0,43

(Sumber: *Clayton* (1990) dalam *Coduto* (1994))

Tabel 3.2 Borehole, Sampler and Rod Correction Factors

Faktoc	***Equipment Variables***	***Value***
Borehole diameter factor, C_B	2,5 – 4,5 in (65 – 115 mm)	1,0
	6 in (150 mm)	1,05
	8 in (200 mm)	1,15
Sampling method factor, C_S	*Standard sample*	1,0
	Sampler without liner (not recommended)	1,2
Rod length factor, C_R	10 – 13 ft (3 – 4 m)	0,75
	13 – 20 ft (4 – 6 m)	0,85
	20 – 30 ft (6 – 10 m)	0,95
	> 30 ft (> 10 m)	1,0

(Sumber: *Skempton* (1986) dalam *Coduto* (1994))

2. Tegangan *overburden* efektif

$$N_{60}' = C_N \cdot N_{60} \quad (3.7)$$

$$C_N = \sqrt{\frac{10}{\sigma OV}} \quad (3.8)$$

$$\sigma_{ov} = z \cdot \gamma' \quad (3.9)$$

dengan:

N_{60}' = N_{SPT} yang dikoreksi terhadap prosedur lapangan dan tegangan *overburden*

N_{60} = N_{SPT} yang dikoreksi terhadap prosedur lapangan

C_N = Faktor koreksi *overburden*

σ_{ov} = Tekanan *overburden* (ton/m^2)

z = Kedalaman (m)

γ' = Berat volume efektif (ton/m^3)

Apabila tiang bor terletak pada tanah berlapis, untuk tahanan gesek selimut tiang bor dapat ditentukan dengan Persamaan 3.10 dan 3.11 berikut.

$$Q_s = \sum f_s \times A_s \quad (3.10)$$

$$f_s = \frac{1}{100} \times \sigma_r \times N_{60} \quad (3.11)$$

dengan:

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

f_s = Tahanan gesek per satuan luas (kN/m^2)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

σ_r = Tegangan referensi = 100 kPa

N_{60} = N_{SPT} yang dikoreksi terhadap prosedur lapangan

3.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Reese & Wright*

Menurut *Reese & Wright* (1977), kapasitas dukung pada ujung tiang bor dinyatakan dalam Persamaan 3.12 berikut.

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (3.12)$$

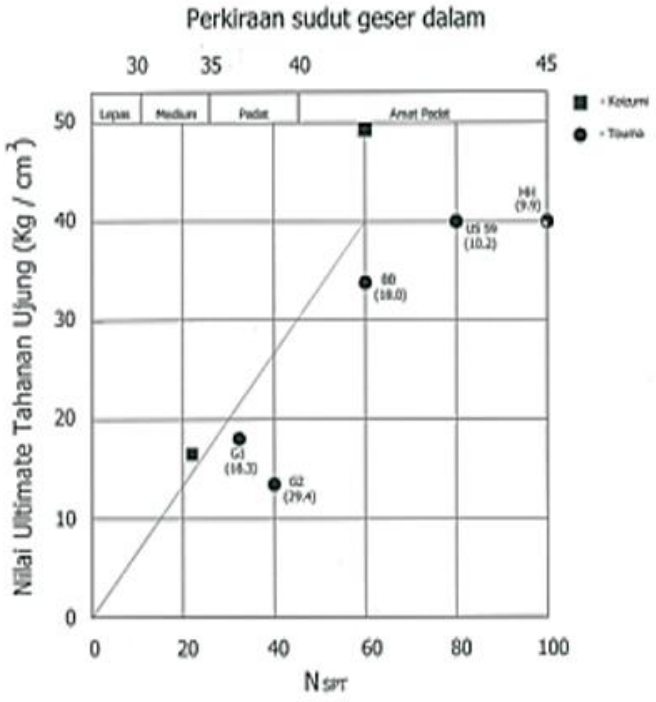
dengan:

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

q_p = Tahanan ujung per satuan luas (kN/m^2)

A_p = Luas penampang tiang bor (m^2)

Pada tanah kohesif besar nilai tahanan ujung persatuan luas (q_p) dapat diambil sebesar 9 kali kuat geser tanah (Cu). Untuk tanah non kohesif, *Reese* mengusulkan korelasi antara q_p dengan N_{SPT} seperti pada Gambar 3.1 berikut ini.



Gambar 3.1 Tahanan Ujung *Ultimate* pada Tanah non Kohesif

(Sumber: *Reese & Wright, 1977*)

Untuk mencari kapasitas gesek pada tanah yang berlapis, maka digunakan Persamaan 3.13 sebagai berikut.

$$Q_s = \sum f_s \times L \times p \qquad (3.13)$$

dengan:

Q_s = Kapasitas gesek maksimum dinding tiang (kN)

f_s = Tahanan gesek per satuan luas (kN/m^2)

L = Panjang tiang (m)

p = Keliling penampang tiang (m)

Gesekan tiang persatuan luas dipengaruhi oleh jenis tanah dan parameter kuat geser tanah. Pada tanah kohesif, nilai f_s dinyatakan sebagai berikut:

$$f_s = \alpha.Cu \quad (3.14)$$

dengan:

α = Faktor adhesi

Cu = Kohesi tanah (kN/m^2)

Berdasarkan hasil penelitian *Reese*, faktor koreksi terhadap adhesi (α) dapat diambil sebesar 0,55. Kemudian pada tanah non kohesif, nilai f_s dapat diperoleh dari korelasi langsung dengan N_{SPT} yang dapat dilihat pada Gambar 3.2 berikut.



Gambar 3.2 Hubungan Tahanan Selimut *Ultimate* terhadap N_{SPT}

(Sumber: *Reese & Wright, 1977*)

Untuk mencari kapasitas dukung *ultimate*, digunakan Persamaan 3.15 dan 3.16 berikut ini.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.15)$$

$$W_p = A_p \times L \times \text{Berat jenis beton} \quad (3.16)$$

dengan:

Q_u = Kapasitas dukung *ultimate* fondasi tiang (kN)

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

W_p = Berat tiang efektif (kN)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

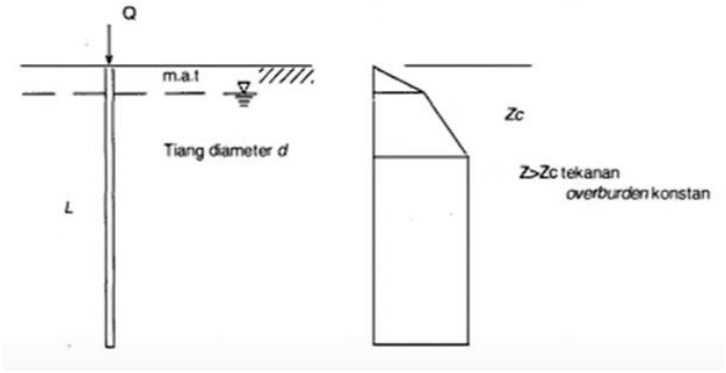
L = Panjang tiang (m)

3.5 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang

Perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang pancang tunggal dilakukan menggunakan metode *Poulos & Davis* dan metode *Meyerhof.*

3.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Poulos & Davis*

Menurut pengamatan *Vesic* (1967), untuk memperkirakan nilai tahanan ujung maksimum tiang pada tanah non kohesif (granular), *Poulos & Davis* (1980) dalam Hardiyatmo (2010) merekomendasikan bentuk variasi distribusi tegangan vertikal efektif dan kedalaman, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.3. Dalam gambar tersebut, terlihat bahwa tekanan vertikal meningkat hingga mencapai kedalaman tertentu (z_c), setelah itu tetap konstan (sama dengan tekanan *overburden* efektif pada kedalaman z_c).



Gambar 3.3 Distribusi Tegangan Vertikal di Sekitar Tiang pada Tanah Pasir (Poulos & Davis, 1980)

(Sumber: *Poulos & Davis*, 1980 dalam Hariyatmo, 2010)

Tahanan ujung *ultimate* dinyatakan dalam Persamaan 3.17 dan 3.18 berikut.

$$Q_b = A_b.f_b \quad (3.17)$$

$$f_b = p_b'.\ N_q \quad (3.18)$$

dengan:

Q_u = Tahanan ujung *ultimate* (kN)

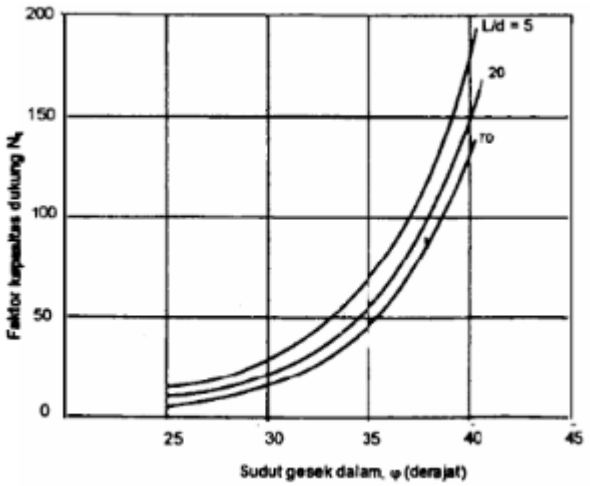
A_b = Luas penampang ujung tiang (m^2)

f_b = Tahanan ujung per satuan luas (kN/m^2)

p_b' = Tekanan vertikal efektif tanah pada ujung bawah tiang (kN/m^2)

N_q = Faktor kapasitas dukung

Poulos menyarankan nilai N_q yang diusulkan oleh *Berezantsev* (1961) yang dapat dilihat pada Gambar 3.4 berikut.



Gambar 3.4 Hubungan N_q dan φ' *Berezantsev* (1961)

(Sumber: *Berezantsev*, 1961 dalam Hariyatmo, 2010)

Untuk tahanan gesek *ultimate* tiang dihitung dengan Persamaan 3.19 dan 3.20 berikut.

$$Q_s = A_s \cdot f_s \quad (3.19)$$

$$f_s = K_d \cdot p_o' \cdot \text{tg}\,\delta \quad (3.20)$$

dengan:

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

f_s = Kapasitas dukung selimut per satuan luas (kN/m^2)

K_d = Koefisien tekanan tanah yang tergantung dari kondisi tanah (Tabel 3.3)

p_o' = Tekanan vertikal efektif rata-rata di sepanjang tiang (kN/m^2)

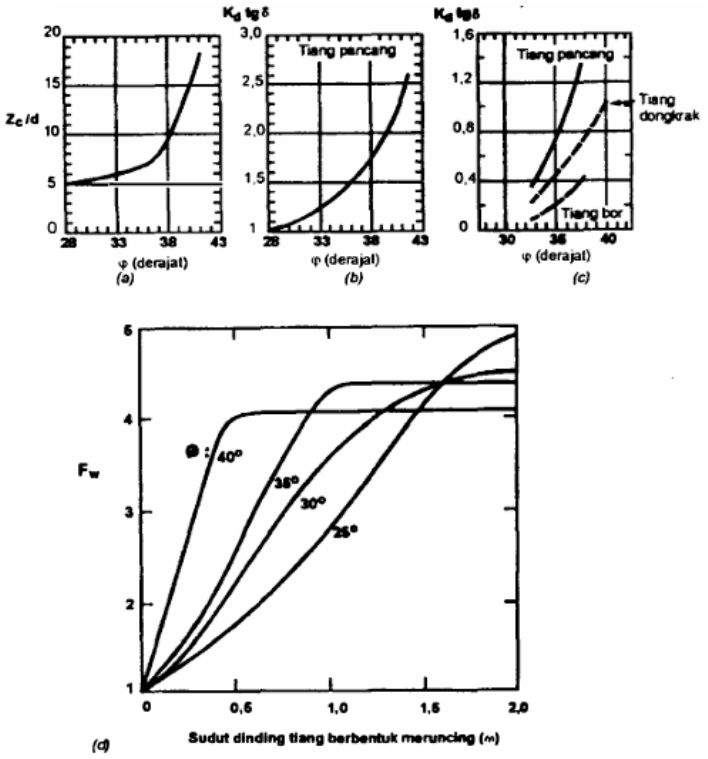
Nilai K_d dapat diperoleh dari Tabel 3.3 berikut ini.

Tabel 3.3 Nilai K_d (U.S. Army Corps)

Tanah	K_d
Pasir	1,0-2,0
Lanau	1,0
Lempung	1,0

(Sumber: *U.S. Army Corps*, dalam Hariyatmo, 2010)

Berdasarkan hasil pengujian *Vesic* (1967), *Poulos & Davis* (1980) mengevaluasi nilai-nilai hubungan K_d tg δ dan z_c/d (dengan d adalah diameter tiang) seperti yang ditampilkan pada Gambar 3.5a dan 3.5b. Gambar tersebut didasarkan pada hubungan kerapatan relatif (D_r) dan sudut gesek dalam efektif (φ') menurut *Vesic* (1967) dan *Meyerhof* (1956).



Gambar 3.5 Hubungan K_d tg δ dan z_c/d untuk Tiang pada Tanah Pasir (*Poulos & Davis*, 1980)

(Sumber: *Poulos & Davis*, 1980 dalam Hariyatmo, 2010)

Dalam menentukan sudut gesek dalam tanah (φ), analisis kapasitas dukung *ultimate*, *Poulos* dan *Davis* (1980) menyarankan prosedur seperti dibawah ini.

1. Untuk tiang yang dipancang tahanan ujung dihitung dengan memperhatikan nilai φ di bawah ujung tiang. Nilai N_q ditentukan dengan mengambil sudut gesek dalam pada akhir pemancangan (φ) yang disarankan oleh Kishida (1967),

$$\varphi = \frac{1}{2}(\varphi' + 40^o) \tag{3.21}$$

dengan:

φ = sudut gesek dalam tanah asli di lapangan

Dalam hitungan tahanan gesek tiang, nilai sudut gesek dalam di sepanjang tiang yang digunakan untuk menentukan nilai K_d tg φ dan z_c/d dilakukan dengan mengambil sudut gesek dalam untuk perancangan:

$$\varphi = \frac{3}{4}\varphi' + 10^o \tag{3.22}$$

2. Untuk tiang bor, penentuan N_q dan z_c/d disarankan dengan mengambil:

$$\varphi = \varphi' - 3^o \tag{3.23}$$

Akibat pengeboran dan pemasangan tiang berpengaruh pada nilai sudut gesek dalam tanah yang berkurang, karena pengaruh gangguan tanah. Maka untuk tiang bor ini, nilai K_d tg φ diambil dari Gambar 3.5c yang didasarkan pada sudut gesek dalam tanah asli (φ').

3. Pada tipe tiang cor/cetak di tempat dengan pipa luar yang ditarik kembali, analisis kapasitas dukung tiang dilakukan dengan memperhitungkan kondisi tanah yang telah terganggu akibat penarikan pipa tersebut. Perhitungan estimasi tahanan gesek dinding pada tipe tiang ini cukup sulit, karena tingkat kerapatan antara dinding tiang dan tanah tergantung pada kepadatan beton saat pengecoran. Perlu dicatat bahwa saat beton dipadatkan, luas penampang tiang dapat membesar, yang mengakibatkan tahanan gesek dinding tiang meningkat. Oleh karena itu, sebagai perkiraan, dapat dianggap bahwa setelah

penarikan pipa, tanah pasir di sekitar tiang berada dalam kondisi kepadatan sedang.

3.5.2 Kapasitas dukung Tiang Tunggal Metode *Meyerhof*

Menurut *Meyerhof* kapasitas dukung tiang pancang dihitung dari hasil penjumlahan kapasitas dukung ujung tiang dengan kapasitas dukung selimut tiang, seperti yang akan diuraikan pada perhitungan berikut.

Kapasitas dukung ujung tiang dihitung berdasarkan Persamaan 3.24 berikut.

$$Q_p = 40 \times N_b \times A_p \times \frac{3}{4} \leq A_p \times 400 \times N_b \quad (3.24)$$

dengan:

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

A_p = Luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

N_b = Nilai N_{SPT} rata-rata dari 8D di atas dasar tiang sampai 4D di bawah dasar tiang

L = Kedalaman tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

Kapasitas dukung selimut tiang dihitung berdasarkan Persamaan 3.25 berikut.

$$Q_s = 2 \times As \times L \times N_{SPT} \quad (3.25)$$

dengan:

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

As = Luas selimut tiang (m^2)

L = Kedalaman tiang per lapisan (m)

Kapasitas dukung *ultimate* tiang dihitung berdasarkan Persamaan 3.26 dan 3.27 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.26)$$

$$W_p = A_p \times L \times \text{Berat jenis beton} \quad (3.27)$$

dengan:

Q_u = Kapasitas dukung *ultimate* fondasi tiang (kN)

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

W_p = Berat tiang efektif (kN)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

L = Panjang tiang (m)

3.6 Kapasitas Dukung Ijin

Untuk mendapatkan kapasitas ijin tiang, diperlukan untuk membagi kapasitas *ultimate* dengan faktor aman tertentu. Tujuan diberikan faktor aman adalah sebagai berikut.

1. Memastikan bahwa material tiang cukup aman untuk menopang beban yang diberikan,
2. Memastikan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok tetap berada dalam batas toleransi,
3. Memastikan keamanan terhadap ketidakpastian dalam metode perhitungan yang digunakan,
4. Memastikan bahwa perbedaan penurunan antar tiang masih dalam batas toleransi,
5. Memastikan keamanan terhadap variasi kekuatan geser dan kompresibilitas tanah.

Daya dukung izin pondasi dijelaskan dalam Persamaan 3.28 sebagai berikut.

$$Q_{all} = \frac{Qu}{SF} \tag{3.28}$$

dengan:

Q_{all} = Kapasitas dukung izin tiang (kN)

Q_u = Kapasitas dukung *ultimate* tiang (kN)

SF = Faktor aman, SF = 2,5

Faktor keamanan (SF) ditentukan berdasarkan pada beberapa faktor, yaitu:

1. Jumlah dan jenis pengujian geoteknik,
2. Jenis dan kepentingan struktur,
3. Tingkat pengendalian mutu dan pengawasan pekerjaan pondasi

4. Tingkat kehandalan penyelidikan geoteknik,
5. Variasi kondisi tanah, dan
6. Ketersediaan data pengujian pembebanan didekat lokasi.

3.7 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Tiang kelompok merupakan sekumpulan tiang yang dipasang secara relatif berdekatan dan umumnya diikat menjadi satu pada bagian atasnya menggunakan pile cap. Untuk menghitung kapasitas daya dukung tiang kelompok, pile cap akan dianggap kaku sempurna, sehingga:

1. Apabila beban-beban yang bekerja pada kelompok tiang tersebut menyebabkan penurunan, maka setelah penurunan terjadi bidang pile cap tetap merupakan bidang datar yang akan mencegah penurunan yang lebih besar akan terjadi,
2. Gaya yang bekerja pada tiang berbanding lurus dengan penurunan tiang.

Langkah-langkah perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok adalah sebagai berikut,

1. Jumlah tiang (n)

   Untuk menentukan jumlah tiang dihitung berdasarkan Persamaan 3.29 berikut.

$$n = \frac{P}{Qall} \tag{3.29}$$

   dengan:

   n = Jumlah tiang

   P = Beban yang bekerja (kN)

   Q_{all} = Kapasitas dukung ijin tiang tunggal (kN)

2. Jarak tiang (S)

   Menurut Dirjen Bina Marga Departemen Kimpraswil jarak antar tiang disyaratkan dengan Persamaan 3.30 berikut.

$$2{,}5\ D \leq S \leq 3D \tag{3.30}$$

dengan:

S = Jarak pusat ke pusat tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

Penetapan ketentuan tersebut didasarkan pada pertimbangan berikut.

a. $S \leq 2{,}5\ D$ (Jarak antar tiang terlalu dekat)
   1) Tanah di sekitar kelompok tiang diperkirakan akan naik berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang yang dipancang terlalu berdekatan,
   2) Terangkatnya tiang-tiang di sekitarnya yang telah dipancang sebelumnya akan berpotensi mengubah posisinya menjadi miring.

b. $S > 3D$ (Jarak antar tiang terlalu berjauhan)
   Diperkirakan penggunaan $S > 3D$ menjadi tidak ekonomis karena akan memperbesar dimensi pile cap.

3. Efisiensi kelompok tiang (E_g).

Formasi tiang sangat menentukan besar kecilnya daya dukung tiang kelompok. Begitu pula efisiensi tiang kelompok juga dipengaruhi oleh bentuk dari formasi tiang itu sendiri.

Persamaan efisiensi tiang yang disarankan oleh *Converse-Labarre formula* dapat dilihat pada Persamaan 3.31 (Paulus, 2016).

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90.m.n'} \quad (3.31)$$

dengan:

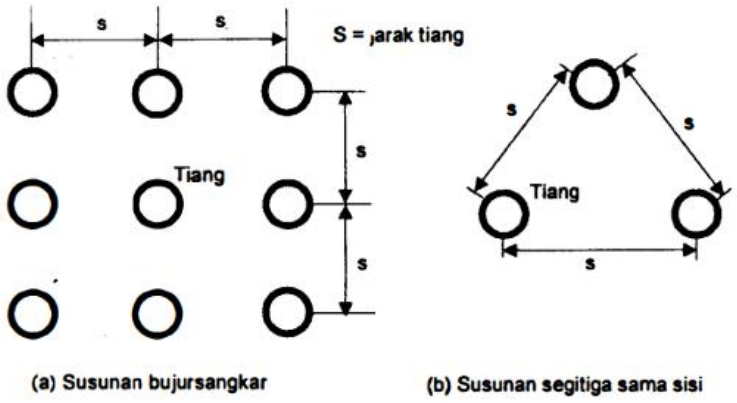
E_g = Efisiensi kelompok tiang

θ = arc tan (D/s) (º)

m = Jumlah baris tiang

n' = Jumlah tiang dalam satu baris

Jarak pusat tiang ke pusat tiang lainnya dapat dilihat pada Gambar 3.6 berikut.



Gambar 3.6 Jarak Pusat Tiang ke Pusat Tiang Lainnya (S)

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Brown dkk. (2010) menyampaikan bahwa berdasarkan hasil pengujian pada non-kohesif atau pasir, nilai efisiensi kelompok tiang 1,0 atau lebih dapat diperoleh dengan jarak antar tiang 2,5D - 3D (*Paulus*, 2016).

4. Kapasitas dukung kelompok tiang

Dikarenakan pengaruh konsolidasi tanah di bawah kelompok tiang, jika kelompok tiang terletak di lapisan tanah lunak, pasir tidak padat, atau timbunan dengan dasar tiang yang bertumpu pada lapisan yang lebih keras, maka kelompok tiang tersebut tidak berisiko mengalami keruntuhan geser umum, asalkan memiliki faktor keamanan yang memadai terhadap potensi keruntuhan tiang tunggalnya (Hardiyatmo, 2008).

Kapasitas *ultimate* kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi (E_g) tiang dapat dihitung dengan Persamaan 3.32.

$$Q_g = E_g \times n \times Q_{all} \qquad (3.32)$$

dengan:

Q_g = Beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan (kN)

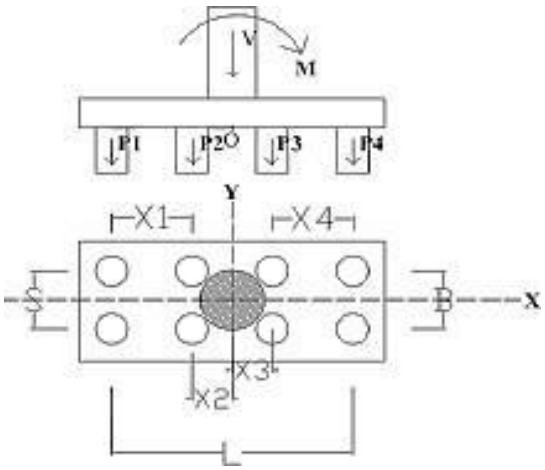
E_g = Efisiensi kelompok tiang

n = Jumlah tiang dalam kelompok

Q_{all} = Beban maksimum tiang tunggal (kN)

5. Kontrol gaya tekan terhadap beban aksial dan momen

Kelompok tiang yang bekerja dua arah (x dan y), dipengaruhi oleh beban vertikal dan momen (x dan y) yang berpengaruh terhadap kapasitas daya dukung fondasi tiang, seperti pada Gambar 3.7 berikut.



Gambar 3.7 Beban Sentris dan Momen Kelompok Tiang

(Sumber: Rizaldy, 2012)

Selanjutnya untuk menghitung tekanan aksial pada masing-masing tiang digunakan Persamaan 3.33 berikut ini.

$$Pi = \sum \frac{P}{n} \pm \frac{My.xi}{\Sigma x^2} \pm \frac{Mx.yi}{\Sigma y^2} \qquad (3.33)$$

dengan:

Pi = Beban aksial pada tiang ke-i (kN)

Mx = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu x

My = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu y

n = Banyaknya tiang dalam kelompok tiang (*pile group*)

xi, yi = Absis atau jarak ke pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor-i

Σx^2 = Jumlah kuadrat absis-absis tiang bor

Σy^2 = Jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang bor

3.7.1 Penurunan Pondasi Tiang

Menurut Hardiyatmo (2014) penurunan tanah terjadi saat fondasi tiang mengalami pembebanan, pada saat itu fondasi akan mengalami pemendekan. Jika penurunan terjadi secara berlebihan maka keruntuhan berikut kegagalan struktur pun tidak dapat dihindarkan. Oleh sebab itu dalam perencanaan fondasi perlu dilakukan analisis perhitungan besarnya penurunan yang mungkin dapat terjadi untuk mengantisipasi terjadinya penurunan fondasi secara berlebih.

3.7.1.1 Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Poulos & Davis (1980) dalam Hardiyatmo (2010) memberikan perkiraan penurunan tiang tunggal sebagai berikut.

1. Untuk tiang apung atau tiang friksi

$$S = \frac{Q.I}{Es.D} \tag{3.34}$$

dimana: $I = I_o \,.\, R_k \,.\, R_h \,.\, R_\mu$ (3.35)

2. Untuk tiang dukung ujung

$$S = \frac{Q.I}{Es.D} \tag{3.36}$$

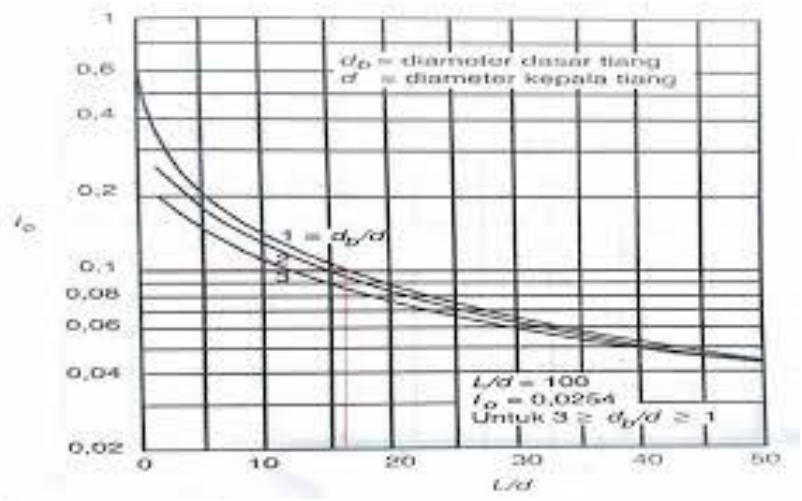
dimana: $I = I_o \,.\, R_k \,.\, R_b \,.\, R_\mu$ (3.37)

dengan:

S = Penurunan untuk tiang tunggal (m)
Q = Beban yang bekerja (kN)
I_o = Faktor pengaruh penurunan tiang yang tidak mudah mampat (Gambar 3.8)
R_k = Faktor koreksi kemudah-mampatan tiang (Gambar 3.9)
R_h = Faktor koreksi ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras (Gambar 3.10)
R_μ = Faktor koreksi angka Poisson μ (Gambar 3.11)
R_b = Faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung (Gambar 3.12)
h = Kedalaman total lapisan tanah ujung tiang ke muka tanah

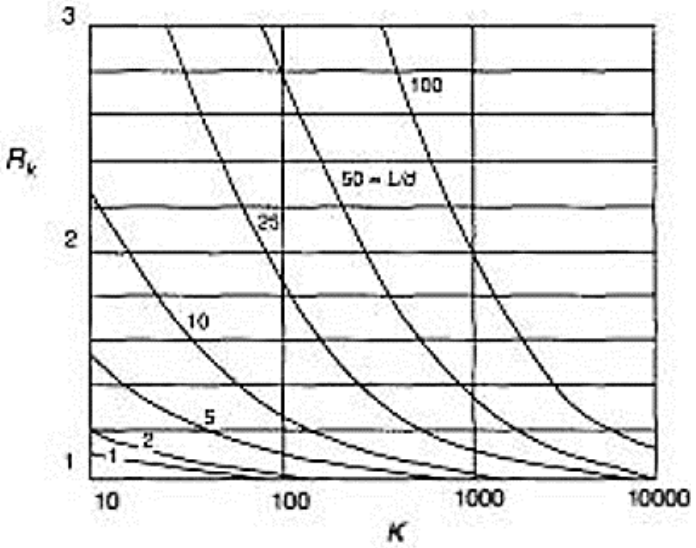
Es = Modulus elastisitas tanah (kN/m^2)

D = Diameter tiang (m)



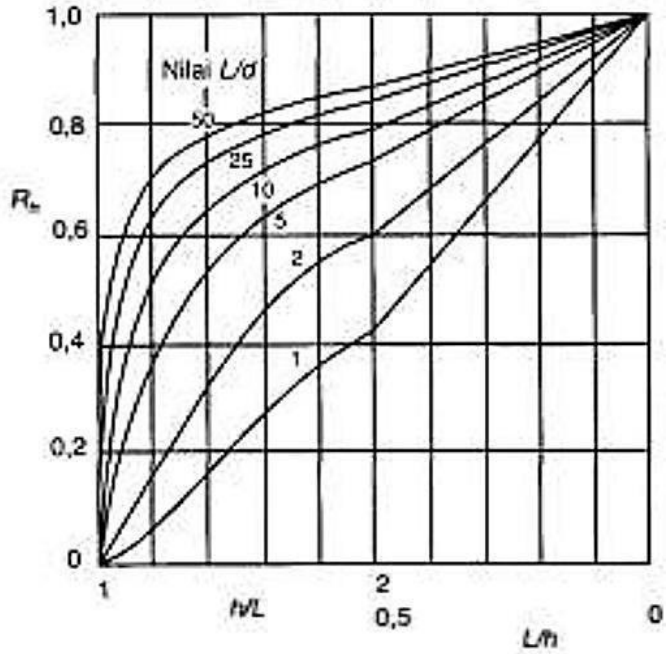
Gambar 3.8 Faktor penurunan I_o (Poulos & Davis, 1980)

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)



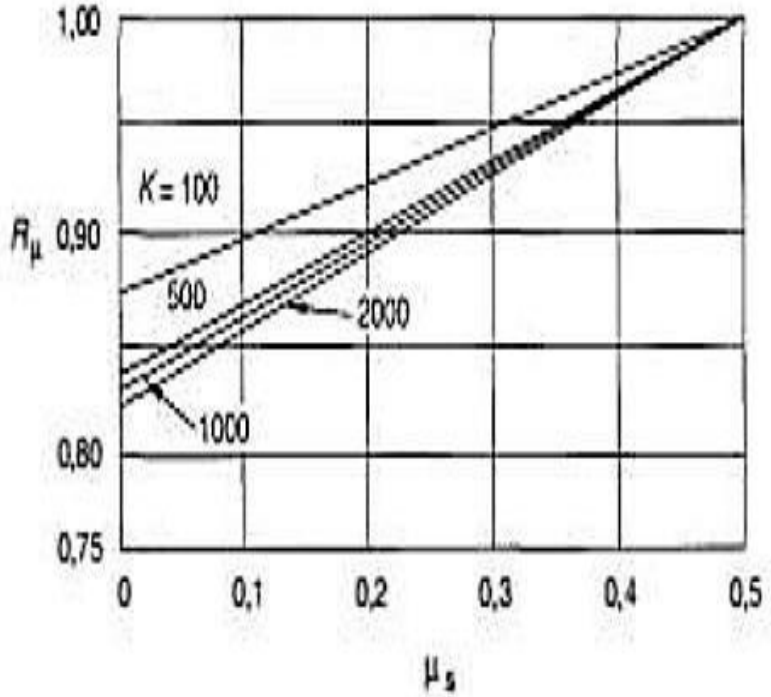
Gambar 3.9 Koreksi Kompresi, R_k (Poulos & Davis, 1980)

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)



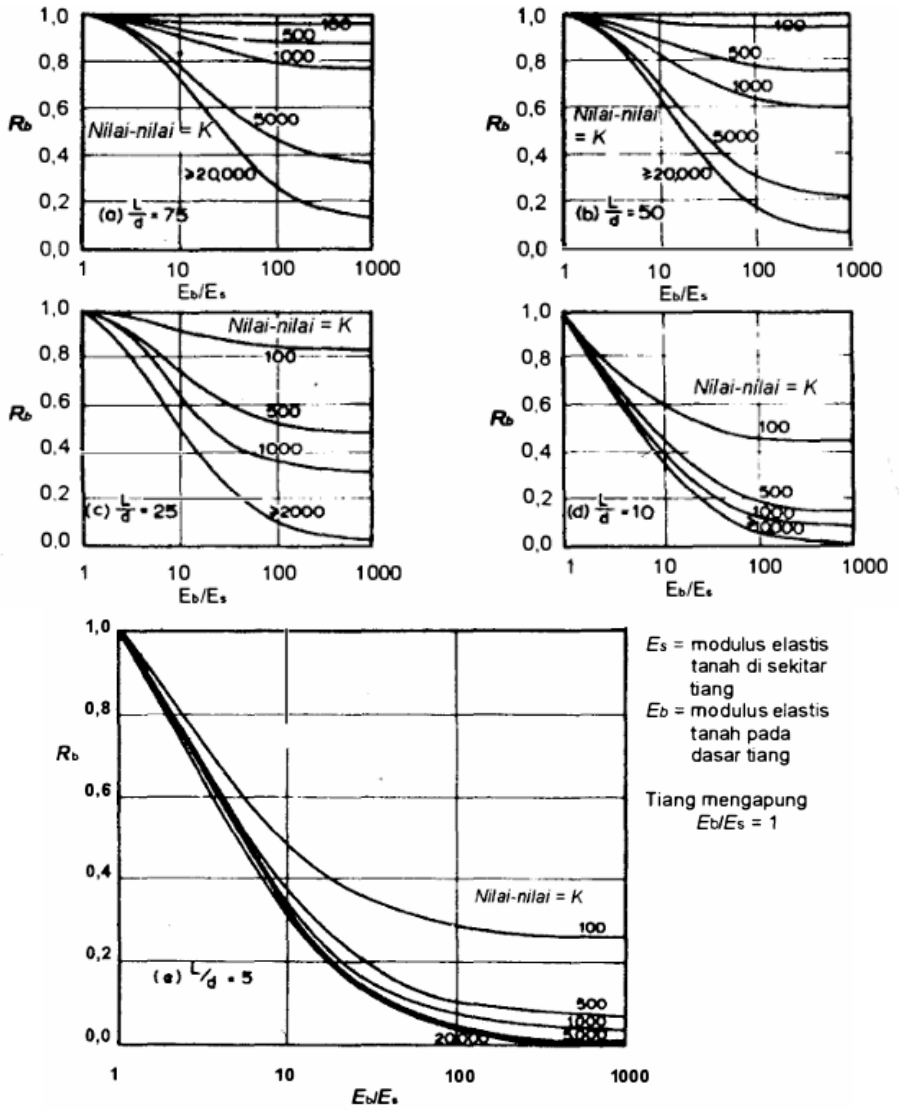
Gambar 3.10 Koreksi Kedalaman, Rh (Poulos & Davis, 1980)

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)



Gambar 3.11 Koreksi angka Poisson, Rμ (Poulos & Davis, 1980)

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)



Gambar 3.12 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, Rb

(Poulos & Davis, 1980)

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Nilai K adalah suatu ukuran kompresibilitas relatif dari tiang dan tanah yang ditentukan oleh Persamaan 3.38 dan 3.39 berikut.

$$K = \frac{Ep.Ra}{Es} \tag{3.38}$$

dimana: $$R_A = \frac{Ap}{1/4.\pi.d^2} \tag{3.39}$$

dengan:

K = Faktor kekakuan tiang

E_p = Modulus elastisitas bahan tiang (kN/m^2)

E_s = Modulus elastisitas tanah di sekitar tiang (kN/m^2)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

R_A = Rasio area tiang

Nilai *poisson ratio* ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan pemuaian lateral. Nilai *poisson ratio* dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti yang terlihat pada Tabel 3.4 di bawah ini.

Tabel 3.4 Perkiraan angka *poisson* (μ)

Jenis Tanah	Angka *Poisson*
Lempung jenuh	0,4 - 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir Padat	0,2 – 0,4
Pasir Kasar (e = 0,4 – 0,7)	0,15
Pasir halus (e = 0,4 – 0,7)	0,25

(Sumber: Bowles, 1977)

Modulus Young menunjukkan tingkat elastisitas tanah, yang merupakan rasio antara tegangan yang terjadi dan regangan. Nilai Modulus Elastisitas (E_s) dapat dihitung secara empiris berdasarkan jenis tanah, data sondir, dan data N_{SPT}. Perkiraan nilai modulus elastisitas tanah dapat ditemukan pada Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3.5 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

Jenis Tanah	E (kg/cm^2)
Lempung	
Sangat Lunak	3 – 30
Lunak	20 – 40
Sedang	45 – 90
Berpasir	300 – 425
Pasir	
Berlanau	50 – 200
Tidak Padat	100 – 250
Padat	500 – 1000

Lanjutan Tabel 3.3 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

Jenis Tanah	E (kg/cm^2)
Pasir dan Kerikil	
Padat	800 – 2000
Tidak Padat	500 – 1400
Lanau	20 – 200
Loses	150 – 600
Cadas	1400 – 14000

(Sumber: Bowles, 1977)

3.7.1.2 Penurunan Fondasi Kelompok Tiang

Penurunan pada kelompok tiang akibat beban merupakan penjumlahan dari penurunan segera dan penurunan konsolidasi. Penurunan segera, yang bersifat elastis, terjadi segera setelah tegangan diterapkan pada tanah berbutir halus yang kering atau jenuh sebagian, tanpa adanya perubahan kadar air. Ketika tegangan diterapkan pada tanah berbutir halus yang jenuh (atau hampir jenuh), akan terjadi regangan yang bergantung pada waktu. Penurunan yang bergantung pada waktu ini disebut dengan penurunan konsolidasi.

Umumnya penurunan yang terjadi pada kelompok tiang lebih besar dibandingkan dengan penurunan pada tiang tunggal. Hal ini disebabkan oleh area yang terpengaruh tegangan pada kelompok tiang yang lebih luas dan lebih dalam dibandingkan dengan tiang tunggal. Menurut *Vesic (1977)*, perhitungan penurunan pada kelompok tiang pada tanah homogen atau pasir dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan 3.40 berikut.

$$S_g = S\sqrt{\frac{B_g}{D}} \tag{3.40}$$

dengan:

S_g = Penurunan tiang kelompok (m)

S = Penurunan tiang tunggal (m)

B_g = Lebar kelompok tiang (m)

D = Diameter tiang tunggal (m)

3.7.1.3 Penurunan yang Diizinkan

Berdasarkan (SNI 8460 2017) besar penurunan yang diizinkan dapat ditentukan dengan Persamaan 3.41 berikut.

$$S_{izin} = 15 + \frac{D}{600} \quad (3.41)$$

dengan:

S_{izin} = Penurunan yang diizinkan (cm)

D = Diameter tiang (cm)

3.8 Analisis Pembebanan

SAP2000 merupakan program analisis struktur yang dibuat oleh CSI untuk memudahkan pekerjaan menganalisis dan merancang bangunan konstruksi seperti jembatan, gedung bertingkat, bendungan, dan berbagai jenis struktur lainnya. Salah satu keunggulan permodelan yang dihasilkan oleh SAP2000 yaitu desain dapat ditampilkan secara langsung (*real time*), sehingga dapat memudahkan pengguna pada saat melakukan permodelan. *Output* yang dihasilkan SAP2000 dapat ditampilkan sesuai dengan kebutuhan pengguna, baik berupa model struktur 2d, 3d, grafik, ataupun *spreadsheet*.

Tahapan pekerjaan yang dilakukan pada program SAP2000 adalah sebagai berikut.

1. Mengidentifikasi *joint, frame, restraint,* dan *constraint* yang sesuai seperti gambar kerja bangunan yang digunakan,
2. Memasukkan karakteristik material serta *frame section*,
3. Memberikan kode pada penampang yang digunakan seperti balok, kolom, dan plat, kemudian dilakukan pendefinisian material di masing-masing elemen,
4. Menerapkan beberapa kombinasi pembebanan yang terjadi, diantaranya beban hidup, beban mati, dan beban gempa.
5. Menjalankan analisis struktur yang akan memperoleh hasil beban aksial (P), gaya geser (H), dan momen (M) yang bekerja di setiap kolom.

3.9 Pembebanan Struktur

Acuan yang digunakan saat analisis pembebanan ini mengacu pada peraturan:

1. SNI 03-2847-2019 tentang Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan penjelasan,
2. SNI 03-1726-2019 tentang Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

3.9.1 Beban Mati

Beban mati adalah beban yang bersifat tetap atau permanen seperti bahan-bahan bangunan yang terpasang pada gedung meliputi lantai, dinding, plafon, atap, tangga, komponen arsitektural dan struktural lain. Selain itu, beban mati juga mencakup beban tambahan, seperti alat-alat dan mesin yang selalu tetap serta tidak dapat dipisahkan dengan struktur bangunan.

3.9.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang bersifat tidak tetap atau dapat berpindah tempat yang seperti pergerakan penghuni bangunan atau pergerakan keluar masuknya barang dan peralatan lain yang memiliki masa.

3.9.3 Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang disebabkan oleh terjadinya gempa yang mengakibatkan munculnya pergerakan atau getaran pada tanah. Pergerakan tersebut dianggap menjadi beban horizontal yang statis. Ada beberapa tahapan dalam analisis distribusi beban gempa, yaitu:

1. Kategori risiko bangunan

   Kategori risiko bangunan dapat ditentukan berdasarkan fungsi atau pemanfaatan bangunan yang memungkinkan besarnya risiko korban jiwa pada bangunan apabila terjadi gempa. Untuk acuan menentukan kategori risiko bangunan dapat dilihat pada SNI 1726-2019 bagian 4.1.2, atau dapat dilihat pada Tabel 3.6 terkait kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa di bawah ini.

Tabel 3.6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non-gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - fasilitas sementara - gudang penyimpanan - rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - perumahan - rumah toko dan rumah kantor - pasar - gedung perkantoran - gedung apartemen/rumah susun - pusat perbelanjaan/mall - bangunan industri - fasilitas manufaktur - pabrik	II
Gedung dan non-gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - bioskop - gedung pertemuan - stadion	

Lanjutan Tabel 3.6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa

- fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - fasilitas penitipan anak - penjara - bangunan untuk orang jompo Gedung dan non-gedung, tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - pusat pembangkit listrik biasa - fasilitas penanganan air - fasilitas penanganan limbah - pusat telekomunikasi Gedung dan non-gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan non-gedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - bangunan-bangunan monumental - gedung sekolah dan fasilitas pendidikan	

Lanjutan Tabel 3.6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa

- rumah ibadah - rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non-gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

(Sumber: SNI 1726-2019)

2. Faktor keutamaan gempa (I_e)

Faktor keutamaan gempa didapatkan dari kategori risiko bangunan kemudian digunakan sebagai faktor pada saat analisis distribusi beban gempa. Faktor keutamaan gempa dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut.

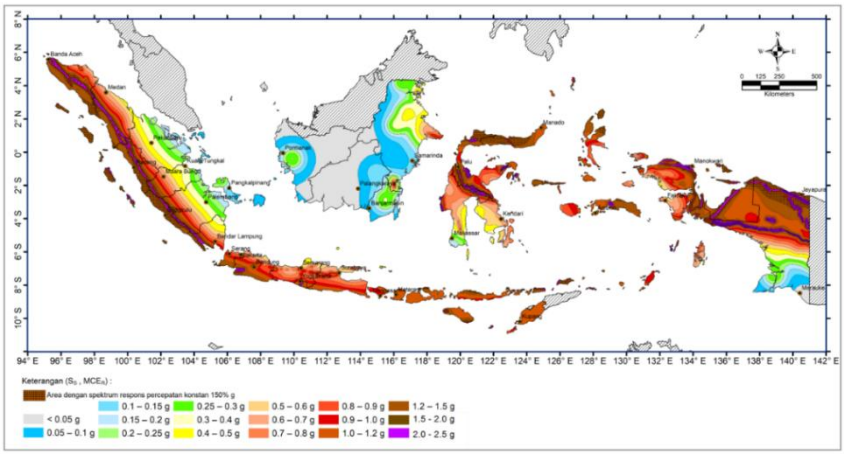
Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

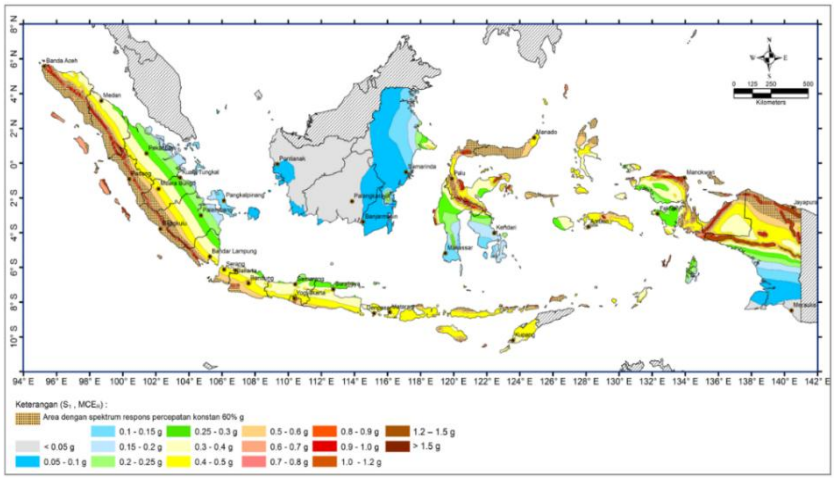
3. Parameter percepatan gempa terpetakan (S_s dan S_1)

Parameter percepatan gempa terpetakan yang digunakan pada periode pendek (Ss) dan periode 1 detik (S1) ditentukan berdasarkan lokasi yang ditinjau dengan mengacu pada peta percepatan batuan dasar periode pendek 0,2 detik (Ss), dan peta percepatan batuan dasar periode 1 detik (S1) pada SNI 1726-2019. Adapun peta Ss dan S1 tersebut ditampilkan pada Gambar 3.13 dan Gambar 3.14 berikut.



Gambar 3.13 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode Pendek 0,2 Detik (Ss)

(Sumber: Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))



Gambar 3.14 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode 1 Detik (Ss)

(Sumber: Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

3. Klasifikasi situs tanah dan batuan

Klasifikasi situs tanah dan batuan bertujuan untuk menentukan besarnya percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah di suatu lokasi. Pada SNI 1726-2019 terdapat pembagian klasifikasi tanah dan batuan menjadi 6 kelompok. Pembagian klasifikasi tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.8 sebagai berikut.

Tabel 3.8 Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	*50 sampai100*
SE (tanah lunak)	< 175	<15	*< 50*
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan H > 3 m)		

(Sumber: Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

4. Parameter respon spektral periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1})

Untuk dapat menentukan respon spektral percepatan gempa memerlukan faktor amplifikasi seismik. Faktor amplifikasi seismik dibagi menjadi dua yaitu faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode 1 detik (F_v). Nilai F_a dan F_v tersebut dapat ditentukan berdasarkan Tabel 3.9 dan 3.10.

Tabel 3.9 Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S_s					
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s = 1{,}25$	$S_s \geq 1{,}5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS[a]					

(Sumber: Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

Tabel 3.10 Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS[a]					

(Sumber: Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

Apabila telah diketahui nilai faktor amplifikasi getaran pada getaran periode pendek (F_a) dan periode 1 detik (F_v), maka selanjutnya dapat menentukan parameter respon spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}). Adapun cara menentukan parameter tersebut dapat menggunakan Persamaan 3.42 dan 3.43 berikut.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.42)$$

$$S_{M1} = F_V \times S_1 \quad (3.43)$$

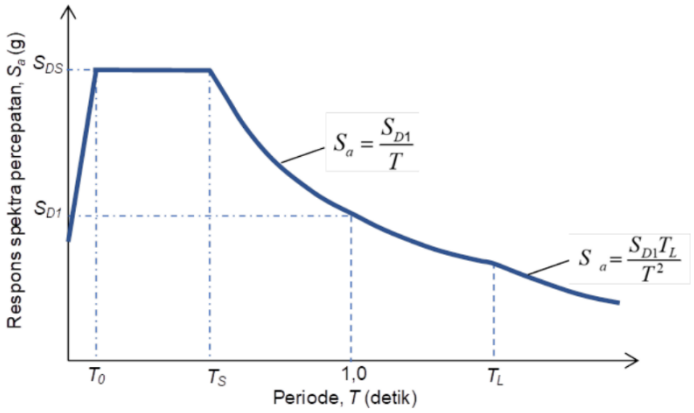
5. Parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (SDS) dan periode 1 detik (SD1) dapat diketahui menggunakan Persamaan 3.44 dan 3.45 berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (3.44)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (3.45)$$

6. Spektrum respon desain



Gambar 3.15 Spektrum Respon Desain

(Sumber: Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

7. Penentuan kategori desain seismik berdasarkan S_{DS} dan S_{D1}

Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode Pendek (S_{DS})

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0{,}167$	A	A
$0{,}167 \le S_{DS} < 0{,}33$	B	C
$0{,}33 \le S_{DS} < 0{,}50$	C	D
$0{,}50 \le S_{DS}$	D	D

(Sumber: Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

Tabel 3.12 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode 1 Detik (S_{D1})

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0{,}067$	A	A
$0{,}067 \le S_{D1} < 0{,}133$	B	C
$0{,}133 \le S_{D1} < 0{,}20$	C	D
$0{,}20 \le S_{D1}$	D	D

(Sumber: Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

8. Periode getar struktur (T)

Periode getar struktur adalah waktu selama satu putaran suatu getaran saat terjadi gangguan dari posisi keseimbangan statis hingga kembali ke posisi

aslinya. Nilai periode getar struktur dapat diperoleh menggunakan cara seperti penjelasan di bawah ini.

a. Periode fundamental pendekatan (T_a)

Perhitungan periode fundamental pendekatan (T_a) dapat ditentukan dengan Persamaan 3.46 berikut.

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.46)$$

dengan:

h_n = ketinggian struktur (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

Nilai Ct dan x = dapat ditentukan menggunakan Tabel 3.13 berikut

Tabel 3.13 Nilai Parameter Pendekatan Ct dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber: Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

b. Periode *computed* (T_c)

Periode *computed* (T_c) yaitu periode getar struktur yang diperoleh dari hasil analisis komputer. Periode *computed* (T_c) akan digunakan untuk pembanding periode fundamental pendekatan (T_a) dengan syarat-syarat berikut ini:

1) Jika $T_c > T_a \cdot C_u$ gunakan $T = T_a \cdot Cu$
2) Jika $T_a < T_c < T_a \cdot C_u$ gunakan $T = T_c$
3) Jika $T_c < T_a$ gunakan $T = T_a$

Koefisien C_u yang digunakan dapat ditentukan pada Tabel 3.14 berikut.

Tabel 3.14 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

(Sumber: Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

9. Gaya geser dasar seismik (V)

Pada SNI 1726-2019, gaya geser dasar seismik ditentukan menggunakan Persamaan 3.47 berikut ini.

$$V = Cs \times W \tag{3.47}$$

dengan:

Cs = Koefisien respon seismik

W = Berat seismik efektif (kN)

Cs = apabila T ≤ TL, maka menggunakan Persamaan 3.48

apabila T > TL, maka menggunakan Persamaan 3.49

Untuk $T \leq TL$

$$Cs = \frac{\mathrm{SD1}}{\mathrm{T\ X\ (\frac{R}{Ie})}} \tag{3.48}$$

Untuk $T > TL$

$$Cs = \frac{\mathrm{SD1\ x\ TL}}{\mathrm{T^2\ X\ (\frac{R}{Ie})}} \tag{3.49}$$

Nilai Cs harus tidak kurang dari hasil persamaan berikut ini:

$$Cs = 0{,}044\ .\ SDS\ .\ I_e \geq 0{,}01 \tag{3.50}$$

dengan:

R = Koefisien modifikasi respon dapat diperoleh dari Tabel 3.15.

Tabel 3.15 Faktor R, Cd, dan Ω0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R[a]	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0[b]	Faktor pembesaran defleksi, C_d[c]	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)[d]				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D[e]	E[e]	F[f]
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10[k]	TI[k]	TI[k]
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI[i]	TI[i]	TI[i]
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus[m]	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan[n]	3½	3[o]	3½	10	10	10	10	10

(Sumber: Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

10. Distribusi gaya geser horizontal (Fi)

Distribusi gaya geser horizontal merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat beban gempa yang bekerja pada setiap lantai bangunan. Besarnya gaya geser horizontal dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.51 berikut.

$$Fi = \frac{Wi \times Hi^{K}}{\Sigma Wi \times Hi^{K}} \times V \qquad (3.51)$$

dengan:

Fi = Gaya geser horizontal tingkat ke-i (kN)

Wi = Berat lantai ke-i (kN)

Hi = Tinggi lantai ke-i (m)

V = Gaya geser (kN)

K = Untuk struktur dengan nilai T ≤ 0,5 dt, k = 1,
Untuk struktur dengan nilai T ≥ 2,5 dt, k = 2,
Untuk struktur dengan nilai 0,5 < T < 2,5 dt, k ditentukan dengan Interpolasi linier antara 1 dan 2.

BAB IV
METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

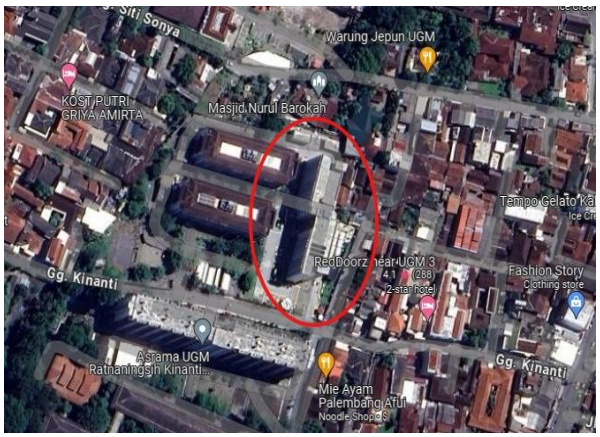
Penelitian yang dilakukan pada proyek pembangunan rumah susun tenaga pendidik UGM merupakan analisis terkait kapasitas dukung dan penurunan fondasi redesain tiang pancang. Penelitian dilakukan terhadap data sekunder yaitu hasil penyelidikan tanah pengujian *Standard Penetration Test* (SPT). Hasil analisis fondasi tersebut akan ditinjau dan dibandingkan dengan fondasi *existing* di lapangan berupa fondasi *bored pile*.

Adapun variabel-variabel yang terdapat dalam penelitian terkait analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan rumah susun tenaga pendidik UGM adalah sebagai berikut.

1. Variabel bebas: diameter fondasi tiang pancang
2. Variabel terikat: kapasitas dukung dan penurunan fondasi.

4.2 Lokasi Penelitian

Pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik Universitas Gadjah Mada berlokasi di Asrama UGM Kinanti 2&3, Gang Kinanti Barek, Kocoran, Sinduadi, Kecamatan Mlati, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4.1 Lokasi Penelitian
(Google Earth, 2024)

4.3 Data Penelitian

Adapun data yang digunakan dalam penelitian ini diantaranya sebagai berikut.

1. Data hasil penyelidikan tanah di lapangan
2. Data pengujian laboratorium
3. Data gambar tenis dan pembebanan

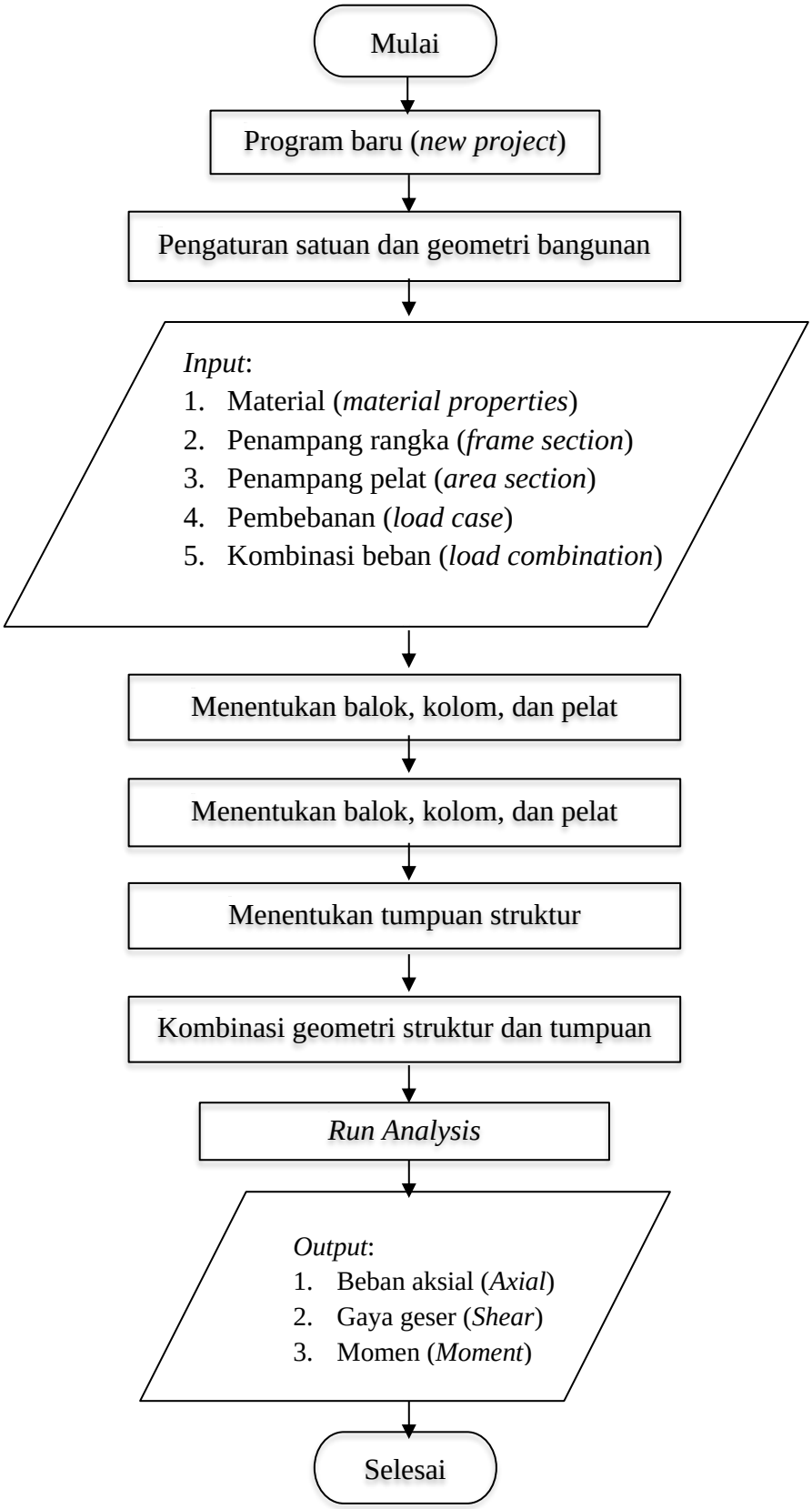
4.4 Tahapan Penelitian

Adapun tahapan-tahapan yang dilakukan dalam proses penelitian diantaranya adalah sebagai berikut.

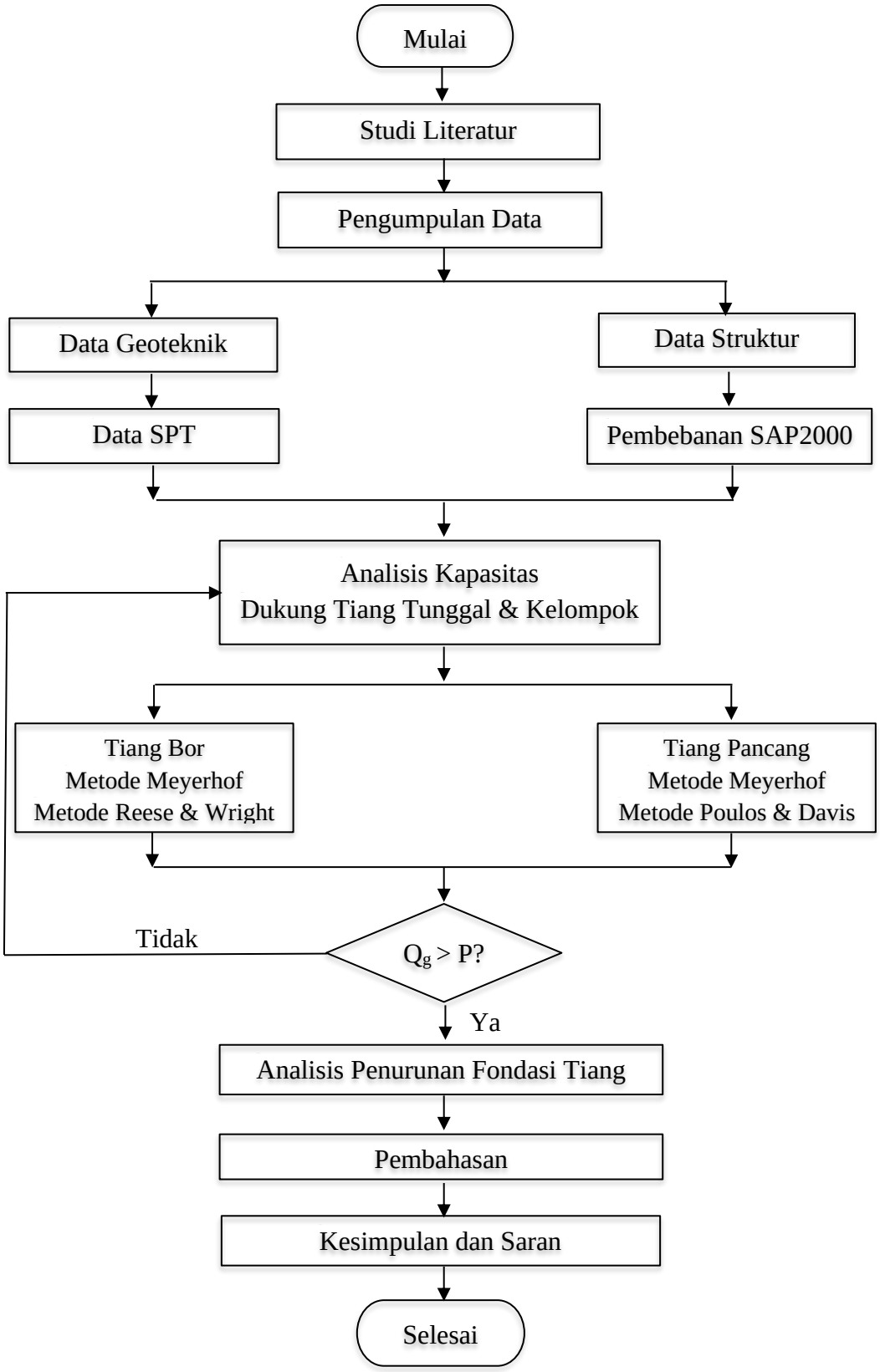
1. Tahap persiapan, yaitu tahap peneliti untuk mencari dan mempelajari terlebih dahulu literatur terkait topik penelitian yang akan dilakukan,
2. Tahap pengumpulan data, yaitu tahap pengambilan data-data lapangan dari proyek pembangunan rumah susun tenaga pendidik UGM Yogyakarta,
3. Tahap analisis data, meliputi:
    a. Tahap pemodelan struktur untuk mendapatkan besar beban yang bekerja pada fondasi menggunakan program SAP2000,
    b. Tahap analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang *existing* dan tiang pancang berdasarkan teori yang telah dipelajari (teori perhitungan metode statis.
4. Tahap pembahasan, memberikan pembahasan secara lengkap dan sistematis berdasarkan hasil analisis data. Kemudian dari pembahasan tersebut didapatkan kesimpulan yang menjawab rumusan masalah yang dibuat sebelumnya.

4.5 Bagan Alir Penelitian

Bagan alir (*flow* chart) merupakan diagram yang menunjukkan proses atau urutan penelitian secara penelitian dalam bentuk simbol grafis dengan dihubungkan oleh garis dan panah. Bagan alir pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan 4.3 berikut.



Gambar 4.2 Bagan Alir Analisis Struktur dengan *Software* SAP2000

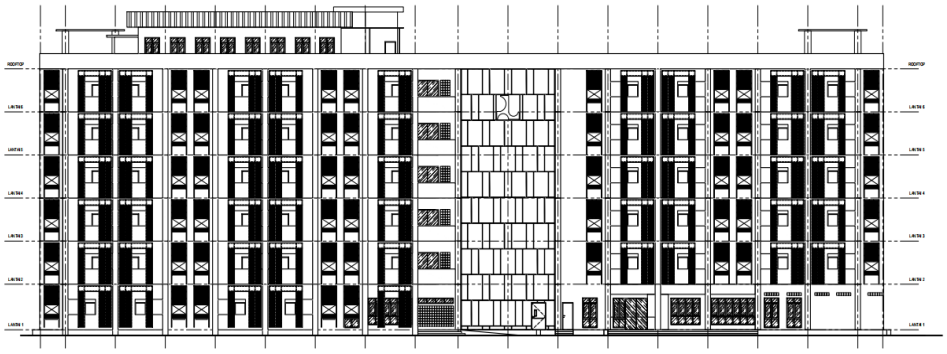


Gambar 4.3 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir

BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Proyek

Proyek Pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM Yogyakarta terletak di Asrama UGM Kinanti 2&3, Gang Kinanti Barek, Kocoran, Sinduadi, Kecamatan Mlati, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Rusun ini direncanakan terdiri dari 6 (enam) lantai yang dibangun dengan konstruksi bagian atas struktur beton bertulang dan konstruksi bagian bawah pondasi *bored pile.* Dalam penelitian ini pembangunan rusun akan direncanakan kembali dengan konstruksi bagian bawah menggunakan pondasi tiang pancang yang akan dianalisis berdasarkan data gambar rencana dan data pengujian tanah *Standard Penetration Test* (SPT).



Gambar 5.1 Tampak Depan Rusun Tendik UGM
(Sumber: DED Arsitektur Rusun Tendik UGM)

5.1.1 Data Umum Proyek

Data umum proyek pembangunan rumah susun tenaga pendidik UGM adalah sebagai berikut:

1. Nama Proyek : Pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM
2. Pemilik Proyek : Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat

3. Kontraktor : PT. Abadi Prima Intikarya
4. Perencana : PT. Wastu Anopama
5. Konsultan Pengawas : PT. Elsadai Servo Cons., PT. Manggala Bangun Sarana
6. Lokasi Proyek : Asrama UGM Kinanti 2&3, Gang Kinanti Barek, Kocoran, Sinduadi, Kecamatan Mlati, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta
7. Kons. Bag. Atas : Beton Bertulang
8. Kons. Bag. Bawah : Pondasi *Bored Pile*
9. Biaya Proyek : Rp. 49.899.237.838
10. Waktu Penyelesaian : 7 Desember 2022 - 2 Oktober 2023

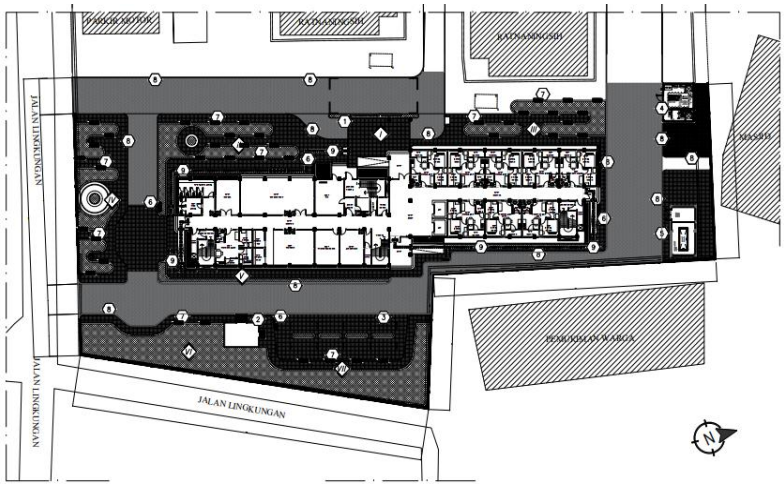
5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan pada proyek pembangunan rumah susun tenaga pendidik UGM adalah sebagai berikut.

1. Mutu beton (f'c) pondasi, kolom, balok, pelat lantai : 30 MPa
2. Kuat tarik baja tulangan : 420 MPa
3. Modulus Elastisitas beton menggunakan formula $4700\sqrt{f'c}$

5.1.3 Denah Konstruksi

Denah konstruksi pada proyek pembangunan rumah susun tenaga pendidik UGM dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut.



Gambar 5.2 Denah Konstruksi Rusun Tendik UGM
(Sumber: DED Arsitektur Rusun Tendik UGM)

5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan yang digunakan pada pembangunan rumah susun tenaga pendidik UGM meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa. Besarnya masing-masing beban yang bekerja adalah sebagai berikut.

1. Beban mati
   a. Lantai

      Beban mati dihitung berdasarkan tebal komponen yang digunakan di lapangan.

      Komponen = Pelat Beton

      Tebal (t) = 0,12 m

      Berat Volume (γ) = 2400 kg/m^3

      Maka, beban mati pada pelat lantai didapatkan sebesar,

      $Q = t \times \gamma_{beton}$

      $= 0{,}12 \times 2400$

      $= 288$ kg/m^2

      $= 2{,}825$ kN/m^2

      Besar beban mati yang bekerja pada lantai dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Beban Mati pada Lantai

No.	Komponen	Tebal (m)	Berat Volume		Q (kN/m^2)
			Nilai	Satuan	
1	Pelat Beton	0,12	2400	kg/m^3	2,825
2	Pasir	0,04	1800	kg/m^3	0,706
3	Spesi	0,03	2000	kg/m^3	0,589

Lanjutan Tabel 5.1 Beban Mati pada Lantai

No.	Komponen	Tebal (m)	Berat Volume		Q (kN/m^2)
			Nilai	Satuan	
4	Keramik		17,5	kg/m^2	0,172
5	Plafon		24	kg/m^2	0,235
6	Penggantung plafon		7	kg/m^2	0,069
7	*Mechanical electrical*		15	kg/m^2	0,147
Jumlah beban mati (Qd)					4,743

b. Atap

Menggunakan cara perhitungan yang sama besar beban mati yang bekerja pada atap dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.2 Beban Mati pada Atap

No.	Komponen	Tebal (m)	Berat Volume		Q (kN/m^2)
			Nilai	Satuan	
1	Pelat Beton	0,15	2400	kg/m^3	3,532
2	Pasir	0,04	1800	kg/m^3	0,706
3	Spesi	0,03	2000	kg/m^3	0,589
4	Keramik		17,5	kg/m^2	0,172
5	Plafon		24	kg/m^2	0,235
6	Penggantung plafon		7	kg/m^2	0,069
7	*Mechanical electrical*		15	kg/m^2	0,147
Jumlah beban mati (Qd)					5,449

c. *Shear wall*

Menggunakan cara perhitungan yang sama besar beban mati yang bekerja pada *shear wall* dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5.3 Beban Mati pada *Shear Wall*

No.	Komponen	Tebal (m)	Berat Volume		Q (kN/m^2)
			Nilai	Satuan	
1	Pelat Beton	0,15	2400	kg/m^3	3,532
Jumlah beban mati (Qd)					3.532

d. Dinding

Beban dinding dihitung berdasarkan dimensi dinding yang digunakan di lapangan.

Komponen = Dinding

H dinding = 3 m

Tebal dinding (t) = 0,05 m

Berat Volume (γ) = 250 kg/m^3

= 2,45 kN/ m^3

Maka, beban mati pada pelat lantai didapatkan sebesar,

Q = $H_{dinding} \times t \times \gamma$beton

= 3 × 0,05 × 2,45

= 0,368 kN/m^3

50%Q = 50% × 0,368

= 0,184 kN/m^3

Besarnya beban mati yang bekerja pada dinding dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5.4 Beban Mati Dinding

Balok	H Tingkat (m)	H Balok (m)	H Dinding (m)	Tebal Dinding (m)	Berat Volume Dinding (kN/m^3)	Berat Dinding (kN/m)
B1A	3,5	0,5	3	0,05	2,45	0,184
B1B	3,5	0,5	3	0,05	2,45	0,184
B1C	3,5	0,5	3	0,05	2,45	0,184
B2	3,5	0,3	3,2	0,05	2,45	0,196
B3A	3,5	0,5	3	0,05	2,45	0,184
B3B	3,5	0,5	3	0,05	2,45	0,184
B4	3,5	0,7	2,8	0,05	2,45	0,172
B5	3,5	0,6	2,9	0,05	2,45	0,178
B6	3,5	0,4	3,1	0,05	2,45	0,190
B7A	3,5	0,4	3,1	0,05	2,45	0,190
B7B	3,5	0,4	3,1	0,05	2,45	0,190
B8	3,5	0,3	3,2	0,05	2,45	0,196
BA1	3,5	0,4	3,1	0,05	2,45	0,190
BA2	3,5	0,4	3,1	0,05	2,45	0,190
BA3	3,5	0,4	3,1	0,05	2,45	0,190
BA4	3,5	0,3	3,2	0,05	2,45	0,196
BK	3,5	0,5	3	0,05	2,45	0,184
Total beban mati dinding (Qd)						3,182

2. Beban hidup

   a. Lantai

   Berdasarkan SNI 1727:2013 besar beban hidup yang bekerja pada lantai dan atap dapat dilihat pada Tabel 5.5 dan Tabel 5.6 berikut.

Tabel 5.5 Beban Hidup Lantai

No.	Material	Beban
		kN/m^2
1	Unit rusun	2.40
2	Ruang Publik	4.79

Tabel 5.6 Beban Hidup Atap

No.	Material	Beban
		kN/m^2
1	Ruang Publik	4.79
2	*Equipment* MEP	11,97

3. Beban gempa

Pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM Yogyakarta merupakan pembangunan rumah tinggal bagi tenaga pendidik UGM yang berlokasi di Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta, dengan klasifikasi tanah di lokasi pembangunan termasuk jenis tanah sedang (SD). Perhitungan distribusi beban gempa yang bekerja pada gedung tersebut dapat dilihat berikut ini.

a. Kategori risiko bangunan dan faktor keutamaan gempa (I_e)

Berdasarkan jenis pemanfaatannya sesuai SNI 1726-2019, Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM Yogyakarta termasuk kategori risiko II dengan faktor keutamaan gempa I_e sebesar 1,0.

b. Nilai respon spektrum gempa

Berdasarkan SNI 03-1726-2019, nilai respon spektrum gempa dapat dimulai dari menentukan parameter percepatan gempa terpetakan pada periode pendek (S_s) dan periode 1 detik (S_1), parameter tersebut dapat diketahui dari gambar 3.13 dan 3.14. Kemudian, menentukan faktor amplifikasi getaran mengenai percepatan pada periode pendek (F_a) dan periode 1 detik (F_v) didapat berdasarkan tabel 3.9 dan 3.10. Selanjutnya menentukan parameter respon spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}), menggunakan persamaan 3.42 dan 3.43. Setelah itu, menentukan nilai parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) dengan persamaan 3.44 dan 3.45. Koefisien risiko terpetakan, periode spektrum respons 0,2 detik (C_{rs}) dan 1 detik (C_{r1}) dapat ditentukan mengacu pada gambar 18 dan 19 di SNI 03 1726-2019.

Faktor dan parameter respon spektrum gempa yang digunakan, nilai parameter percepatan spektral desain, dan Koefisien risiko terpetakan berturut- turut dapat dilihat pada Tabel 5.7, Tabel 5.8, dan Tabel 5.9 berikut.

Tabel 5.7 Faktor dan Parameter Respon Spektrum Gempa

Faktor dan Parameter Respon Spektrum Gempa	
S_S	1,105
S_1	0,4993
F_a	1,058
F_V	1,8007
S_{MS}	1,169
S_{M1}	0,90

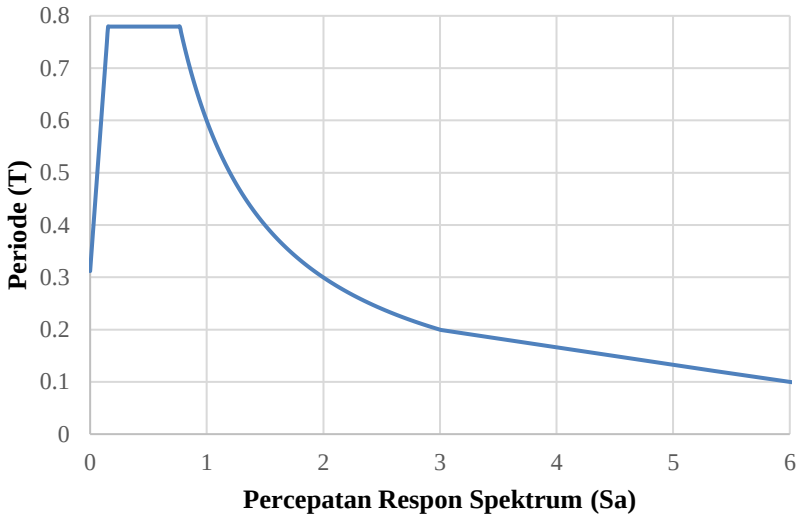
Tabel 5.8 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter Percepatan Spektral Desain	
S_{DS}	0,78
S_{D1}	0,60

Tabel 5.9 Koefisien Risiko Terpetakan

Koefisien Risiko Terpetakan	
C_{rs}	0,95
C_{r1}	0,95
S_{DSr}	0,740
S_{D1r}	0,569

Grafik respon spektrum yang digunakan dapat ditinjau pada Gambar 5.3 berikut.



Gambar 5.3 Grafik Respon Spektrum

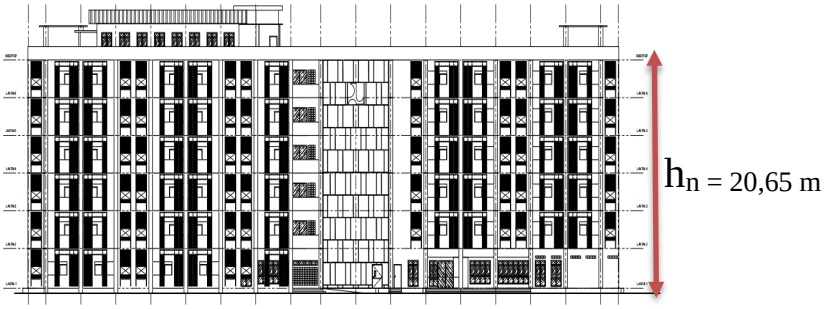
c. Kategori desain seismik

Mengacu pada Tabel 3.11 dan 3.12 kategori desain seismik ditentukan berdasarkan nilai parameter percepatan spektral desain pada periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}). Maka kategori desain seismik pada SDS dan SD1 diperoleh kategori D.

d. Periode struktur bangunan (T)

1) Periode fundamental pendekatan (T_a)

Dengan tinggi total bangunan sekitar 20,65 m dengan tipe struktur yang digunakan berupa rangka beton pemikul momen, maka diperoleh nilai C_t dan x berdasarkan Tabel 3.13. Berikut merupakan perhitungan nilai periode fundamental pendekatan (T_a).



Gambar 5.4 Nilai h_n

(Sumber: DED Arsitektur Rusun Tendik UGM)

$T_a = C_t \times h_n^x$

$= 0{,}0466 \times 20{,}65^{0{,}9}$

$= 0{,}711$ detik

Nilai T_a tersebut lalu dibandingkan dengan nilai transisi periode panjang (T_L). Berdasarkan aplikasi desain spektra indonesia didapatkan nilai transisi perode panjang (T_L) sebesar 6 detik.

2) Periode *computed* (T_C)

Periode *computed* didapatkan dari hasil analisis SAP2000 dan didapatkan hasil sebesar 0,9943 detik.

3) Periode (T)

Dari Tabel 3.14 Nilai koefisien batas atas (Cu) untuk $S_{D1} = 0{,}60$ adalah sebesar 1,4 sehingga periode (T) dapat dihitung sebagai berikut.

$T = Ta \times Cu$

$= 0{,}711 \times 1{,}4$

$= 0{,}9954$ detik

Dari perhitungan diatas diketahui bahwa nilai $T_a < T_c < T_a$. Cu sehingga periode (T) yang digunakan adalah sama dengan periode *computed* (T_C) yaitu 0,9943 detik.

e. Gaya geser dasar seismik (V)

Dalam SNI 03-1726-2019 tertuang bahwa nilai gaya geser dasar seismik (V) dapat diperoleh dengan cara sebagai berikut.

$V = C_S \times W$

Hasil analisis SAP2000 didapatkan berat struktur bangunan (W) sebesar 62.788,196 kN. Adapun nilai C_S dihitung dengan cara sebagai berikut.

$$C_S = \frac{SDS}{(\frac{R}{Ie})}$$
$$= \frac{0,740}{(\frac{7}{1})}$$
$$= 0,1058$$

Oleh karena nilai periode fundamental pendekatan (Ta) lebih kecil dari nilai transisi periode panjang (T_L) maka nilai C_S diatas tidak perlu melebihi C_S maksimum yang dihitung berdasarkan Persamaan 3.48 berikut.

$$C_{S\ MAX} = \frac{SDS}{T \times (\frac{R}{Ie})}$$
$$= \frac{0,569}{0,994 \times (\frac{7}{1})}$$
$$= 0,082$$

Dan diharuskan tidak kurang dari Persamaan 3.50 berikut ini.

$$C_{S\ MIN} = 0,044 \,.\, S_{DS} \,.\, I_e \geq 0,01$$
$$= 0,044 \,.\, 0,74 \,.\, 1$$
$$= 0,033$$

Maka selanjutnya gaya geser dasar seismik dapat dihitung sebagai berikut.

V = $C_S \times W$

= 0,082 × 62.788,196

= 5.136,809 kN

f. Cek gaya geser dinamik dan statik ekuivalen

Batas toleransi yang disyaratkan bahwa nilai gaya geser gempa dinamik (V_d) adalah tidak boleh kurang dari 85% nilai gempa statik (V_s).

$V_d > 0{,}85\ V_s$

Jika nilai gaya geser gempa dinamik (V_d) lebih kurang dari 85% nilai gempa statik (V_s) maka berikutnya harus dikalikan dengan faktor skala sebagai berikut.

Faktor skala $= \frac{0{,}85 \times Vs}{Vd} \geq 1$

Pengecekan gaya geser gempa dinamik (V_d) dan gempa statik (V_s) dapat dilihat pada Gambar 5.5 dan Tabel 5.10 berikut.

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Ex	LinRespSpe(	Max	**4428.483**	0.954	2.781	24.9819	65477.0897	67282.4747
Ey	LinRespSpe(	Max	0.954	**5144.169**	43.273	79179.9719	1525.1621	175650.529

Gambar 5.5 Hasil *Output* Gaya Geser Dinamik pada SAP2000

Tabel 5.10 Pengecekan Gaya Geser Gempa Dinamik (V_d) dan Statik (V_s)

	R_{SX}	R_{SY}
Skala Awal	1,401	1,401
Dinamik (kN)	4.428,483	5.144,169
Simbol	>	>
Statik (kN) (0,85 . Vs)	4.366,288	4.366,288
Keterangan (Vd < 0,85 Vs)	OK	OK

g. Distribusi gaya geser horizontal (F_i)

Besar distribusi gara geser horizontal (F_i) setiap lantai dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.51. Berikut rekapitulasi distribusi gara geser horizontal (Fi) dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut ini.

Tabel 5.11 Gaya Horizontal Gempa Ekivalen Statik

	Tinggi	**Berat**	**H^k**	**$W_i . H^k$**	$\frac{Wi . H^k}{\sum Wi . H^k}$	**F_i = $(\frac{Wi . H^k}{\sum Wi . H^k}) \times V$**
	H (m)	**W_i (kN)**	**(m)**	**kNm**		
Atap	20.65	7.757,679	426,423	3.308.048,873	0,422	2.168,114
5	17.2	6.884,382	295,840	2.036.675,571	0,260	1.334,849
4	13.8	6.899,386	190,440	1.313.919,070	0,168	861,150
3	10.4	6.899,386	108,160	746.237,590	0,095	489,088
2	7	6.899,386	49,000	338.069,914	0,043	221,573
1	3.6	7.303,309	12,960	94.650,885	0,012	62,035
∑				7.837.601,902		

5.3 *Input* dan *Output* Program SAP2000

Berdasarkan analisis permodelan struktur diatas, peneliti akan meninjau *frame* 74 dikarenakan gaya-gaya dalam yang terjadi pada *frame* tersebut dalam kondisi maksimum, sehingga dapat dijadikan acuan pada analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi. Hasil *output* analisis pembebanan dari program SAP2000 pada bangunan rumah susun tenaga pendidik UGM Yogyakarta dengan struktur 6 lantai dan total tinggi bangunan keseluruhan sekitar 20,65 m, didapatkan gaya-gaya dalam yang terjadi pada *frame* 74 sebagai berikut.

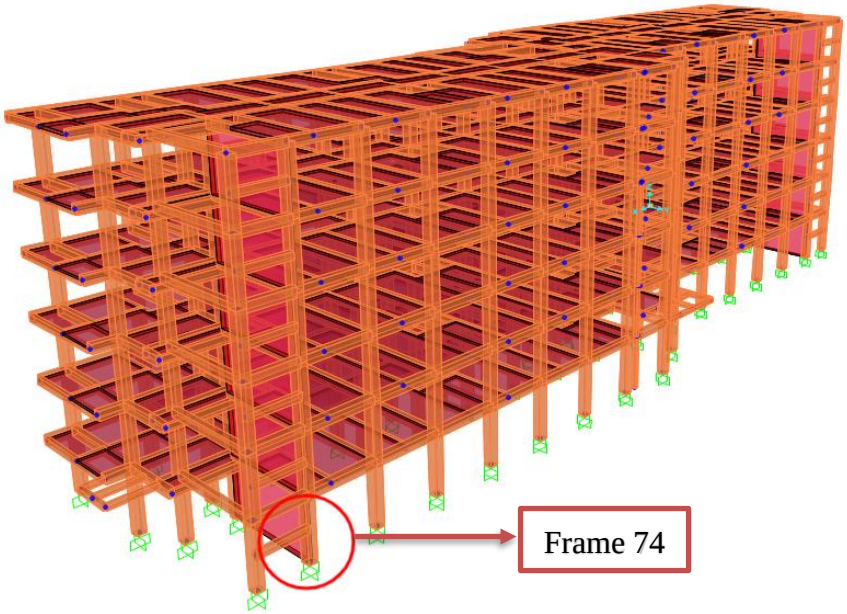
Beban aksial (P) = 3.168,309 kN

Gaya geser (Vx) = 44,349 kN

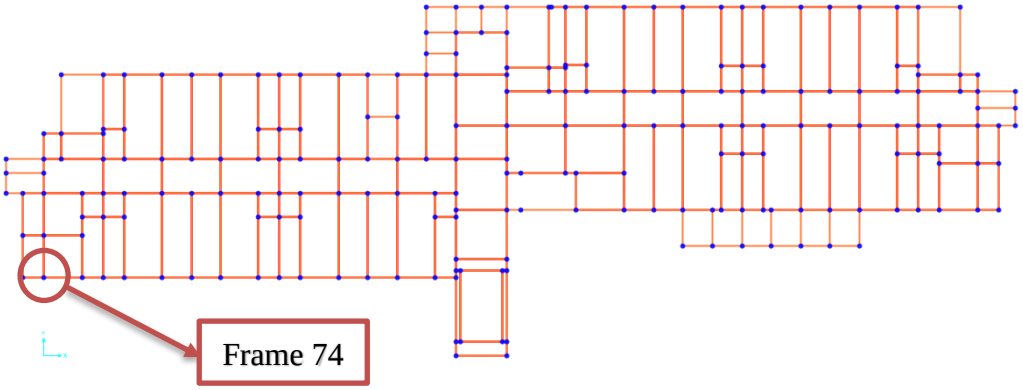
Gaya geser (Vy) = 21,724 kN

Momen arah x (Mx) = 643,633 kNm

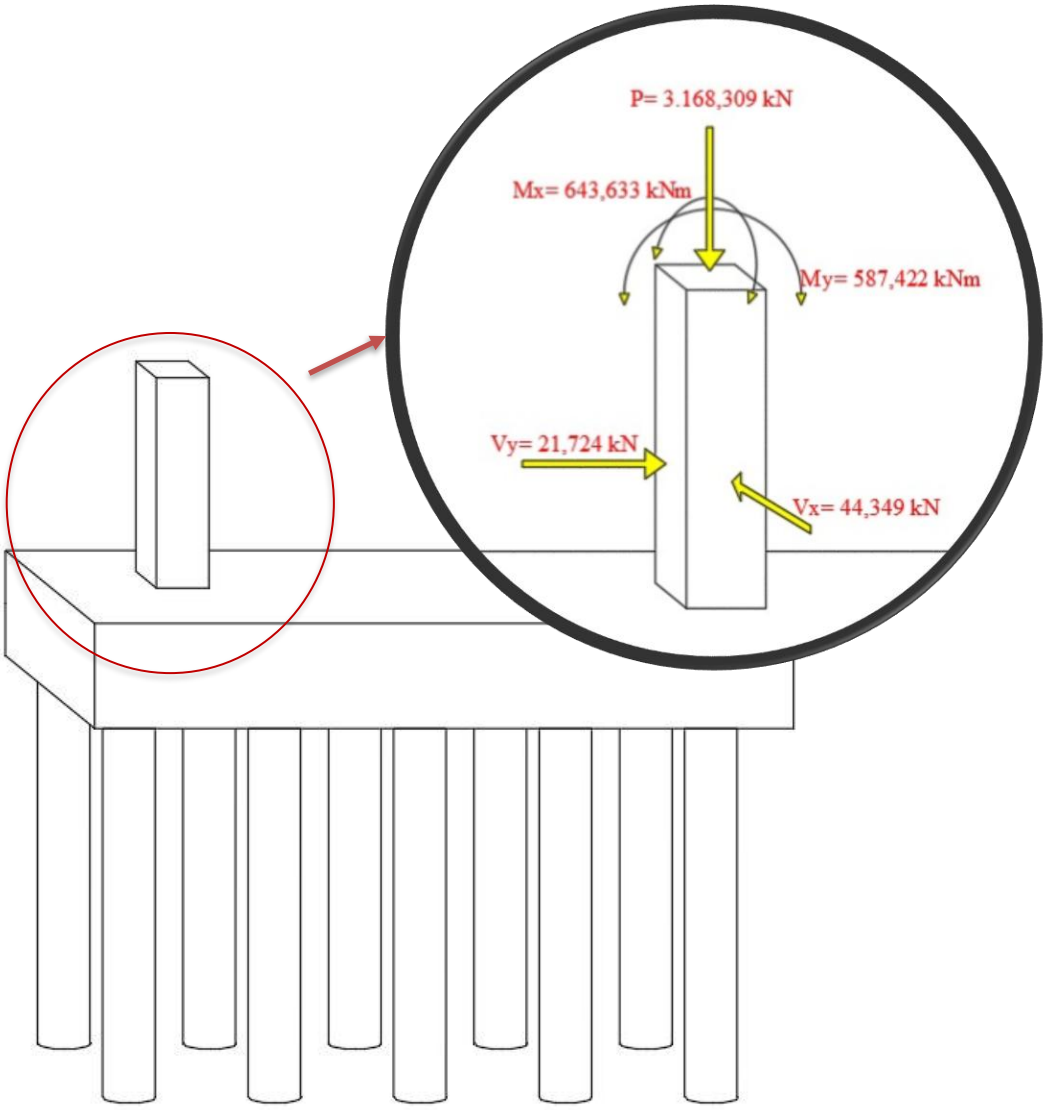
Momen arah y (My) = 587,422 kNm



Gambar 5.6 Permodelan SAP2000



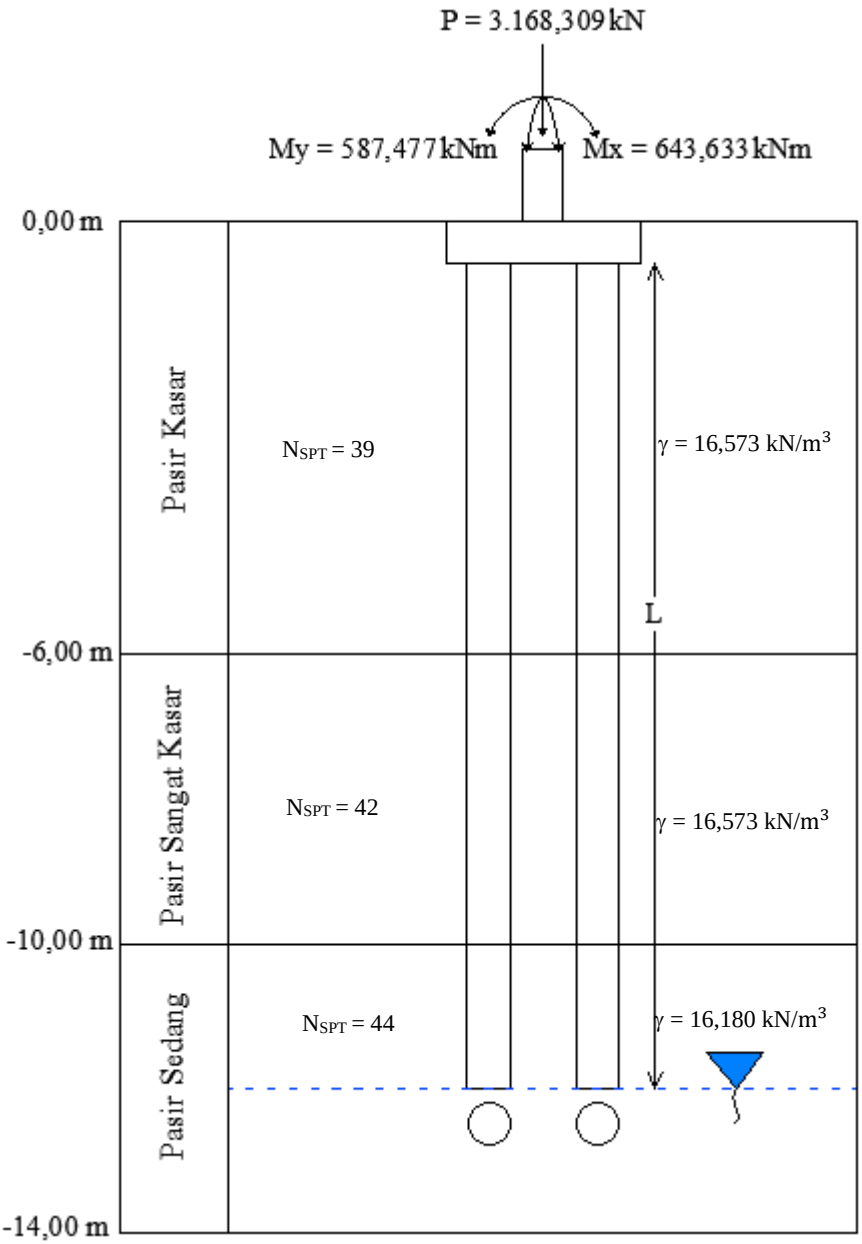
Gambar 5.7 *Frame* 74 yang ditinjau



Gambar 5.8 Permodelan Fondasi Tiang

5.4 Pemodelan Fondasi Tiang Bor

Dari analisis pemodelan struktur sebelumnya menggunakan *software* SAP2000 didapatkan hasil beban aksial, momen x dan momen y masing-masing sebesar 3.168,309 kN, 643,633 kNm dan 587,477 kNm. Desain fondasi tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut.



Gambar 5.9 Pemodelan Beban pada Fondasi Tiang Bor

5.5 Data Karakteristik Tanah

Pada proyek pembangunan Gedung Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM Yogyakarta dilakukan penyelidikan tanah dengan metode pengujian *Standard Penetration Test* (SPT). Pengujian dilakukan pada titik BH1 dan dapat dilihat hasilnya pada Tabel 5.12 berikut.

Tabel 5.12 Data *Standard Penetration Test* (SPT) Titik BH1

Kedalaman (m)	N_1	Jenis Tanah	Kepadatan Relatif
0			
2	26	Pasir kasar	Padat
4	36	Pasir kasar	Padat
6	39	Pasir	Padat
8	41	Pasir kasar	Padat
10	42	Pasir	Padat
12	42	Pasir Sedang	Padat
14	44	Pasir Sedang	Padat
16	47	Pasir Kasar	Padat
18	53	Pasir Kasar	Sangat padat
20	54	Pasir Kasar	Sangat padat
22	57	Batu pasir	Sangat padat
24	58	Batu pasir	Sangat padat
25	59	Batu pasir	Sangat padat

(Sumber: Laporan Penyelidikan Tanan Rusun Tendik UGM)

5.6 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Lapangan

Analisis daya dukung fondasi *existing* berupa tiang bor dihitung menggunakan metode *Meyerhof* dan *Reese & Wright* dengan ukuran diameter 0,6 m dan panjang tiang 12 m dapat dilihat dibawah ini.

5.6.1 Metode *Meyerhof*

1. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p)

   Di lokasi pengujian bor titik BH1 pada kedalaman 25,00 m harga N_{SPT} yang digunakan dalam perhitungan daya dukung tiang ini diambil nilai rata-rata 1D diatas dasar tiang dan 2D di bawah dasar tiang.

Tabel 5.13 Nilai N_{60}' Rata-rata

Kedalaman (m)	N_{60}' (koreksi)	N_{60}' Rata-rata
11,4	38	38,6
13,2	39,2	

(Sumber: Laporan Perhitungan Struktur Rusun Tendik UGM)

A_p $= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}6^2$

$= 0{,}283\ m^2$

f_p $= 0{,}4 \times N_{60}' \times \frac{L}{d} \times \sigma_r \leq 4 \times N_{60}' \times \sigma_r$

$= 0{,}4 \times 38{,}6 \times \frac{12}{0{,}6} \times 100 \leq 4 \times 38{,}6 \times 100$

$= 30.880\ kN/m^2 \leq 15.440\ kN/m^2$

f_p pakai $= 15.440\ kN/m^2$

Q_p $= f_p \times A_p$

$= 15.440 \times 0{,}283$

$= 4.365{,}557\ kN$

2. Kapasitas dukung selimut tiang (Q_s)

   a. Lapisan 1 (kedalaman 0,00-6,00 m)

   Tinggi lapisan (L) = 6 m

   N_{60} lapisan 1 = 39 (Gambar 5.9)

   Luas Selimut Tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

   $= \pi \times 0{,}6 \times 6$

   $= 11{,}310\ m^2$

   f_s $= \frac{1}{100} \times \sigma_r \times N_{60}$

   $= \frac{1}{100} \times 100 \times 39$

   $= 39$

   Q_{s1} $= f_s \times A_s$

   $= 39 \times 11{,}310$

   $= 441{,}080\ kN$

b. Lapisan 2 (kedalaman 6,00-10,00 m)

Tinggi lapisan (L) = 4 m

N_{60} lapisan 2 = 42 (Gambar 5.9)

Luas Selimut Tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

$= \pi \times 0{,}6 \times 4$

$= 7{,}540\ m^2$

$f_s = \frac{1}{100} \times \sigma_r \times N_{60}$

$= \frac{1}{100} \times 100 \times 42$

$= 42$

$Q_{s2} = f_s \times A_s$

$= 42 \times 7{,}540$

$= 316{,}673$ kN

c. Lapisan 3 (kedalaman 10,00-12,00)

Tinggi lapisan (L) = 2 m

N_{60} lapisan 3 = 44 (Gambar 5.9)

Luas Selimut Tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

$= \pi \times 0{,}6 \times 2$

$= 3{,}770\ m^2$

$f_s = \frac{1}{100} \times \sigma_r \times N_{60}$

$= \frac{1}{100} \times 100 \times 44$

$= 44$

$Q_{s3} = f_s \times A_s$

$= 44 \times 3{,}770$

$= 165{,}876$ kN

d. Q_s total $= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3}$

$= 441{,}080 + 316{,}673 + 165{,}876$

$= 923{,}628$ kN

3. Kapasitas dukung *ultimate* tiang (Q_u)

$W_p = A_p \times L \times$ Berat jenis beton

$= 0{,}283 \times 12 \times 24$

= 81,430 kN

Q_u = $Q_p + Q_s - W_p$

= 4.365,557 + 923,628 – 81,430

= 5.207,755 kN

4. Kapasitas dukung ijin tekan tiang

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

= $\frac{5.207,755}{2,5}$

= 2.083,102 kN

5. Kapasitas dukung ijin tarik tiang

Q_{tarik} = $\frac{2}{3} Q_s + P$

= $\frac{2}{3}$ 923,628 + 3.168,309

= 3.784,061 kN

6. Jumlah tiang *existing*

n = $\frac{P}{Qall}$

= $\frac{3,168,309}{2.083,102}$

= 1,521 ≈ 2 tiang

S = 2,5 × D

= 2,5 × 0,6

= 1,5 m

5.6.2 Metode *Reese & Wright*

1. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p)

Berikut merupakan perhitungan kapasitas ujung tiang bor yang diketahui terletak pada tanah pasir padat.

N_{SPT} = 42 (Gambar 5.9)

q_p = 28 kg/cm^2 (Gambar 3.1 Tahanan Ujung *Ultimate* Tanah Non Kohesif (*Reese & Wright*)

= 2.745,862 kN/m^2

A_p $= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}6^2$

$= 0{,}283\ m^2$

Q_p $= q_p \times A_p$

$= 2.745{,}862 \times 0{,}283$

$= 776{,}374\ kN$

2. Kapasitas dukung selimut tiang (Q_s)

a. Lapisan 1 (kedalaman 0,00-6,00 m)

Tinggi lapisan (L) = 6

N_{SPT} lapisan 1 = 39 (Gambar 5.9)

f_s $= 1{,}15\ kg/cm^2$ (Gambar 3.2 Hubungan Tahanan Selimut *Ultimate* terhadap N_{SPT})

$= 112{,}776\ kN/m^2$

Keliling tiang (P) $= \pi \times D$

$= \pi \times 0{,}6$

$= 1{,}885\ m$

Q_{s1} $= f_s \times p \times l$

$= 112{,}776 \times 1{,}885 \times 6$

$= 1.275{,}472\ kN$

b. Lapisan 2 (kedalaman 6,00-10,00 m)

Tinggi lapisan (L) = 4

N_{SPT} lapisan 2 = 42 (Gambar 5.9)

f_s $= 1{,}25\ kg/cm^2$ (Gambar 3.2)

$= 122{,}583\ kN/m^2$

Keliling tiang (P) $= \pi \times D$

$= \pi \times 0{,}6$

$= 1{,}885\ m$

Q_{s2} $= f_s \times p \times l$

$= 122{,}583 \times 1{,}885 \times 4$

$= 924{,}255\ kN$

c. Lapisan 3 (kedalaman 10,00-12,00 m)

Tinggi lapisan (L) = 2

N_{SPT} lapisan 3 = 44 (Gambar 5.9)

f_s = 1,30 kg/cm^2 (Gambar 3.2)

= 127,486 kN/m^2

Keliling tiang (P) = $\pi \times D$

= $\pi \times 0,6$

= 1,885 m

Q_{s3} = $f_s \times p \times l$

= 127,486 × 1,885 × 2

= 480,613 kN

d. Q_s total = $Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3}$

= 1.275,472 + 924,255 + 480,613

= 2.680,339 kN

3. Kapasitas dukung *ultimate* tiang (Q_u)

W_p = $A_p \times L \times$ Berat jenis beton

= 0,283 × 12 × 24

= 81,430 kN

Q_u = $Q_p + Q_s - W_p$

= 776,374 + 2.680,339 – 81,439

= 3.375,284 kN

4. Kapasitas dukung ijin tekan tiang

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

= $\frac{3.375,284}{2,5}$

= 1.350,113 kN

5. Kapasitas dukung ijin tarik tiang

Q_{tarik} = $\frac{2}{3} Q_s + P$

= $\frac{2}{3}$ 2.680,339 + 3.168,309

= 4.955,202 kN

6. Jumlah tiang *existing*

n $= \frac{P}{Qall}$

$= \frac{3{,}168{,}309}{1.350{,}113}$

$= 2{,}347 \approx 4$ tiang

S $= 2{,}5 \times D$

$= 2{,}5 \times 0{,}6$

$= 1{,}5$ m

Menggunakan cara yang sama didapatkan hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor diameter 0,6 m yang dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut

Tabel 5.14 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung *Bored Pile*

Metode	Meyerhof	Reese & Wright
Q_p (kN)	4.365,557	776,374
Q_s (kN)	923,628	2.680,339
Q_u (kN)	5.207,755	3.375,284
Q_{all} (kN)	2.083,102	1.350,113
Jumlah tiang (n)	2	4

5.7 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang

Analisis kapasitas dukung fondasi tiang pancang dihitung menggunakan metode *Poulos & Davis* dan *Meyerhof* dengan variasi diameter 0,45 m, 0,5 m dan 0,6 m dengan panjang tiang 12 m.

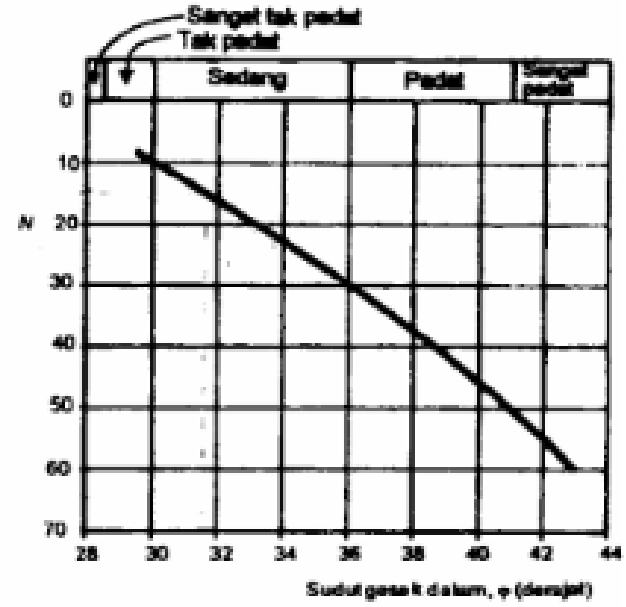
5.7.1 Metode *Poulos & Davis*

Direncanakan fondasi tiang pancang menggunakan variasi diameter 0,45 m dengan kedalaman tiang berada 12 m di dalam tanah.

1. Menghitung daya dukung ujung tiang (Q_b)

Kd = 2 (Tabel 3.3)

N_{SPT} = 42



Gambar 5.10 Hubungan φ dan N_{SPT} (Peck dkk. 1974)

(Sumber: Peck dkk. 1974 dalam Hardiyatmo 2010)

Dari gambar tersebut dapat diketahui hubungan nilai N_{SPT} dan φ' yang mana apabila nilai N_{SPT} pada kedalaman 12 m sebesar 42 maka dapat diperoleh nilai φ' sebesar 39º.

φ' = 39º (Gambar 5.10)

$\varphi = \frac{1}{2}(\varphi' + 40)$

$= \frac{1}{2}(39 + 40)$

$= 39{,}5^{o}$

$A_b = \frac{1}{4}\pi D^2$

$= \frac{1}{4}\pi\ 0{,}45$

$= 0{,}159\ m^2$

Z_c/d = 12 (Gambar 3.5)

$Z_c = 12 \times 0{,}45$

$= 5{,}4$ m

$L/d = \frac{12}{0{,}45}$

$= 26{,}667$

N_q = 143 (Gambar 3.4)

p_b' = 5,4 × 16,573

= 89.495 kN/m^2

Q_b = $A_b.P_b'.N_q$

= 0,159 × 89.495× 143

= 2.035,411 kN

f_b = $\frac{Qb}{Ab}$

= $\frac{2.035,411}{0,159}$

= 12.797,855 kN/m^2

Cek terhadap batasan tahanan ujung satuan maksimum,

f_b < 15.000 kN/m^2

12.797,855 kN/m^2 < 15.000 kN/m^2 (OK)

2. Menghitung kapasitas dukung selimut tiang (Q_s)

A_s = π.d

= π × 0,45

= 1,414 m

N_{SPT} = 26

φ' = 34,5 (Gambar 5.10)

φ = $\frac{3}{4}$ φ' + 10

= $\frac{3}{4}$ 34,5 + 10

= 35,875

Kd tg δ' = 2 tg 35,875

= 1,446º

Rekapitulasi perhitungan Kd tg δ' selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.15 berikut.

Tabel 5.15 Tab Rekapitulasi Nilai φ

d (m)	Nspt	φ'	φ	Kd tg δ'
2	26	34,5	35,875	1,446
4	36	37,5	38,125	1,570
6	39	38,25	38,687	1,602
8	41	38,5	38,875	1,612
10	42	39	39,25	1,634
12	42	39	39,25	1,634

f_s = Kd.tgδ.p_o,

f_{s1} = 1,602 × 0,5 × 89.495

= 71,667 kN/m^2

Cek terhadap batasan tahanan gesek satuan maksimum:

f_{s1} < 107 kN/m^2

71,667 kN/m^2 < 107 kN/m^2 (OK)

Maka f_{s1} pakai adalah 71,667 kN/m^2

Q_{s1} = $L_{lapisan}$.A_s.f_s

= 5,4 × 1,414 × 71,667

= 547,114 kN

Rekapitulasi perhitungan Q_s selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.16 berikut.

Tabel 5.16 Perhitungan Nilai Q_s

L (m)	As (m)	f_s pakai (kN/m^2)	Q_s (kN)
5,4	1,414	71,667	547,114
0,6	1,414	107	90,761
4	1,414	107	605,071
2	1,414	107	302,535
Total			1.545,480

3. Kapasitas dukung maksimum (*Ultimate*)

$W_p = A_b \times L_{tiang} \times bj$

$= 0{,}159 \times 12 \times 24$

$= 45{,}804$ kN

$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$

$= 2.035{,}411 + 1.545{,}480 - 45{,}804$

$= 3.535{,}087$ kN

4. Kapasitas dukung ijin tekan tiang

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

$= \frac{3.535{,}087}{2{,}5}$

$= 1.414{,}035$ kN

5. Kapasitas dukung ijin tarik tiang

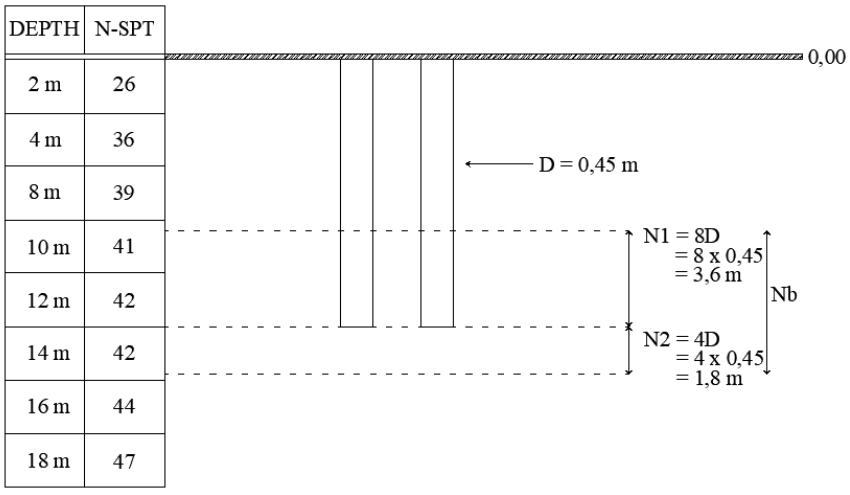
$Q_{tarik} = \frac{2}{3} Q_s + P$

$= \frac{2}{3} 1.545{,}480 + 3.168{,}309$

$= 4.198{,}629$ kN

5.7.2 Metode *Meyerhof*

Direncanakan ulang fondasi tiang pancang menggunakan variasi diameter 0,45 m dengan kedalaman tiang berada 12 m di dalam tanah. Perhitungan nilai N1 dan N2 pada tiang tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.11 berikut.



Gambar 5.11 N_b pada Metode *Meyerhof* Tiang Pancang Diameter 0,45 m

$$Nb = \frac{(1{,}6\times42)+(2\times42)+(1{,}8\times44)}{1{,}6+2+1{,}8}$$

$$= \frac{230{,}4}{5{,}4}$$

$$= 42{,}667$$

1. Menghitung tahanan ujung tiang (Q_p)

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}45^2$$

$$= 0{,}159\ m^2$$

$$Q_p = 40 \times Nb \times A_p \times \frac{L}{D} \leq A_p \times 400 \times Nb$$

$$= 40 \times 42{,}667 \times 0{,}159 \times \frac{12}{0{,}45} \leq 0{,}159 \times 400 \times 42{,}667$$

$$= 7.238{,}229\ kN \leq 2.714{,}336\ kN$$

$$= 2.714{,}336\ kN$$

2. Menghitung tahanan selimut tiang (Q_s)

$$P = \pi \times D$$

$$= \pi \times 0{,}45$$

$$= 1{,}414\ m$$

$$Q_s = 2 \times p \times L_{tiang} \times N_{SPT}$$

$$= 2 \times 1{,}141 \times 12 \times 37{,}667$$

$$= 1.278\ kN$$

3. Menghitung tahanan maksimum (Q_u)

$$Wp = Ap \times L \times \text{Berat jenis beton}$$

$$= 0{,}159 \times 12 \times 24$$

$$= 45{,}804\ kN$$

$$Q_u = Q_p + Q_s - Wp$$

$$= 2.714{,}336 + 1.278 - 45{,}804$$

$$= 3.946{,}532\ kN$$

4. Kapasitas dukung ijin tekan tiang

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

$$= \frac{3.946{,}532}{2{,}5}$$

= 1.578,613 kN

5. Kapasitas dukung ijin tarik tiang

Q_{tarik} $= \frac{2}{3}$ Qs + P

$= \frac{2}{3}$ 1.278 + 3.168,309

= 4.020,309 kN

5.8 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Tiang

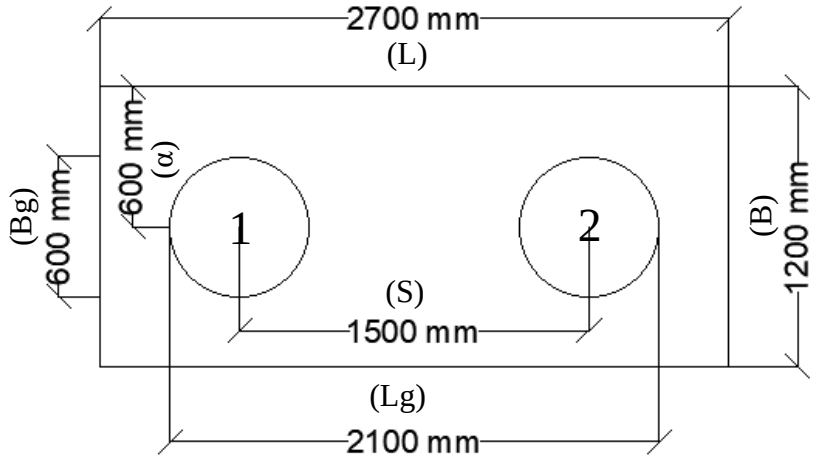
Untuk mendapatkan nilai kapasitas dukung fondasi kelompok tiang terlebih dahulu menentukan konfigurasi tiang berikut jumlah tiang hingga menentukan dimensi *pile cap* untuk mendapatkan nilai efisiensi tiang tersebut.

5.8.1 Analisis Kelompok Fondasi Tiang Bor Lapangan

Dari perhitungan sebelumnya, diperoleh nilai kapasitas dukung ijin (Q_{all}) tiang bor tunggal menggunakan metode Meyerhoff adalah sebesar 2.083,102 kN.

1. Susunan tiang kelompok

   Berikut merupakan desain fondasi tiang bor di lapangan dapat dilihat pada Gambar 5.12 Berikut.



Gambar 5.12 Susunan Kelompok Fondasi Tiang Bor

Dari gambar tersebut maka diperoleh data sebagai berikut.

α = 0,6 m

s = 1,5 m

B_g = 0,6 m

L_g = 2,1 m

B = 1,2 m

L = 2,7 m

2. Kapasitas dukung kelompok tiang bor

Kapasitas dukung kelompok tiang pancang dengan memperhatikan efisiensi kelompok tiang berdasarkan persamaan yang disarankan oleh *Converse-Labarre Formula* adalah sebagai berikut.

$\theta = \text{arc tan } (\frac{D}{S})$

$= \text{arc tan } (\frac{0,6}{1,5})$

$= 21,801^o$

$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90.m.n'}$

$= 1 - 21,801 \frac{(1-1)2+(2-1)1}{90.2.1}$

$= 0,879$

$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g$

$= 3 \times 1.934,191 \times 0,879$

$= 3.661,598$ kN

3. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Contoh perhitungan kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen pada tiang pertama adalah sebagai berikut.

x_i = 0 m

y_i = 0,75 m

x^2 = 0 m^2

$y^2 = 0,75^2$

= 0,563 m^2

$\sum x^2$ = 0 m^2

$\sum y^2$ = 1,125 m^2

$\frac{P}{n} = \frac{3.168,309}{2}$

= 1.584,155 kN

$\frac{Mx \times yi}{\sum y^2} = \frac{643{,}633 \times 0{,}75}{1{,}125}$

$= 429{,}089$ kN

$\frac{My \times xi}{\sum x^2} = 0$ kN

$Pi = \frac{P}{n} + \frac{Mx \times yi}{y^2} + \frac{My \times xi}{x^2}$

$= 1.584{,}155 + 429{,}089 + 0$

$= 2.013{,}243$ kN

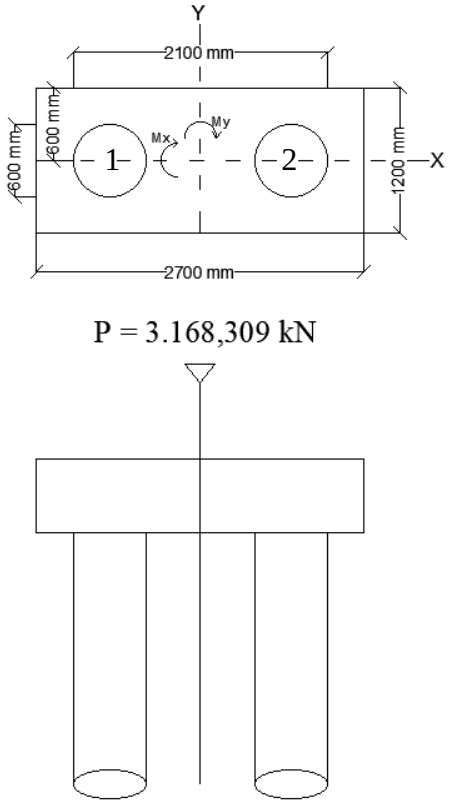
$P_i < P_{izin}$

2.013,243 kN < 2.083,102 kN (OK)

Beban aksial pada tiang 1 diperoleh sebesar 2.013,243 kN. Nilai tersebut lebih kecil dari kapasitas dukung yang diizinkan (Q_{all}) yaitu sebesar 2.083,102 kN, maka tiang 1 dinyatakan aman dan memenuhi syarat. Rekapitulasi kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut.

Tabel 5.17 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang

	x_i	y_i	x^2	y^2	$\frac{P}{n}$	$\frac{Mx \times yi}{\sum y^2}$	$\frac{My \times xi}{\sum x^2}$	P_i	Kondisi
	m	m			kN	kN	kN	kN	Pi<Pizin
1	0	0,75	0	0,563	1.584,155	429,089	0	2.013,243	AMAN
2	0	-0,75	0	0,563	1.584,155	-429,089	0	1.155,066	AMAN
			0	1,125					



Gambar 5.13 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Bor

Dari hasil analisis dan kontrol masing-masing (P_i) setelah diberikan beban didapatkan nilai P_i lebih kecil dari P_{izin} atau Q_{all} sebesar 2.083,102 kN sehingga fondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

5.8.2 Analisis Kelompok Fondasi Tiang Pancang

1. Jumlah tiang pancang

$$n = \frac{P}{Qall}$$

$$= \frac{3.168,309}{1.414,035}$$

$$= 2,241 \approx 3 \text{ tiang}$$

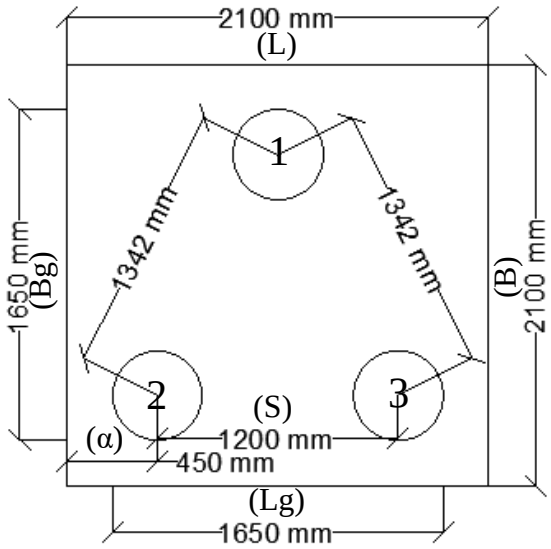
Jarak antar tiang

$$S = 2,5 \times D$$

$$= 2,5 \times 0,45$$

$$= 1,125 \text{ m}$$

Desain susunan rencana fondasi kelompok tiang pancang diameter 0,45 m dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut.



Gambar 5.14 Susunan Kelompok Fondasi Tiang Pancang

Dari gambar tersebut diperoleh data sebagai berikut.

α = 1,2 m

S = 0,45 m

B_g = 1,65 m

L_g = 1,65 m

B = 2,1 m

L = 2,1 m

2. Kapasitas dukung kelompok tiang pancang

Kapasitas dukung kelompok tiang pancang dapat dihitung dengan memperhatikan efisiensi kelompok tiang berdasarkan persamaan yang disarankan oleh *Converse-Labarre Formula* adalah sebagai berikut.

n = 2 (jumlah tiang dalam satu baris)

m = 2 (jumlah baris tiang)

$\theta = \text{arc tg } \frac{D}{S}$

$= \text{arc tg } \frac{0,45}{1,125}$

$= 21,801^o$

$E_g = 1 - \theta \left(\frac{(n-1)xm+(m-1)xn}{90xmxn}\right)$

$= 1 - 21,801 \left(\frac{(2-1)x2+(2-1)x2}{90x2x2}\right)$

$= 0{,}758$

$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g$

$= 3 \times 1.414{,}035 \times 0{,}758$

$= 3.214{,}506$ kN

3. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Contoh perhitungan kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen pada tiang pertama adalah sebagai berikut.

$x_i = 0$ m

$y_i = 0{,}6$ m

$x^2 = 0$

$y^2 = 0{,}6^2$

$= 0{,}360$ m^2

$\sum x^2 = 0{,}720$ m^2

$\sum y^2 = 1{,}080$ m^2

$\frac{P}{n} = \frac{3.168{,}309}{3}$

$= 1.056{,}103$ kN

$\frac{Mx \times yi}{\sum y^2} = \frac{643{,}633 \times 0{,}6}{1{,}080}$

$= 357{,}574$ kN

$\frac{My \times xi}{\sum x^2} = 0$ kN

$Pi = \frac{P}{n} + \frac{Mx \times yi}{y^2} + \frac{My \times xi}{x^2}$

$= 1.056{,}103 + 357{,}574 + 0$

$= 1.413{,}677$ kN

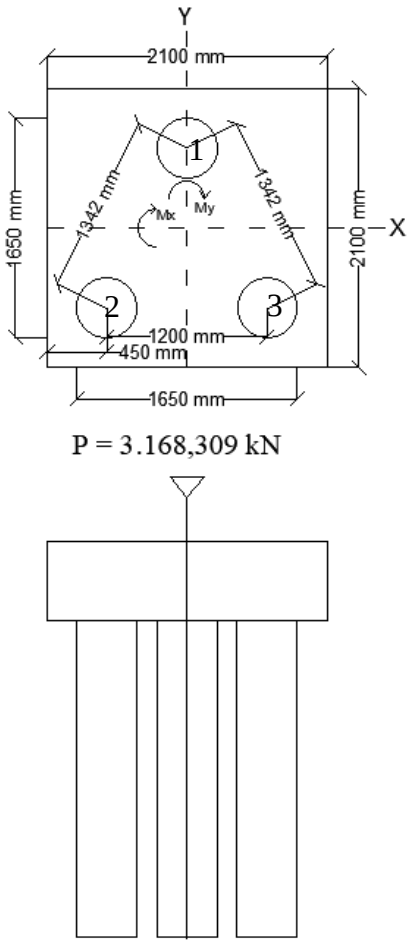
$P_i < P_{izin}$

$1.413{,}677$ kN $< 1.414{,}035$ kN (OK)

Beban aksial pada tiang 1 diperoleh 1.413,677 kN. Nilai tersebut lebih kecil dari kapasitas dukung yang diizinkan (Q_{all}) yaitu 1.414,035 kN, maka tiang 1 dinyatakan aman dan memenuhi syarat. Rekapitulasi kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang

	x_i	y_i	x^2	y^2	$\frac{P}{n}$	$\frac{Mx \times yi}{\sum y^2}$	$\frac{My \times xi}{\sum x^2}$	P_i	Kondisi
	m	m			kN	kN	kN	kN	Pi<Pizin
1	0	0,6	0	0,360	1.056,103	357,574	0	1.413,677	AMAN
2	-0,6	-0,6	0,360	0,360	1.056,103	-357,574	-489,518	209,011	AMAN
3	0,6	-0,6	0,360	0,360	1.056,103	-357,574	489,518	1.188,047	AMAN
			0,720	1,080					



Gambar 5.15 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang

Dari hasil analisis dan kontrol masing-masing (P_i) setelah diberikan beban didapatkan nilai P_i lebih kecil dari P_{izin} atau Q_{all} sebesar 1.414,035 kN sehingga fondasi tiang pancang aman terhadap beban rencana.

5.9 Analisis Penurunan Fondasi Tiang

5.9.1 Analisis Penurunan Tiang Tunggal

Perhitungan penurunan fondasi tiang pancang tunggal dengan variasi dimensi 0,45 m dapat dilihat sebagai berikut.

P = 3168,309 kN

Panjang tiang pancang (L) = 12 m

Modulus Elastisitas beton (Ep) = $4700 \times \sqrt{f'c}$

= $4700 \times \sqrt{30}$

= 25.742,960 Mpa

= 25.742.960,2 kN/m^2

Modulus elastisitas tanah (Es) = 500 kg/cm^2(Tabel 3.5)

= 500 × 98,0665

= 49.033,250 kN/m^2

Poisson ratio (μ) = 0,15 (Tabel 3.4)

K $= \frac{Ep}{Es}$

$= \frac{25.742.960,2}{49.033,250}$

= 525,010

db/d $= \frac{0,45}{0,45}$

= 1 (diameter atas dan ujung sama besarnya)

L/d $= \frac{12}{0,45}$

= 26,667

h/L $= \frac{12}{12}$

= 1

Eb/Es $= \frac{49.033,250}{49.033,250}$

= 1

Tiang pancang dianggap sebagai tiang yang memiliki daya dukung ujung, maka dari grafik Poulos & Davis (1980) didapatkan beberapa parameter yang diperlukan sebagai berikut.

I_0 = 0,075 (untuk $\frac{L}{d}$ = 26,667, $\frac{db}{d}$ = 1) (Gambar 3.8)

R_k = 1,4 (untuk $\frac{L}{d}$ = 26,667, K = 525,010) (Gambar 3.9)

R_μ = 0,88 (untuk μ = 0,15, K = 525,010) (Gambar 3.11)

R_b = 0,55 (untuk $\frac{L}{d}$ = 26,667, $\frac{Eb}{Es}$ = 1) (Gambar 3.12)

I $= I_0 \times R_k \times R_b \times R_\mu$

= 0,075 × 1,4 × 0,88 × 0,55

= 0,051

$S = \frac{Q.I}{Es.d}$

$= \frac{3.168{,}309 \times 0{,}051}{49.033{,}250 \times 0{,}45}$

= 0,01 m

= 0,730 cm

5.9.2 Analisis Penurunan Tiang Kelompok

Penurunan fondasi kelompok tiang pancang variasi dimensi 0,45 m dapat ditentukan sebagai berikut.

B_g = 1,65 m

D = 0,45 m

S = 0,007 m

$S_i = S \cdot \sqrt{\frac{Bg}{D}}$

$= 0{,}007 \cdot \sqrt{\frac{1{,}65}{0{,}45}}$

= 0,014 m

= 1,397 cm

5.9.3 Penurunan yang Diizinkan

Penurunan yang diizinkan pada fondasi tiang pancang variasi dimensi 0,45 m dapat ditentukan sebagai berikut.

$S_{izin} = 15 + \frac{D}{600}$

$= 15 + \frac{45}{600}$

= 15,075 cm

5.10 Pembahasan

Fondasi merupakan bagian struktur yang memiliki peran penting dalam sebuah bangunan konstruksi. Fondasi berfungsi sebagai penopang utama dalam menerima beban dan meneruskannya ke lapisan tanah dibawahnya. Apabila terjadi kegagalan struktur maka dapat menyebabkan kerusakan struktur di atasnya dan tentunya akan menimbulkan bahaya yang mengancam nyawa. Oleh karena itu perencanaan fondasi menjadi salah satu hal yang paling diperhatikan dalam

merencanakan struktur bangunan konstruksi. Dikarenakan dalam perencanaannya fondasi perlu adanya pertimbangan pada beberapa hal, seperti beban struktur diatasnya, jenis tanah yang ada dilokasi, kedalaman tanah keras, dan lain sebagainya.

Pada proyek pembangunan rumah susun tenaga pendidik UGM Yogyakarta diketahui bahwa jenis tanah yang ada di lokasi adalah jenis tanah pasir sedang hingga kasar. Hal tersebut diketahui berdasarkan hasil penyelidikan tanah yang dilakukan di lokasi pembangunan. Penyelidikan tanah yang dilakukan meliputi pengujian sondir, pengujian SPT, dan pengujian di laboratorium. Setelah mendapatkan data-data yang diperlukan maka selanjutnya dapat dilakukan analisis perencanaan fondasi di lapangan.

Umumnya, fondasi akan dikatakan aman apabila memiliki kapasitas dukung yang lebih besar dari beban yang diterima dari struktur di atasnya. Perlu diperhatikan pula besarnya penurunan yang terjadi pada fondasi lebih kecil dari besar penurunan yang diizinkan.

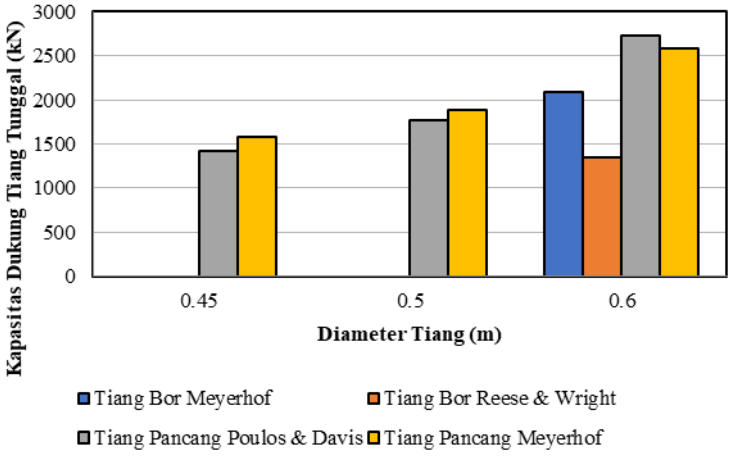
5.10.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal

Analisis kapasitas dukung fondasi tiang pancang dihitung menggunakan metode *Meyerhof* berdasarkan pengujian bor (SPT) di lapangan yang dilakukan pada titik BH-1 dengan panjang tiang 12 m dan diameter yang digunakan yaitu 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m. Adapun analisis kapasitas dukung pada fondasi *existing* (tiang bor) dilakukan dengan kedalaman yang sama 12 m dengan diameter 0,6 m sesuai dengan kondisi asli di lapangan.

Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung fondasi tiang tunggal dapat dilihat pada Tabel 5.19 dan Gambar 5.16 berikut.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal

Jenis Fondasi	Tiang Bor		Tiang Pancang					
	Meyerhof	Reese & Wright	Poulos & Davis			Meyerhof		
Diameter	0.6		0.45	0.5	0.6	0.45	0.5	0.6
Qp (kN)	4.365,557	776,374	2.035,411	2.733,484	4.622,244	2.714,336	3.351,032	4.825,486
Qs (kN)	923,628	2.680,339	1.545,480	1.758,950	2.290,860	1.278	1.420	1.704,000
Qu (kN)	5.207,755	3.375,284	3.535,087	4.435,885	6.831,673	3.946,532	4.714,483	6.448,056
Qall (kN)	2.083,102	1.350,113	1.414,035	1.774,354	2.732,669	1.578,613	1.885,793	2.579,222



Gambar 5.16 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tunggal

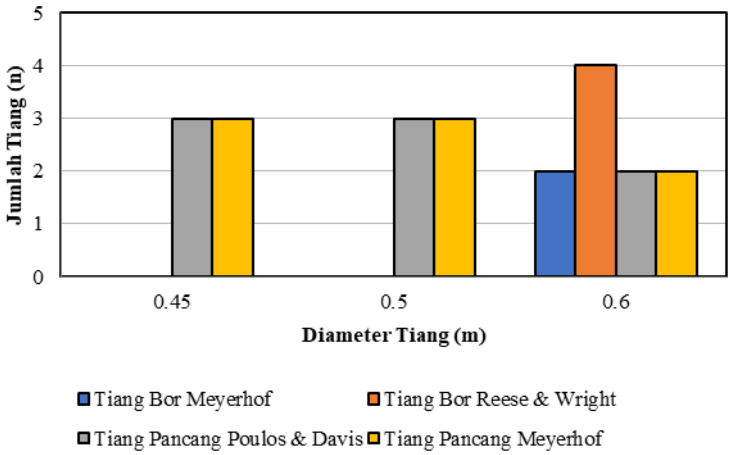
Berdasarkan Tabel 5.19 dan Gambar 5.16 dapat diketahui hasil analisis kapasitas dukung izin (Q_{all}) fondasi tiang bor (*existing*) dan fondasi tiang pancang tunggal. Besarnya kapasitas dukung izin (Q_{all}) tiang tunggal fondasi tiang bor (*existing*) untuk metode *Meyerhof* adalah sebesar 2.083,102 kN dan metode *Reese & Wright* sebesar 1.350,113 kN. Sedangkan kapasitas dukung izin (Q_{all}) fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m untuk metode *Poulos & Davis* didapatkan masing-masing sebesar 1.414,035 kN, 1.774,354 kN dan 2.732,669 kN dan untuk metode *Meyerhof* didapatkan masing-masing sebesar 1.578,613 kN, 1.885,793 kN, dan 2.579,222 kN.

5.10.2 Hasil Analisis Kebutuhan Jumlah Tiang Fondasi

Kebutuhan jumlah tiang fondasi *existing* (tiang bor) dan tiang pancang dapat dilihat pada Tabel 5.20 dan Gambar 5.17 berikut.

Tabel 5.20 Rekapitulasi Hasil Kebutuhan Jumlah Tiang Fondasi

Jenis Fondasi	Tiang Bor		Tiang Pancang					
	Meyerhof	Reese & Wright	Poulos & Davis			Meyerhof		
Diameter (m)	0,6		0,45	0,5	0,6	0,45	0,5	0,6
Q_p (kN)	2	4	3	3	2	3	3	2



Gambar 5.17 Perbandingan Kebutuhan Jumlah Tiang Fondasi

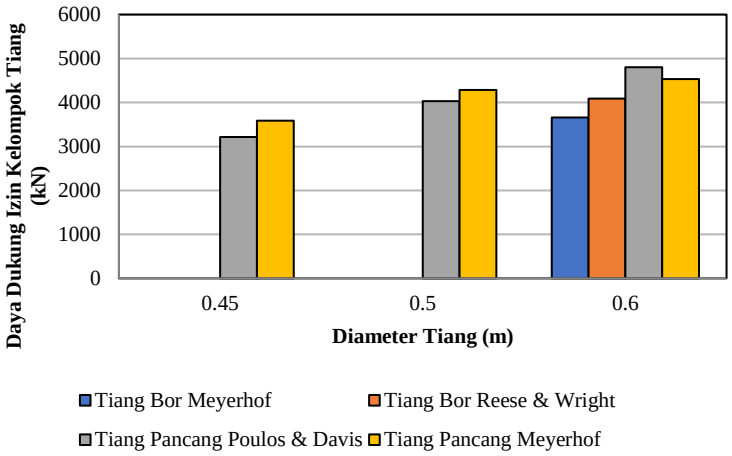
Dari Tabel 5.20 dan Gambar 5.17 diatas dapat diketahui hasil kebutuhan jumlah tiang fondasi tiang bor (*existing*) metode *Meyerhof dan* metode *Reese & Wright* sebanyak 2 dan 4 tiang. Untuk fondasi tiang pancang dengan diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m untuk metode *Poulos & Davis* dan metode *Meyerhof* didapatkan masing-masing sebesar 3, 3 dan 2 tiang.

5.10.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok

Setelah didapatkan hasil kapasitas dukung fondasi tunggal dan kebutuhan jumlah tiang (n) yang diperlukan dalam kelompok, maka selanjutnya dapat ditentukan besar kapasitas dukung fondasi kelompok (Q_g). Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung fondasi kelompok dapat dilihat pada Tabel 5.21 dan Gambar 5.18 berikut.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok

Jenis Fondasi	Metode	Diameter (m)	Q_g (kN)	P (kN)	Kontrol $P < Q_g$
Tiang Bor	Meyerhof	0,6	3.661,598	3.168,309	AMAN
	Reese & Wright	0,6	4.092,259	3.168,309	AMAN
Tiang Pancang	Poulos &Davis	0,45	3.214,506	3.168,309	AMAN
		0,5	4.033,615	3.168,309	AMAN
		0,6	4.803,383	3.168,309	AMAN
Tiang Pancang	Meyerhof	0,45	3.588,638	3.168,309	AMAN
		0,5	4.286,948	3.168,309	AMAN
		0,6	4.533,659	3.168,309	AMAN



Gambar 5.18 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok

Berdasarkan Tabel 5.21 dan Gambar 5.18 dapat diketahui hasil analisis kapasitas fondasi kelompok (Q_g). Pada tiang bor (*existing*) besarnya kapasitas dukung fondasi kelompok (Q_g) untuk metode *Meyerhof* adalah sebesar 3.661,598 kN dan metode *Reese & Wright* sebesar 4.092,259 kN. Sedangkan besarnya kapasitas dukung kelompok (Q_g) fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m untuk metode *Poulos & Davis* didapatkan masing-masing sebesar 3.214,506 kN, 4.033,615 kN, dan 4.803,383 kN dan untuk metode *Meyerhof* didapatkan masing-masing sebesar 3.588,638 kN, 4.286,948 kN, dan 4.533,659 kN. Nilai kapasitas dukung fondasi kelompok (Q_g) yang diperoleh sudah lebih besar dari beban aksial (P) yang terjadi pada struktur yaitu sebesar 3.168,309 kN, sehingga desain fondasi sudah aman.

5.10.4 Hasil Analisis Penurunan Tiang

Fondasi dapat saja mengalami penurunan, namun penurunan yang terjadi tidak boleh melebihi penurunan tiang yang diizinkan (S_{izin}). Beberapa faktor terjadinya penurunan pada fondasi dapat dipengaruhi oleh nilai beban yang bekerja, dimensi fondasi yang digunakan, konfigurasi dan jumlah kelompok tiang, jenis material fondasi, dan lain-lain. Hasil analisis penurunan fondasi tiang *existing* (tiang bor) dan tiang pancang dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Hasil Analisis Penurunan Fondasi

Jenis tiang	**Metode**	**D**	**S**	**S_g**	**S_{izin}**	**Kontrol**
		m	**m**	**cm**	**cm**	**S < S_{izin}**
Tiang Bor	Meyerhof	0,6	0,547	0,547	15,100	AMAN
	Reese & Wright	0,6	0,547	1,024	15,100	AMAN
Tiang Pancang	Poulos n Davis	0,45	0,730	1,397	15,075	AMAN
		0,5	0,657	1,246	15,083	AMAN
		0,6	0,547	0,547	15,100	AMAN
	Meyerhof	0,45	0,730	1,397	15,075	AMAN
		0,5	0,657	1,246	15,083	AMAN
		0,6	0,547	0,547	15,100	AMAN

Berdasarkan Tabel 5.22 dapat diketahui hasil penurunan yang terjadi pada fondasi tiang *existing* (tiang bor) dan tiang pancang. Pada tiang bor (*existing*) besarnya penurunan tiang kelompok (S_g) untuk metode *Meyerhof* adalah sebesar 0,547 cm dan metode *Reese & Wright* sebesar 1,024 cm. Sedangkan besarnya penurunan tiang kelompok (S_g) pada fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m untuk metode *Poulos & Davis* dan *Meyerhof* didapatkan hasil yang sama, yaitu masing-masing sebesar 1,397 cm, 1,246 cm, dan 0,547 cm.

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi pada Gedung Rumah Susun Tenaga Pendidik Universitas Gadjah Mada Yogyakarta dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut.

1. Hasil perhitungan kapasitas dukung fondasi kelompok (Q_g) pada Rusun Tendik UGM Yogyakarta, yang didesain ulang menggunakan fondasi tiang pancang dengan diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m berturut-turut pada perhitungan menggunakan metode *Poulos & Davis* yaitu 3.214,506 kN, 4.033,615 kN, dan 4.803,383 kN. Adapun pada perhitungan menggunakan metode *Meyerhof* diperoleh kapasitas dukung fondasi kelompok (Q_g) masing-masing sebesar 3.588,638 kN, 4.286,948 kN, dan 4.533,659 kN. Kedua hasil perhitungan kapasitas dukung fondasi kelompok (Q_g) tersebut sudah lebih besar dibandingkan dengan beban aksial yang bekerja pada gedung sehingga dapat dinyatakan aman dan memenuhi syarat,
2. Hasil perhitungan penurunan pada fondasi kelompok (S_g) pada Rusun Tendik UGM Yogyakarta, yang di desain ulang menggunakan fondasi tiang pancang dengan diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m pada perhitungan metode *Poulos & Davis* dan *Meyerhof* diperoleh hasil yang sama berturut-turut yaitu 1,397 cm, 1,246 cm, dan 0,547 cm. Nilai penurunan yang dihasilkan sudah lebih kecil dari nilai penurunan yang diizinkan, sehingga redesain fondasi secara keseluruhan sudah aman.
3. Hasil analisis menunjukkan bahwa nilai kapasitas dukung kelompok (Qg) pada metode *Meyerhof* dan metode *Reese & Wright* berturut-turut sebesar 3.661,598 kN dan 4.092,259 kN dengan nilai penurunan fondasi kelompok (S_g) berturut-turut sebesar 0,537 cm, dan 1,004 cm. Apabila dibandingkan dengan fondasi tiang pancang, untuk kapasitas dukung kelompok (Q_g) pada variasi diameter 0,45 m metode *Poulos & Davis* dan metode *Meyerhof*

mengalami penurunan antara 2%-12,2% dan untuk variasi diameter 0,5 m dan 0,6 m mengalami peningkatan antara 17,1%-31,2%, sedangkan untuk penurunan fondasi kelompok (S_g) mengalami kenaikan antara 0%-155% pada masing-masing diameter, namun seluruhnya masih dalam batas penurunan yang diizinkan.

5.2 SARAN

Adapun saran yang dapat peneliti berikan agar penelitian yang dilakukan di masa yang akan datang dapat lebih memberikan hasil yang optimal adalah sebagai berikut.

1. Melakukan analisis kapasitas dukung menggunakan program geoteknik seperti Plaxis, Soil Vision ataupun Geo Studio.
2. Melakukan analisis kapasitas dukung dengan metode lainnya yang lebih bervariasi.

DAFTAR PUSTAKA

Ananto, F. 2023. *Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang pada Gedung Bertingkat*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Atmaja, E. V. 2023. *Analisis Daya Dukung dan Penurunan Tiang Bor dengan Variasi Dimensi*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Berezantsev, V. G. 1961. *Load Bearing Capacity and Deformation of pile Foundations*. Proc. of the 5th International Conf. ISSMFE, Paris, 2, pp.11-12.

Bowles, J. E. 1997. *Analisis dan Desain Fondasi Jilid I*. Erlangga. Jakarta.

Craig, R. F. 1989. *Mekanika Tanah* (B. S. S, Ed.; Keempat). Erlangga. Jakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2008. *Teknik Fondasi II* (Keempat). PT. Gramedia Pustaka Utama. Jakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2010. *Analisis dan Perancangan Fondasi II* (Pertama). Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2012. *Mekanika Tanah I* (Keenam). Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2014. *Analisis dan Perancangan Fondasi I*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Hidayatullah, M. F., Indriani, A. M., & Utomo, G. 2023. *Comparative Analysis of Bearing Capacity of Pile Foundation Using Van Der Ween, Philipponnat, and Meyerhof Methods*. Journal of Civil Engineering and Vocational Education, 10(3), 2622–6774.

Kadarusman, A. N. 2021. *Analisis Kapasitas Dukung Statis Tiang Pancang Berdasarkan Data N-SPT pada Gedung Kuliah Kampus Pelita Indonesia*. Tugas Akhir. Universitas Islam Riau. Pekanbaru.

Putra, A. J. 2020. *Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang pada Gedung Bertingkat*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Sardjono, H. S. 1988. *Pondasi Tiang Pancang Jilid II* (Pertama). Sinar Wijaya. Surabaya.

SNI 1726. 2019. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

SNI 2847. 2019. *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

SNI 8460. 2017. *Persyaratan Perancangan Geoteknik*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Sudrajat, K. M., Jumantoro, I., Isradi, M., Prasetijo, J., Rifai, A. I., & Sobirin, M. 2024. *Analysis of Bearing Capacity of Bored Pile Foundation: Case Study of Jakarta – Bandung Station, Karawang High-Speed Railway*. European Journal of Science, Innovation and Technology, 4(4), 2786–4936.

Tamimi, F. 2020. *Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung dengan Pondasi Bored Pile*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Vesic, A. S. 1977. *Design of Pile Foundations*. NCHRP Synthesis of Practice No. 42. Washington D.C :, Transportation Research Board, 68.

Warman, R. S. 2019. *Kumpulan Korelasi Parameter Geoteknik dan Fondasi*. KPUPR Direktorat Jenderal Bina Marga. Jakarta.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Pengujian *Standard Penetration Test* (SPT)

SOIL MECHANIC LABORATORY
CIVIL ENGINEERING PROGRAM
FACULTY OF ENGINEERING, UAJY
44 BABARSARI STREET, YOGYAKARTA 55281
Tel: +62-274-487711 ext. 1055
Fax: +62-274-487748

Boring Number: BH-1

BOR LOG

CLIENT: PT. Tri Patra Konsultan
PROJECT CONTRACT NUMBER: 023/UMKT/FT.UAJY/08/2022

PROJECT TITLE : Review DED Rusun UGM
PROJECT LOCATION : Asrama UGM Kinanti 2&3, Gg. Kinanti Barek, Kocoran, Sinduadi, Kec. Mlati, Kabupaten Sleman,

DATE STARTED: 30 Agustus 2022
DATE COMPLETED : 30 Agustus 2022
DRILLING CONTRACTOR: SOIL MECH. LAB. UAJY
DRILLING METHOD: ROTARY SPINDLE, SKID MOUNTED TYPE
LOGGED BY: RIYANTO, CS.
CHECKED BY: SOIL MECH. LAB, UAJY

GROUND ELEVATION : +0,40 m from road level
HOLE SIZE : 7.295cm
GROUND WATER LEVEL : -12,00 m from ground level
WEATHER CONDITION : FINE
ESTIMATED SEASONAL HIGH : -

Depth (m)	Graph Log	Material Description (field observations)	Contact Depth (m)	Sample Number	Blow Counts (N Value) N1	N2	N3	Nv	Water Level Elevation (m)
1									
2					6	10	16	26	
3		Pasir kasar (abu-abu, coklat)	6						
4					10	16	20	36	
5				I					
6					10	10	29	39	
7									
8		Pasir sangat kasar (abu-abu, coklat)	4		12	18	23	41	
9									
10				II	12	17	25	42	
11									
12		Pasir sedang (abu-abu, coklat)	4		11	19	23	42	-12.00
13									
14					12	18	26	44	
15									
16					14	18	29	47	
17		Pasir kasar (abu-abu, coklat)	6						
18					14	19	34	53	
19									
20					16	19	35	54	
21									
22					16	24	33	57	
23		Batu pasir kasar (abu-abu, coklat)	5						
24					18	24	34	58	
25					19	23	36	59	

SPT Value
0 10 20 30 40 50 60
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24

Gambar L-1. 1 Data Boring Log Titik BH1

(Sumber: *Review* DED Rusun Tendik UGM, 2023)

SOIL MECHANIC LABORATORY
CIVIL ENGINEERING PROGRAM
FACULTY OF ENGINEERING, UAJY
44 BABARSARI STREET, YOGYAKARTA 55281
Tel: +62-274-487711 ext. 1055
Fax: +62-274-487748

Boring Number:

BH-2

BOR LOG

CLIENT: PT. Tri Patra Konsultan

PROJECT CONTRACT NUMBER: 023/LMKT/FT.UAJY/08/2022

PROJECT TITLE : Review DED Rusun UGM

PROJECT LOCATION : Asrama UGM Kinanti 2&3, Gg. Kinanti Barek, Kocoran, Sinduadi, Kec. Mlati, Kabupaten Sleman,

DATE STARTED: 29 Agustus 2022

DATE COMPLETED : 29 Agustus 2022

DRILLING CONTRACTOR: SOIL MECH. LAB. UAJY

DRILLING METHOD: ROTARY SPINDLE, SKID MOUNTED TYPE

LOGGED BY: RIYANTO, CS.

CHECKED BY: SOIL MECH. LAB, UAJY

GROUND ELEVATION : +0,40 m from road level

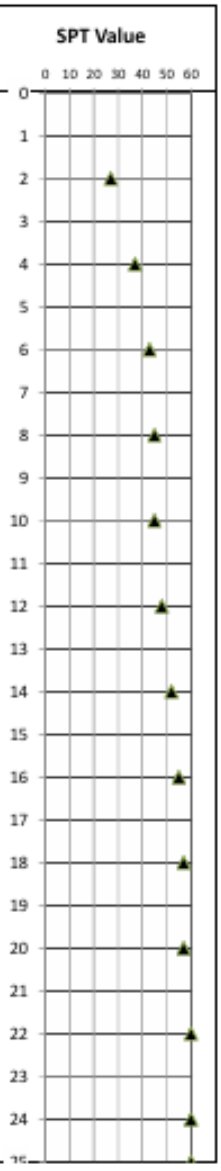
HOLE SIZE : 7.295cm

GROUND WATER LEVEL : -12,00 m from ground level

WEATHER CONDITION : FINE

ESTIMATED SEASONAL HIGH : -

Depth (m)	Graph Log	Material Description (field observations)	Contact Depth (m)	Sample Number	Blow Counts (N Value) N1	N2	N3	Nv	Water Level Elevation (m)
1									
2					9	12	15	27	
3		Pasir kasar (abu-abu, coklat)	6						
4					10	16	21	37	
5				I					
6					12	16	27	43	
7									
8					12	18	27	45	
9		Pasir sangat kasar (abu-abu, coklat)	6						
10				II	12	16	29	45	
11									
12					14	20	28	48	-12.00
13									
14					16	21	31	52	
15									
16					16	22	33	55	
17		Pasir kasar (abu-abu, coklat)	9						
18					16	23	34	57	
19									
20					16	22	35	57	
21									
22					19	24	36	60	
23		Batu pasir kasar (abu-abu, coklat)	4						
24					19	23	37	60	
25					19	25	35	60	



Gambar L-1. 2 Data Boring Log Titik BH2

(Sumber: *Review* DED Rusun Tendik UGM, 2023)

Lampiran 2 Hasil *Core Drill* (*Boring*) BH1 dan BH2

Tabel 7. Kedalaman dan jenis tanah titik *core drill* ***BH1***

Kedalaman dari permukaan tanah setempat (m)	N1	Jenis Tanah (pengamatan di lapangan)	Relative Density
0.00 s/d 2.00	26.00	Pasir kasar	Sedang
2.00 s/d 4.00	36.00	Pasir kasar	Padat
4.00 s/d 6.00	39.00	Pasir	Padat
6.00 s/d 8.00	41.00	Pasir kasar	Padat
8.00 s/d 10.00	42.00	Pasir	Padat
10.00 s/d 12.00	42.00	Pasir sedang	Padat
12.00 s/d 14.00	44.00	Pasir sedang	Padat
14.00 s/d 16.00	47.00	Pasir kasar	Padat
16.00 s/d 18.00	53.00	Pasir kasar	Sangat Padat
18.00 s/d 20.00	54.00	Pasir kasar	Sangat Padat
20.00 s/d 22.00	57.00	Batu pasir	Sangat Padat
22.00 s/d 24.00	58.00	Batu pasir	Sangat Padat
24.00 s/d 25.00	59.00	Batu pasir	Sangat Padat

Note: Hubungan antara kepadatan relative dan N value (peck, Meyerhof) catatan: hasil Laboratorium

Tabel 8. Kedalaman dan jenis tanah titik *core drill* ***BH2***

Kedalaman dari permukaan tanah setempat (m)	N2	Jenis Tanah (pengamatan di lapangan)	Relative Density
0.00 s/d 2.00	27.00	Pasir kasar	Sedang
2.00 s/d 4.00	37.00	Pasir kasar	Padat
4.00 s/d 6.00	43.00	Pasir	Padat
6.00 s/d 8.00	45.00	Pasir kasar	Padat
8.00 s/d 10.00	45.00	Pasir	Padat
10.00 s/d 12.00	48.00	Pasir kasar	Padat
12.00 s/d 14.00	52.00	Pasir kasar	Sangat Padat
14.00 s/d 16.00	55.00	Pasir kasar	Sangat Padat
16.00 s/d 18.00	57.00	Pasir kasar	Sangat Padat
18.00 s/d 20.00	57.00	Pasir kasar	Sangat Padat
20.00 s/d 22.00	60.00	Pasir kasar	Sangat Padat
22.00 s/d 24.00	60.00	Batu pasir	Sangat Padat
24.00 s/d 25.00	60.00	Batu pasir	Sangat Padat

Note: Hubungan antara kepadatan relative dan N value (peck, Meyerhof) catatan: hasil Laboratorium

Catatan: Pengamatan dilapangan, lanau kemungkinan bisa tampak seperti pasir halus atau pasir yang sangat halus

(Sumber: *Review* DED Rusun Tendik UGM, 2023)

Lampiran 3 Hasil Pengujian Laboratorium BH1 dan BH2

Laboratorium Mekanika Tanah
UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA
Fakultas Teknik - Program Studi Teknik Sipil
Jl. Babarsari No. 44 Yogyakarta 55281 Indonesia
Telp. +62-274-565411 ext. 2052, Fax. +62-274-487748

REKAP HASIL PENGUJIAN TANAH

Proyek : Review DED Rusun UGM
Lokasi : Asrama UGM Kinanti 2&3, Gg. Kinanti Barek, Kocoran, Sinduadi, Kec. Mlati, Kabupat
Tanggal : 07 September 2022

Titik	Kedalaman (m)	Kadar Air (%)	Berat Jenis (G)	γ_b (gr/cm^3)	γ_k (gr/cm^3)	Pengujian Geser Langsung	
						c (kg/cm^2)	θ°
BH 1	5.00	15.56	2.75	1.69	1.46	0.00	29.28
	10.00	21.55	2.78	1.65	1.36	0.00	35.98
BH 2	5.00	12.19	2.78	1.61	1.44	0.00	30.33
	10.00	11.75	2.68	1.62	1.45	0.00	33.38

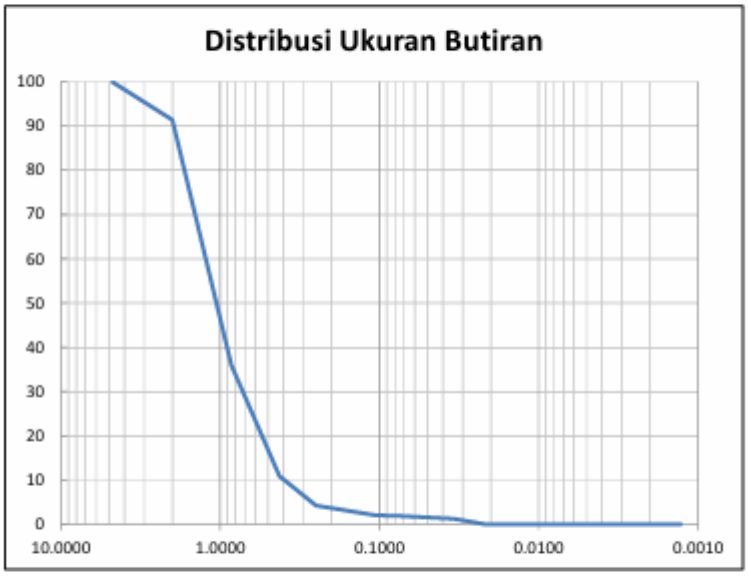
(Sumber: *Review* DED Rusun Tendik UGM, 2023)

Lampiran 4 *Grain Size Analysis* pada BH1 Kedalaman 5m

Laboratorium Mekanika Tanah
UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA
Fakultas Teknik - Program Studi Teknik Sipil
Jl. Babarsari No. 44 Yogyakarta 55281 Indonesia
Telp. +62-274-565411 ext. 2052, Fax. +62-274-487748

ANALISA BUTIRAN

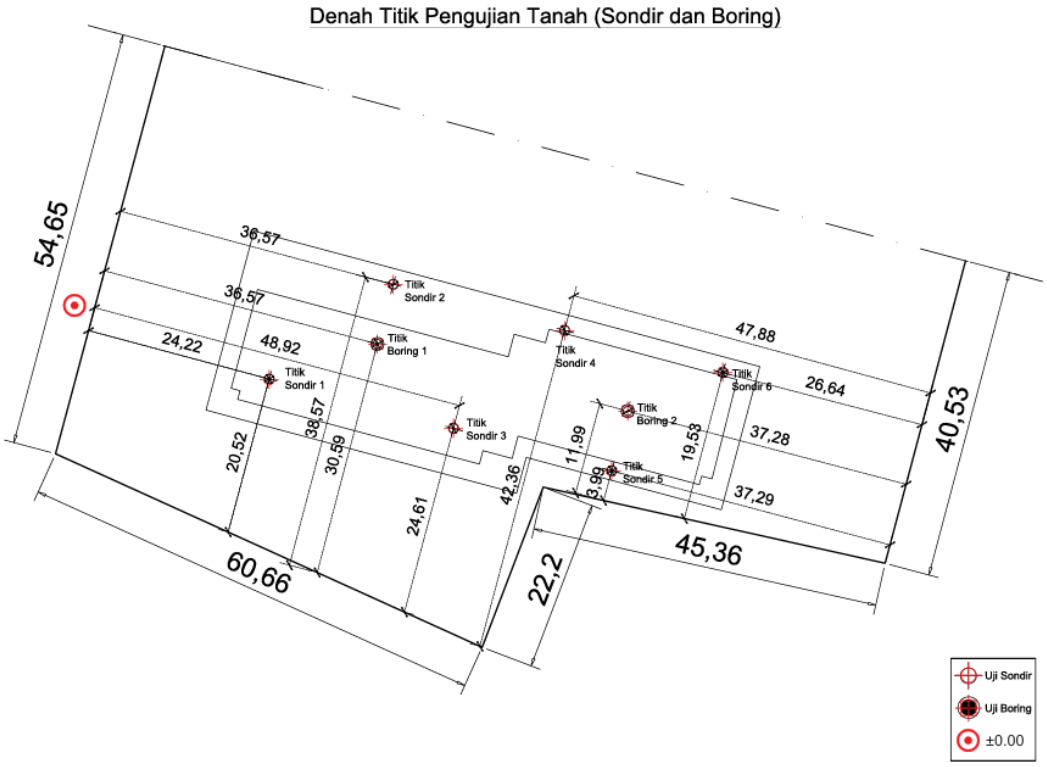
Proyek : Review DED Rusun UGM
Lokasi : Asrama UGM Kinanti 2&3, Gg. Kinanti Barek, Kocoran, Sinduadi, Kec. Mlati, K
Tanggal : 07 September 2022 Titik : BH 1
Kedalaman : 5 meter



No. Sieve	Ukuran Butiran (mm)	Berat Tertahan	Berat Lolos	Prosen Lolos
4	4.750	0.0	100.0	99.98
10	2.000	8.6	91.4	91.41
20	0.850	55.5	35.95	35.95
40	0.425	25.1	10.87	10.87
60	0.250	6.6	4.23	4.23
140	0.106	2.2	2.04	2.04
200	0.075	0.2	1.87	1.87
Pan		1.87		

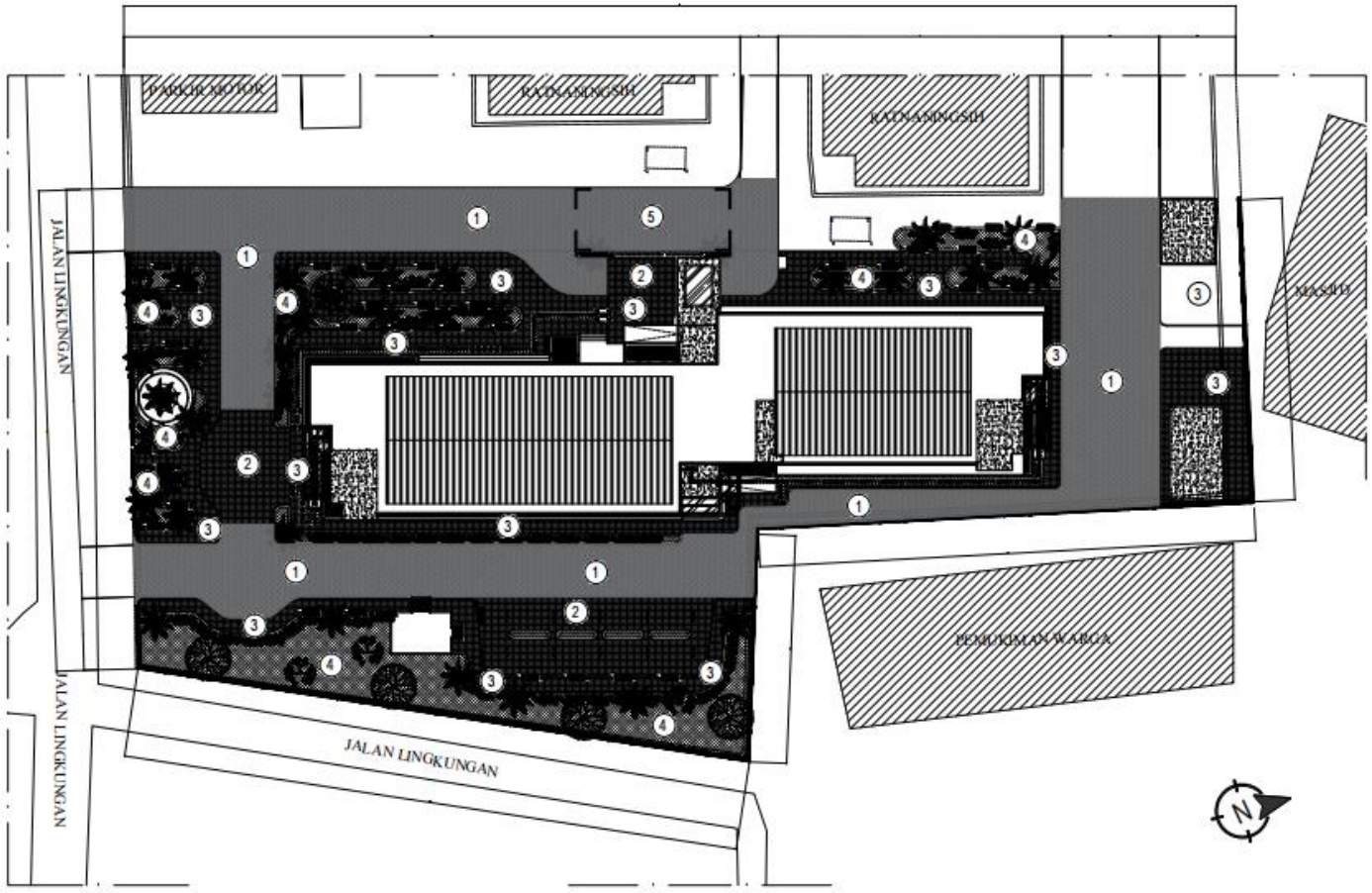
(Sumber: *Review* DED Rusun Tendik UGM, 2023)

Lampiran 5 Denah Titik Pengujian Tanah Sondir dan Boring

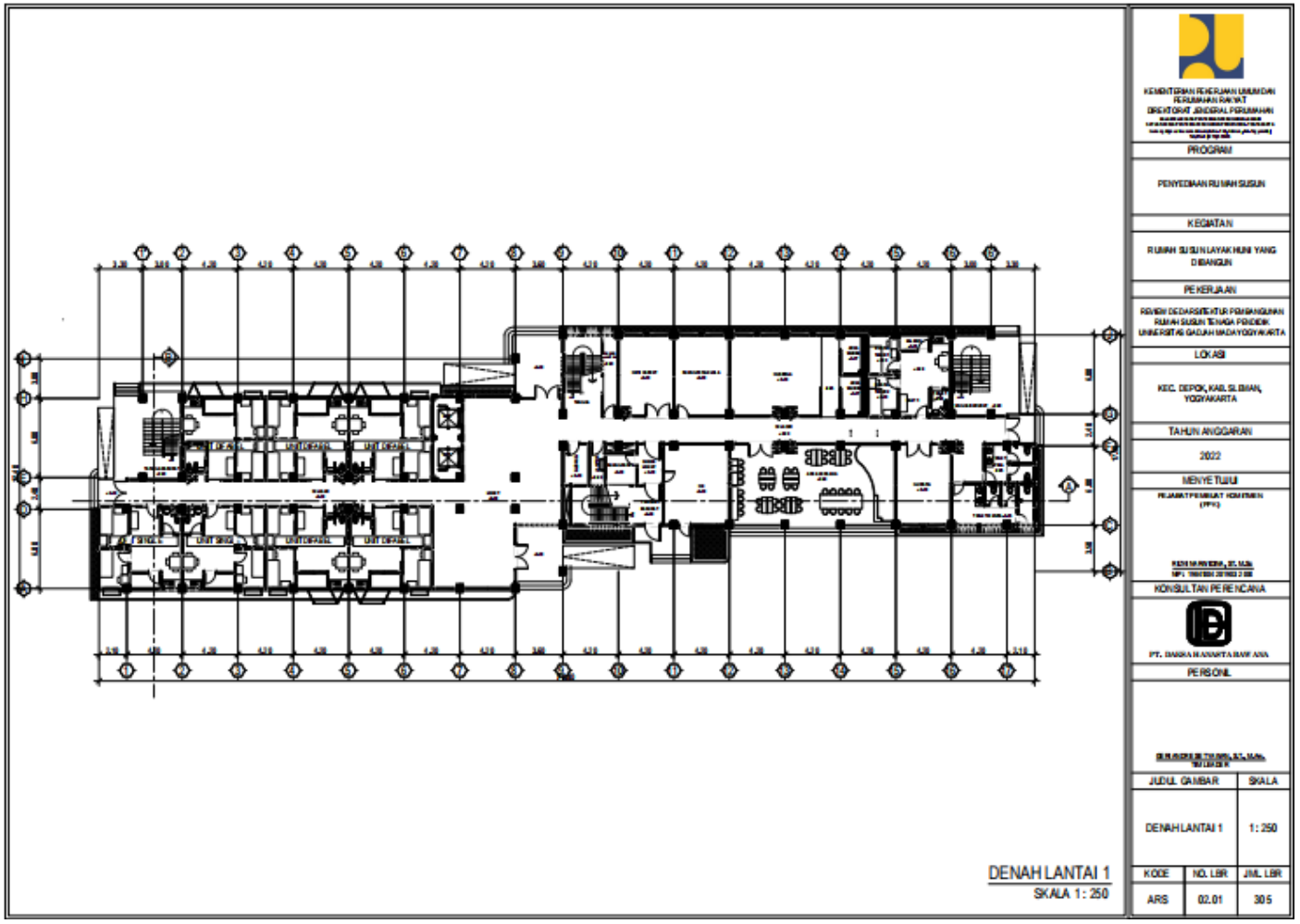


(Sumber: *Review* DED Rusun Tendik UGM, 2023)

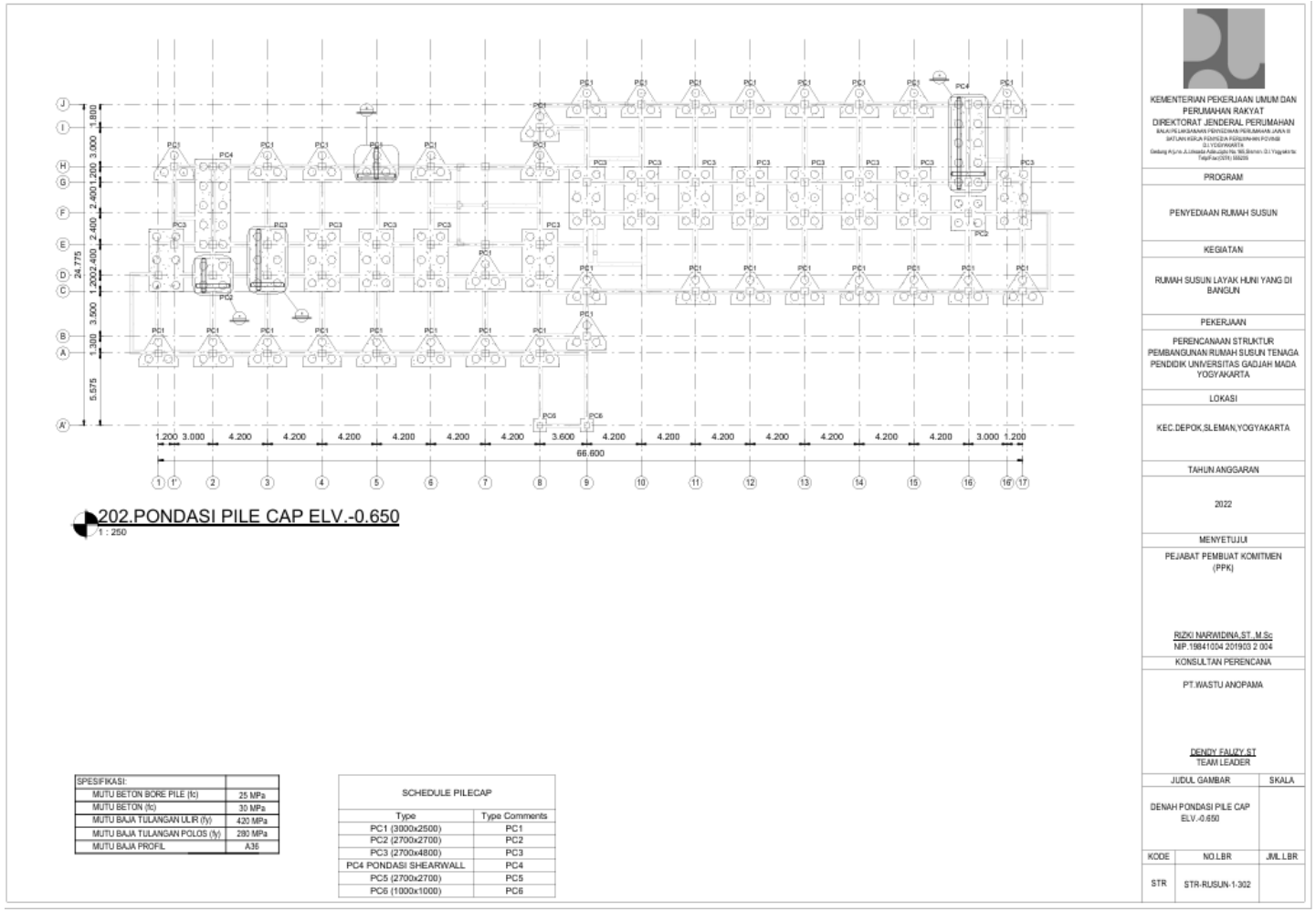
Lampiran 6 Denah Struktur



(Sumber: DED Rusun Tendik UGM, 2023)



(Sumber: DED Rusun Tendik UGM, 2023)



(Sumber: DED Rusun Tendik UGM, 2023)