TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN FONDASI TIANG BOR TERHADAP VARIASI DIMENSI

(*ANALYSIS OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF BORED PILE FOUNDATIONS TO DIMENSION VARIATIONS*)

(Studi Kasus: Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma)

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

Nida Namira Setiany Prastika
21511260

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

2025

TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN FONDASI TIANG BOR TERHADAP VARIASI DIMENSI

(*ANALYSIS OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF BORED PILE FOUNDATIONS TO DIMENSION VARIATIONS*)

(Studi Kasus: Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma)

Disusun oleh

Nida Namira Setiany Prastika
21511260

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

Diuji pada tanggal 21 Oktober 2025
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing	Penguji I	Penguji II
Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.	M. Rifqi Abdurrozak, S.T., M. Eng.	Anisa Nur Amalina, S.T., M. Eng.
K : 045110407	NIK : 135111101	NIK : 215111305

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

6/11 2025

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

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di 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 saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila dikemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 21 Oktober 2025

Yang membuat pernyataan,



Nida Namira Setiany Prastika

(21511260)

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kepada Allah Subhanahu Wa Ta'ala atas segala rahmat dan hidayah-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Tugas Akhir ini menjadi salah satu syarat akademik untuk menempuh studi akhir dan mendapat gelar sarjana tingkat strata satu di Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Penyusunan Tugas Akhir ini tidak terlepas dari adanya berbagai hambatan yang tentu memerlukan bantuan dari berbagai pihak, baik dari segi bimbingan maupun arahan, serta saran dan juga kritik yang demikian itu Tugas Akhir ini dapat terselesaikan. Berkaitan dengan hal tersebut, pada kesempatan kali ini ucapan terimakasih yang sedalam-dalamnya disampaikan oleh penulis kepada :

1. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng)., IPM. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia,
2. Ibu Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. selaku Dosen Pembimbing,
3. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji I,
4. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji II,
5. Panitia Pembangunan Proyek yang telah memberikan izin untuk dapat melaksanakan analisis pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma,
6. Bapak Eka Yulianta, selaku Kepala Pengawas dari PT. Arsigraphi yang telah memberikan izin untuk mendapatkan data dan melaksanakan analisis pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma,
7. Rahmadani Putramulya selaku pembimbing di Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma yang telah memberikan bimbingan dan juga arahan untuk mendapatkan data yang dibutuhkan,

8. Orang tua yang selalu mendoakan dan memberikan dukungan berupa fasilitas dalam bentuk material maupun non material, dan
9. Teman-teman saya yang telah memberi dukungan, kritik, dan juga saran.

Disadari oleh penulis bahwasanya Tugas Akhir ini masih jauh dari kata sempurna, baik dari segi penulisan maupun pemaparannya. Oleh karena itu, segala kritik dan saran yang bersifat membangun akan diterima dengan sepenuh hati oleh penulis demi perbaikan di masa mendatang sehingga tercapai kesempurnaan Tugas Akhir ini. Akhir kata, diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat dan memperluas pengetahuan bagi seluruh pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 21 Oktober 2025

Penulis,



Nida Namira Setiany Prastika

(21511260)

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 NOTASI DAN SINGKATAN xiii
ABSTRAK xvi
ABSTRACT xvii
BAB I 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 2
1.3 Tujuan Penelitian 3
1.4 Manfaat Penelitian 3
1.5 Batasan Penelitian 4
BAB II 6
2.1 Tinjauan Pustaka 6
2.2 Daya Dukung dan Penurunan Tiang Bor Berdasarkan Uji Laboratorium 6
2.3 Daya Dukung dan Penurunan Tiang Bor Berdasarkan Uji Lapangan 7
2.4 Penurunan Fondasi Tiang Bor dengan Metode Empiris 8
2.5 Kapasitas Daya Dukung Tiang Bor Terhadap Variasi Diameter dengan Program PLAXIS 2D 9
2.6 Penurunan Tiang Bor Terhadap Variasi Diameter dengan program PLAXIS 2D 10
2.7 Perbandingan Penelitian 10
BAB III 15
3.1 Tanah 15
3.2 Penyelidikan Tanah 15
3.3 Pembebanan pada Fondasi Tiang Bor 16
3.3.1 Beban Mati 16

3.3.2 Beban Hidup 16
3.3.3 Beban Gempa 17
3.4 Analisis Pembebanan dengan menggunakan SAP2000 27
3.5 Fondasi Tiang Bor 29
3.6 Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor 30
3.6.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Bor Tunggal 32
3.6.2 Kapasitas Daya Dukung Tiang Bor Kelompok 38
3.7 Penurunan yang Terjadi pada Fondasi Tiang Bor 44
3.7.1 Penurunan Fondasi Tiang Bor Tunggal 44
3.7.2 Penurunan Total pada Tiang Bor Kelompok 49
3.8 Analisis Menggunakan Program PLAXIS 2D 50
BAB IV 52
4.1 Metode Penelitian 52
4.2 Studi Pustaka 52
4.3 Data Penelitian 53
4.4 Tahapan Analisis 53
4.5 Bagan Alir Penelitian 54
BAB V 59
5.1 Data Gedung 59
5.1.1 Data Umum 59
5.1.2 Spesifikasi Material 60
5.1.3 Denah Konstruksi Bangunan 60
5.1.4 Detail Data Struktur Bangunan 61
5.2 Pembebanan Struktur 64
5.2.1 Standardisasi Pembebanan 64
5.2.2 Kombinasi Pembebanan 65
5.2.3 Beban Mati 66
5.2.4 Beban Hidup 67
5.2.5 Beban Gempa 67
5.2.6 *Output* SAP2000 72
5.3 Data Tanah 73
5.4 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal 76
5.4.1 Perhitungan Metode Reese & Wright (1977) 76
5.4.2 Perhitungan Metode Meyerhof (1976) 79

5.5 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok 83
5.5.1 Metode Reese & Wright (1977) 83
5.5.2 Metode Meyerhof (1976) 94
5.6 Penurunan Fondasi Tiang Bor 105
5.6.1 Penurunan Fondasi Tiang Bor Tunggal 105
5.6.2 Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok 108
5.7 Analisis Fondasi dengan *Software* PLAXIS 2D V21 110
5.7.1 *Input* Data 110
5.7.2 *Output* Penurunan Tiang 112
5.7.3 *Output* Faktor Keamanan 116
5.8 Pembahasan 117
5.8.1 Hasil Analisis Struktur Program SAP2000 118
5.8.2 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal 118
5.8.3 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok 120
5.8.4 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor Tunggal 122
5.8.5 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok 124
BAB VI 127
6.1 Kesimpulan 127
6.2 Saran 129
DAFTAR PUSTAKA 131
LAMPIRAN 135

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang 12
Tabel 3. 1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-Gedung 18
Tabel 3. 2 Faktor Keutamaan (I_e) untuk Berbagai Kategori Bangunan 20
Tabel 3. 3 Koefisien Situs, F_a 21
Tabel 3. 4 Koefisien Situs, F_v 22
Tabel 3. 5 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung 23
Tabel 3. 6 Nilai Parameter Pendekatan C_t dan x 24
Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek 25
Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik 25
Tabel 3. 9 Faktor R, C_d, dan $\boldsymbol{\Omega}_0$ untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik 26
Tabel 3. 10 Perkiraan Nilai Modulus Elastisitas Tanah 48
Tabel 3. 11 Perkiraan Nilai Angka Poisson 49
Tabel 5. 1 Jenis dan Dimensi Kolom Struktur 62
Tabel 5. 2 Jenis dan Dimensi Balok Struktur 63
Tabel 5. 3 Jenis dan Tebal Pelat Struktur 64
Tabel 5. 4 Analisis Beban Mati pada Pelat Lantai 66
Tabel 5. 5 Analisis Beban Mati pada Pelat Atap 67
Tabel 5. 6 Perhitungan N Rerata 68
Tabel 5. 7 Hasil Pengujian Laboratorium pada Titik BH-1 74
Tabel 5. 8 Hasil N_{60} (N_{SPT} Terkoreksi) pada Titik BH-1 75
Tabel 5. 9 Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese & Wright (1977) 79
Tabel 5. 10 Rekapitulasi Perhitungan 79
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhof (1976) 83
Tabel 5. 12 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor 86
Tabel 5. 13 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor 89

Tabel 5. 14 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor 93
Tabel 5. 15 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Blok Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Reese & Wright (1977) 94
Tabel 5. 16 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor 97
Tabel 5. 17 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor 100
Tabel 5. 18 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor 104
Tabel 5. 19 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Blok Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Meyerhof (1976) 105
Tabel 5. 20 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Fondasi Tiang Bor Tunggal 108
Tabel 5. 21 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok 110
Tabel 5. 22 Data Input Soil Properties 111
Tabel 5. 23 Data Input Pile Properties dengan Embeded Beam 111
Tabel 5. 24 Fase pada Stage Construction PLAXIS 2D 111
Tabel 5. 25 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok Hasil Kalkulasi PLAXIS 2D 116
Tabel 5. 26 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok Hasil Kalkulasi PLAXIS 2D 117
Tabel 5. 27 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976) 119
Tabel 5. 28 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok dan PLAXIS 2D 120
Tabel 5. 29 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor Tunggal Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976) 123
Tabel 5. 30 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Reese & Wright (1977) dan PLAXIS 2D 124
Tabel 5. 31 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Meyerhof (1976) dan PLAXIS 2D 125

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Periode Pendek (Ss) 20
Gambar 3. 2 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Periode 1 Detik (S_1) 21
Gambar 3. 3 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Beban 31
Gambar 3. 4 Hubungan Tahanan Ujung Ultimit pada Tanah Non-Kohesif (Reese & Wright, 1977) 33
Gambar 3. 5 Hubungan Tahanan Selimut Ultimit terhadap Nilai N_{SPT} (Reese & Wright, 1977) 34
Gambar 3. 6 Tipikal Kelompok Tiang 39
Gambar 3. 7 Jarak Tiang 40
Gambar 3. 8 Susunan Tiang 41
Gambar 3. 9 Efisiensi Tiang Bor Kelompok 42
Gambar 3. 10 Beban Terpusat dan Momen Tiang Bor Kelompok 43
Gambar 3. 11 Contoh Kondisi Sebenarnya Tanah Perlapisan 51
Gambar 4. 1 Lokasi Proyek 52
Gambar 4. 2 Diagram Alir Penulisan Tugas Akhir 56
Gambar 4. 3 Bagan Alir Program SAP2000 57
Gambar 4. 4 Bagan Alir Program PLAXIS 2D 58
Gambar 5. 1 Denah Pemasangan Kolom 60
Gambar 5. 2 Denah Pemasangan Balok 60
Gambar 5. 3 Denah Pemasangan *Pilecap* 61
Gambar 5. 4 Respons Spektrum 69
Gambar 5. 5 Hasil Pemodelan SAP2000 72
Gambar 5. 6 Identifikasi Frame untuk Analisis pada Model 3D 72
Gambar 5. 7 Tampak Atas Pemodelan SAP2000 73
Gambar 5. 8 Pemodelan Beban pada Fondasi *Bored pile* 75
Gambar 5. 9 Susunan Tiang Bor D = 0,6 m Metode Reese & Wright (1977) 84
Gambar 5. 10 Susunan Tiang Bor D = 0,8 m Metode Reese & Wright (1977) 87

Gambar 5. 11 Susunan Tiang Bor D = 1 m Metode Reese & Wright (1977) 91
Gambar 5. 12 Susunan Tiang Bor D = 0,6 m Metode Meyerhof (1976) 95
Gambar 5. 13 Susunan Tiang Bor D = 0,8 m Metode Meyerhof (1976) 98
Gambar 5. 14 Susunan Tiang Bor D = 1 m Metode Meyerhof (1976) 102
Gambar 5. 15 Lapisan Tanah 112
Gambar 5. 16 Output PLAXIS 2D Metode Reese & Wright (1977) diameter 0,6 m 113
Gambar 5. 17 Output PLAXIS 2D Metode Reese & Wright (1977) diameter 0,8 m 113
Gambar 5. 18 Output PLAXIS 2D Metode Reese & Wright (1977) diameter 1 m 114
Gambar 5. 19 Output PLAXIS 2D Metode Meyerhof (1976) diameter 0,6 m 114
Gambar 5. 20 Output PLAXIS 2D Metode Meyerhof (1976) diameter 0,8 m 115
Gambar 5. 21 Output PLAXIS 2D Metode Meyerhof (1976) diameter 1 m 115
Gambar 5. 22 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976) 119
Gambar 5. 23 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Reese & Wright (1977) dan PLAXIS 2D 120
Gambar 5. 24 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Meyerhof (1976) dan PLAXIS 2D 121
Gambar 5. 25 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor Tunggal Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976) 123
Gambar 5. 26 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Reese & Wright (1977) dan PLAXIS 2D 124
Gambar 5. 27 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Meyerhof (1976) dan PLAXIS 2D 125

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

F_a : koefisien $F_{a,}$

F_v : koefisien $F_{v,}$

S_S : parameter percepatan respons gempa pada periode pendek,

S_1 : parameter percepatan respons gempa pada periode panjang,

S_{MS} : pengaruh situs pada periode pendek,

S_{M1} : pengaruh situs pada periode panjang,

S_{DS} : parameter percepatan respons pada periode pendek,

S_{D1} : parameter percepatan respons pada periode panjang,

V : gaya geser nominal (kN),

C_s : faktor koefisien respon spektrum gempa (Pasal 10.2.1),

W_t : berat bangunan (kN),

T_a : periode fundamental pendekatan,

h_n^x : ketinggian struktur (m),

$C_{t,}$ x : koefisien yang diperoleh dari Pasal 7.8.2.1. (SNI 1726-2019),

R : faktor koefisien modifikasi,

I_e : faktor keamanan gempa,

DL : beban mati (kN),

LL : beban hidup (kN),

R_{sx} : beban gempa dinamik arah x (kN),

R_{sy} : beban gempa dinamik arah y (kN),

Q_{all} : kapasitas dukung izin tiang bor (kN),

Q_u : daya dukung ultimit fondasi tiang (kN),

Q_p : daya dukung ultimit ujung tiang fondasi (kN),

Q_s : daya dukung ultimit selimut tiang fondasi (kN),

W_p : berat sendiri tiang (kN),

A_p : luas penampang *bored pile* (m^2),

N_{SPT} : nilai N-SPT tanah,

qp : daya dukung ujung tiang (*ultimate point resistance*) (kN/m^2),

f_s : daya dukung gesek tanah terhadap batang tiang (*skin friction*) (kN/m^2),

L : panjang tiang (m),

p : keliling penampang tiang (m),

SF : angka aman (*Safety Factor*) untuk tahanan ujung tiang,

f_p : tahanan tanah di ujung tiang (kN/m^2),

N_{60} : nilai N_{SPT} yang dikoreksi terhadap energi standar,

γ : berat isi tanah (kN/m^3),

γ_{beton} : berat jenis beton (kN/m^3),

γ_{sat} : berat volume tanah dalam kondisi jenuh (berdasarkan hasil uji lapangan),

γ_{water} : berat volume air (9,81 kN/m^3),

γ' : berat volume efektif (kN/m^3),

D : diameter tiang (m),

σ_r : tegangan referensi = 100 kPa,

A_s : luas selimut tiang (m^2),

n : jumlah tiang bor yang akan dipasang (buah),

P : beban yang diterima oleh tiang bor (kN),

E_g : efisiensi tiang bor kelompok,

m : jumlah tiang arah sumbu x,

n' : jumlah tiang arah sumbu y,

θ : arc tg $\left(\frac{D}{S}\right)$ (dalam radian),

Q_g : beban maksimal suatu kelompok tiang (kN),

s : jarak antar tiang (m),

$\sum P_i$: jumlah beban aksial total (kN),

W : berat *pilecap* (kN),

P_{max} : beban maksimal yang akan diterima fondasi tiang (kN),

P_{min} : beban minimum yang akan diterima fondasi tiang (kN),

x_i, y_i : jarak pusat tiang ke pusat berat kelompok tiang (m),

$\sum y_i^2$: total kuadrat dari jarak-jarak tiang bor pada sumbu y,

$\sum x_i^2$: total kuadrat dari jarak-jarak tiang bor pada sumbu x,

$\sum P_t$: berat total tiang bor (kN),

M_y : momen yang beraksi pada bidang tegak lurus sumbu y (kN.m),

M_x : momen yang beraksi pada bidang tegak lurus sumbu x (kN.m),

$S_{e(1)}$: penurunan elastis tiang bor (m),

$S_{e(2)}$: penurunan tiang akibat beban yang bekerja pada poros tiang (m),

$S_{e(3)}$: penurunan tiang akibat beban yang ditransmisikan sepanjang tiang (m),

Q_w : beban kerja per tiang (kN),

Q_{wp} : beban pikul ujung tiang bor dalam kondisi beban kerja (kN),

ξ : nilainya bervariasi antara 0,5 hingga 0,67,

Q_{ws} : beban pikul tahanan geser (friksi) dalam kondisi beban kerja (kN),

E_p : modulus elastisitas tiang bor (Mpa),

q_{wp} : beban titik per satuan luas pada titik tiang (Q_{wp}/A_p) (kN/m^2),

E_s : modulus elastisitas tanah pada atau di bawah ujung tiang (kN/m^2),

μ_s : rasio poisson tanah,

I_{wp} : faktor pengaruh = 0,85, dan

I_{ws} : faktor pengaruh.

ABSTRAK

Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma yang berlokasi di Sleman, Yogyakarta, direncanakan sebagai ruang kelas bagi mahasiswa pascasarjana. Fondasi bangunan menggunakan tiang bor dengan diameter eksisting 80 cm dan panjang 8,1 m. Fondasi merupakan elemen struktur krusial karena berfungsi meneruskan beban ke lapisan tanah pendukung. Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis pengaruh variasi diameter tiang terhadap kapasitas dukung dan penurunan fondasi.

Analisis dilakukan pada dua variasi diameter, yaitu 60 cm dan 100 cm dengan panjang 8,1 m. Perhitungan kapasitas menggunakan metode Reese & Wright (1977) dan Meyerhof (1976), sedangkan analisis penurunan dengan metode Vesic (1977) serta pemodelan elemen hingga menggunakan PLAXIS 2D.

Analisis menunjukkan kapasitas dukung kelompok tiang dengan diameter 60 cm, 80 cm (eksisting), dan 100 cm menurut Metode Reese & Wright masing-masing sebesar 9448,048 kN; 9847,752 kN; dan 10719,929 kN, sedangkan Metode Meyerhof menghasilkan 8677,541 kN; 8752,998 kN; dan 10168,799 kN. Seluruh kapasitas tersebut lebih besar dibandingkan beban rencana sebesar 6906,591 kN, sehingga fondasi dinyatakan aman secara kapasitas dukung. Namun, pada kondisi eksisting terjadi pendistribusian beban tidak merata yang berpotensi menimbulkan *overstress* lokal dan menurunkan efisiensi kelompok tiang. Analisis penurunan fondasi kelompok berdasarkan Metode Reese & Wright menghasilkan nilai 0,01311–0,01544 m, sedangkan Metode Meyerhof menghasilkan 0,02553–0,02752 m. Hasil pemodelan dengan PLAXIS 2D menunjukkan penurunan statis sebesar 0,01364–0,01396 m dan penurunan pseudostatis sebesar 0,01484–0,01540 m untuk Metode Reese & Wright. Sementara itu, Metode Meyerhof dengan PLAXIS 2D menunjukkan penurunan statis sebesar 0,02349–0,02730 m dan penurunan pseudostatis sebesar 0,02463–0,02882 m. Seluruh nilai penurunan tersebut masih berada di bawah batas izin, sehingga fondasi tiang bor dengan variasi diameter yang dianalisis layak digunakan.

Kata Kunci : Daya dukung, Penurunan, Fondasi tiang, PLAXIS 2D

ABSTRACT

The construction project of the Sanata Dharma University Postgraduate Building, located in Sleman, Yogyakarta, is planned to function as classrooms for postgraduate students. The foundation system employs bored piles with an existing diameter of 80 cm and a length of 8,1 m. Foundations are a critical structural element as they transfer superstructure loads to the supporting soil layer. This study aims to analyze the effect of varying pile diameters on the bearing capacity and settlement of bored pile foundations.

The analysis was conducted using three pile diameters, namely 60 cm and 100 cm with a constant length of 8,1 m. Bearing capacity was calculated using the Reese & Wright (1977) and Meyerhof (1976) methods, while settlement was analyzed with the Vesic (1977) method and numerical modeling through PLAXIS 2D.

The analysis indicates that the group pile bearing capacities with diameters of 60 cm, 80 cm (existing), and 100 cm based on the Reese & Wright Method are 9448,048 kN, 9847,752 kN, and 10719,929 kN, respectively, while the Meyerhof Method produces 8677,541 kN, 8752,998 kN, and 10168,799 kN. All capacities exceed the design load of 6906,591 kN, indicating that the foundation is safe in terms of bearing capacity. However, in the existing condition, an uneven load distribution was observed, which may lead to local overstress and reduce the efficiency of the pile group. The settlement analysis based on the Reese & Wright Method resulted in values ranging from 0,01311–0,01544 m, while the Meyerhof Method yielded 0,02553–0,02752 m. Numerical modeling using PLAXIS 2D showed static settlements of 0,01364–0,01396 m and pseudostatic settlements of 0,01484–0,01540 m for the Reese & Wright Method. Meanwhile, the Meyerhof Method with PLAXIS 2D produced static settlements of 0,02349–0,02730 m and pseudostatic settlements of 0,02463–0,02882 m. All settlement values are within the allowable limits, indicating that the bored pile foundation with the analyzed diameter variations is feasible and safe for implementation..

***Keywords** : Bearing capacity, Pile foundation, PLAXIS 2D , Settlement*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dalam dunia konstruksi tentunya kita mengenal berbagai macam struktur pada suatu bangunan, baik itu struktur atas maupun struktur bawah. Struktur bawah ini sendiri berupa fondasi yang nantinya berfungsi dalam mentransfer beban dari struktur-struktur yang berada diatasnya menuju ke tanah. Berdasarkan fungsi tersebut, dapat kita ketahui bahwasanya fondasi merupakan suatu elemen kritis yang bertanggung jawab dalam mendukung beban bangunan diatasnya dan juga memastikan bangunan tersebut dalam kondisi stabilitas jangka panjang. Jenis tanah dan kedalaman fondasi sangat berpengaruh dalam penentuan pemilihan struktur fondasi yang nantinya akan digunakan. Hal tersebut penting untuk dilakukan agar dapat mengurangi terjadinya penurunan terhadap konstruksi diatasnya.

Penggunaan fondasi tiang bor semakin banyak digunakan dalam praktik konstruksi, karena kemampuannya dalam menyediakan daya dukung yang tinggi dan juga kemampuannya dalam menjangkau lapisan tanah yang lebih kuat yang biasanya berada di kedalaman yang cukup dalam, serta kemudahan pemasangan fondasi tersebut di area yang cukup terbatas. Meski begitu, performa yang dihasilkan oleh fondasi tiang bor ini sendiri sangat berpengaruh pada dimensi yang digunakan, baik itu diameter fondasi, panjang tiang fondasi, ataupun kedalaman penetrasinya (Wang dkk., 2024)

Adanya perubahan dimensi tiang bor dapat berdampak signifikan terhadap kapasitas daya dukung dan perilaku penurunannya. Kapasitas daya dukung fondasi tiang bor ini sendiri ditentukan oleh interaksi antara tiang dan tanah, serta karakteristik geoteknikal dari tanah tempat tiang bor akan dipasang, termasuk didalamnya metode pemasangan yang digunakan. Selain itu, variasi terhadap dimensi tiang dapat menyebabkan terjadinya perubahan dalam pendistribusian beban yang nantinya berpotensi untuk mengubah mekanisme penurunan dan deformasi strukturnya. Jika dimensi tiang yang digunakan tidak sesuai dengan

kondisi tanah, maka risiko penurunan yang terjadi akan lebih besar sehingga kegagalan terhadap fondasi tersebut dapat meningkat.

Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma berlokasi di Provinsi Yogyakarta dan merupakan proyek yang sebelumnya telah direncanakan pembangunannya. Daerah kawasan proyek ini memiliki karakteristik tanah berpasir yang menjadi salah satu alasan pemilihan fondasi tiang bor sebagai fondasi utama yang digunakan.

Dalam penelitian kali ini dilakukan perhitungan kapasitas daya dukung dan penurunan tiang bor dengan mempertimbangkan variasi diameter tiang pada struktur bawah Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma.

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah pada penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Berapa besar kapasitas daya dukung fondasi tiang bor tunggal eksisting (diameter 0,8 m) dan variasi dimensi tiang (diameter 0,6 m dan 1 m) dengan kedalaman tiang 8,1 m, dihitung dengan menggunakan Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976)?
2. Berapa besar nilai penurunan fondasi tiang bor tunggal eksisting (diameter 0,8 m) dan variasi dimensi tiang (diameter 0,6 m dan 1 m) dengan kedalaman tiang 8,1 m?
3. Berapa besar kapasitas daya dukung fondasi tiang bor kelompok eksisting dan variasi dimensi tiang dengan kedalaman tiang 8,1 m, dihitung dengan menggunakan Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976)?
4. Berapa besar nilai penurunan fondasi tiang bor kelompok eksisting dan variasi dimensi tiang dengan kedalaman tiang 8,1 m?
5. Berapa besar nilai kapasitas daya dukung fondasi tiang bor kelompok eksisting dan variasi dimensi tiang dengan kedalaman tiang 8,1 m, dihitung dengan menggunakan *software* PLAXIS 2D?
6. Berapa besar nilai penurunan fondasi tiang bor kelompok eksisting dan variasi dimensi tiang dengan kedalaman tiang 8,1 m, dihitung dengan menggunakan *software* PLAXIS 2D?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dilakukannya penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui besar kapasitas daya dukung fondasi tiang bor tunggal eksisting (diameter 0,8 m) dan variasi dimensi tiang (diameter 0,6 m dan 1 m) dengan kedalaman tiang 8,1 m, dengan menggunakan Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976) pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma.
2. Mengetahui besar nilai penurunan fondasi tiang bor tunggal eksisting (diameter 0,8 m) dan variasi dimensi tiang (diameter 0,6 m dan 1 m) dengan kedalaman tiang 8,1 m.
3. Mengetahui besar kapasitas daya dukung fondasi tiang bor kelompok eksisting dan variasi dimensi tiang dengan kedalaman tiang 8,1 m, dengan menggunakan Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976) pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma.
4. Mengetahui besar nilai penurunan fondasi tiang bor kelompok eksisting dan variasi dimensi tiang dengan kedalaman tiang 8,1 m.
5. Mengetahui besar nilai kapasitas daya dukung fondasi tiang bor kelompok eksisting dan variasi dimensi tiang dengan kedalaman tiang 8,1 m menggunakan *software* PLAXIS 2D pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma.
6. Mengetahui besar nilai penurunan fondasi tiang bor kelompok eksisting dan variasi dimensi tiang dengan kedalaman tiang 8,1 m, menggunakan *software* PLAXIS 2D pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat dari adanya penelitian ini adalah untuk memahami dan mengetahui pengaruh variasi dimensi fondasi tiang bor terhadap besarnya kemampuan daya dukung serta kemungkinan penurunan yang mungkin terjadi pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma.

1.5 Batasan Penelitian

Berikut merupakan batasan penelitian pada studi kasus yang ditetapkan guna memperjelas fokus dan ruang lingkup penelitian, sehingga maksud dari penelitian ini dapat tercapai.

1. Lokasi penelitian berada di Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma,
2. Data yang digunakan pada penelitian adalah data yang berkaitan dengan Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma,
3. Jenis tanah yang terdapat pada lokasi penelitian adalah tanah berpasir,
4. Struktur bawah dari proyek tersebut berupa fondasi tiang bor berdiameter 0,8m,
5. Variasi diameter yang digunakan dalam analisis penelitian yakni 0,6m dan 1m,
6. Panjang tiang fondasi yang digunakan dalam analisis kali ini adalah 8,1m,
7. Perhitungan dilakukan berdasarkan pada data SPT (*Standard Penetration Test*),
8. Analisis penelitian didasarkan pada data penyelidikan tanah di titik bor BH-1,
9. Analisis perhitungan statis berdasarkan Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976),
10. Perhitungan statis dilakukan dengan menggunakan *software Ms. Excel,*
11. Perhitungan struktur bangunan gedung mengacu pada SNI 1727-2020 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung,
12. Perhitungan beban gempa berdasarkan pada SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung,
13. Syarat izin penurunan fondasi tiang bor berdasarkan rumus yang tercantum dalam SNI 8460-2017 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik,
14. Perhitungan pembebanan pada struktur dimodelkan menggunakan *software* SAP2000,
15. Pendekatan Metode Elemen Hingga (MEH) diterapkan dalam analisis numerik menggunakan *software* PLAXIS 2D Versi 21,
16. Beban gempa yang diperhitungkan berlokasi di wilayah Yogyakarta,

17. Perhitungan penurunan dengan *software* PLAXIS 2D dibatasi pada dua kondisi, yaitu penurunan statis akibat beban bangunan dan penurunan pseudostatis akibat kombinasi beban bangunan serta beban gempa ekuivalen,
18. *Safety Factor* atau angka aman yang digunakan adalah 2,5, dan
19. Penelitian difokuskan pada evaluasi kapasitas daya dukung dan penurunan fondasi tiang bor serta perbandingan hasil analisis Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976) dengan PLAXIS 2D berdasarkan data SPT (*Standard Penetration Test*).

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Pustaka

Fondasi tiang bor adalah tipe fondasi yang terbuat dari beton bertulang ataupun baja berbentuk tiang-tiang panjang yang ditanam di dalam tanah dengan metode bor. Fondasi tiang bor bertugas untuk mendukung dan menyalurkan beban dari struktur diatasnya menuju ke tanah dibawahnya yang lebih stabil. Fondasi tiang bor terletak di dalam tanah dengan kedalaman tertentu, sesuai dengan letak lapisan tanah kerasnya. Dalam hal ini, kombinasi antara tanah dan fondasi merupakan kombinasi yang krusial untuk memastikan kekuatan dan kestabilan suatu bangunan. Pemilihan dan pemanfaatan desain fondasi yang telah terancang sebelumnya melalui kapasitas tanah yang mampu untuk menopang berat dari suatu konstruksi dan semua beban yang ditahannya pada suatu susunan dengan kedalaman lebih dari 8 meter dan berakar pada bidang tanah (Bowles, 1997).

Tiap-tiap fondasi tiang bor yang dipasang tentunya memiliki kapasitas daya dukung yang berbeda, sesuai dengan kriteria fondasi tersebut. Daya dukung ini sendiri ialah kemampuan tiang untuk dapat menahan beban yang berada diatasnya tanpa adanya penurunan ataupun deformasi yang mungkin terjadi. Penurunan adalah perubahan posisi tiang pada arah vertical sebagai akibat dari beban yang ditahannya, adanya perubahan kondisi tanah, ataupun faktor lingkungan lainnya. Sehingga dalam hal ini, perhitungan penurunan pada suatu fondasi tetap perlu diperhitungkan.

2.2 Daya Dukung dan Penurunan Tiang Bor Berdasarkan Uji Laboratorium

Husnirizqi (2022) melakukan analisis perbandingan daya dukung tiang bor berdasarkan data laboratorium terhadap variasi dimensi pada Proyek Pembangunan Hotel Quest Yogyakarta. Dalam perhitungan jumlah fondasi tiang bor tunggal yang dibutuhkan berdasarkan pada data laboratorium didapat jumlah tiang sangat banyak sehingga tidak masuk akal jika dibandingkan dengan jumlah tiang berdasarkan pada

data lapangan. Koreksi ulang terhadap nilai sudut geser dalam dilakukan berdasarkan data laboratorium, sehingga didapat data tanah yang baru. Untuk nilai penurunan yang didapat dari hasil perhitungan metode Vesic (1977) dengan menggunakan data laboratorium juga masih berada dalam batas aman penurunan izin yang ditentukan.

Hashfi (2022) melakukan analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi *bored pile* dengan variasi dimensi pada Proyek Pembangunan Gedung Fakultas Ilmu Budaya Institut Seni Budaya Indonesia, Aceh. Hasil perhitungan manual berdasarkan data laboratorium didapatkan hasil yang berbeda-beda pada setiap metode. Perbedaan tersebut dikarena beberapa faktor. Perhitungan analisis kapasitas dukung ultimit dengan Metode Meyerhof berdasarkan data laboratorium dipengaruhi oleh sudut geser tanah untuk menentukan faktor daya dukung ujung tiang. Semakin besar sudut geser dalam, semakin besar faktor daya dukung ujung dan tahanan gesek tiang, yang juga dipengaruhi oleh metode pelaksanaan tiang.

Rangkite (2024) melakukan analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor terhadap variasi dimensi pada Proyek Gedung Laboratorium Universitas Tidar Magelang. Studi kasus ini dilakukan dengan menggunakan data lapangan dan juga data laboratorium. Berdasarkan hasil analisis tersebut, kapasitas dukung kelompok tiang menggunakan Metode Meyerhof dari data lapangan dan laboratorium menunjukkan hasil yang hampir seragam.

2.3 Daya Dukung dan Penurunan Tiang Bor Berdasarkan Uji Lapangan

Studi kasus mengenai perbandingan daya dukung tiang bor berdasarkan data lapangan telah dilakukan oleh Husnirizqi (2022). Kesimpulan yang didapatkan dari hasil analisis ini yaitu, bahwasanya nilai perhitungan dari kapasitas daya dukung dan penurunan berdasarkan data lapangan masih dalam batas aman.

Penelitian terkait menghitung daya dukung dan penurunan fondasi *bored pile* yang kemudian dibandingkan juga dengan hasil PDA *test* telah dilakukan oleh Khairunnisa (2025). Pengujian lapangan yang dilakukan menggunakan dua metode, yakni Metode Reese & Wright dan Metode Meyerhof. Dari kedua metode tersebut didapat hasil perhitungan kapasitas daya dukung dan penurunan tiang bor lebih

besar apabila menggunakan Metode Reese & Wright dibandingkan dengan metode Meyerhof. Meskipun demikian, semua hasil perhitungan kedua metode tersebut sudah lebih dari kapasitas beban yang diterapkan di lapangan, sehingga fondasi aman digunakan.

Al-Kinani (2020) melakukan penelitian terkait perbandingan penurunan tiang tunggal dan kelompok tiang berdasarkan uji lapangan serta metode teoritis pada kondisi tanah lunak. Dalam studi ini, digunakan model prototipe tiang tunggal dan tiang bor kelompok dengan rasio panjang terhadap diameter (L/D) sebesar 13,33 dan jarak antar tiang tiga kali diameter, yang diberi beban aksial vertikal pada tanah lempung lunak. Untuk membandingkan hasil uji beban tiang terhadap penurunan *bored pile*, tiga metode interpretasi yang dipilih, yaitu Hansen's 90%, Butler dan Hoy, serta Fuller dan Hoy, diterapkan untuk mengevaluasi akurasi perhitungan penurunan. Hasil penelitian menunjukkan bahwa metode Poulos dan Vesic cenderung memberikan nilai penurunan yang lebih tinggi dibandingkan dengan data uji lapangan dan tidak direkomendasikan untuk tanah lempung lunak. Sebaliknya, metode Hansen’s 90% dan Butler dan Hoy lebih dapat diandalkan untuk menghitung penurunan tiang tunggal dan tiang bor kelompok. Penurunan *bored pile* juga diketahui meningkat seiring dengan penambahan jumlah tiang, sesuai dengan hasil uji beban tiang.

Hashfi (2022) melakukan penelitian tentang analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi *bored pile* berdasarkan data lapangan dimana analisis kapasitas dukung ultimit menggunakan Metode Reese & Wright dipengaruhi oleh muka air tanah yang mengurangi kekuatan tahanan ujung tiang dan gesek tiang, serta tekanan di tengah lapisan tanah. Sementara itu, Metode Meyerhof N_{SPT} melakukan koreksi pada nilai N_{SPT} yang mempengaruhi tahanan ujung, dengan memperhatikan faktor kedalaman tiang, di mana nilai N dihitung dari 8D di atas tanah hingga 4D di bawah dasar tiang.

2.4 Penurunan Fondasi Tiang Bor dengan Metode Empiris

Hashfi (2022) telah melakukan studi kasus kasus tentang analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi *bored pile* dengan variasi dimensi pada Proyek

Pembangunan Gedung Fakultas Ilmu Budaya Institut Seni Budaya Indonesia, Aceh. Perhitungan penurunan fondasi tiang dihitung dengan menggunakan metode empiris. Hasil analisis didapat nilai penurunan pada tiang kelompok yang semakin kecil seiring dengan peningkatan diameter tiang kelompok yang yang diperhitungkan. Hal tersebut terjadi karena luas permukaan pada kelompok tiang dalam suatu kelompok tiang yang juga turut semakin luas sehingga menghasilkan nilai penurunan yang lebih kecil. Selain itu, jenis tanah, beban yang diterapkan, dan juga jenis material yang dipergunakan pada tiang fondasi turut berpengaruh terhadap penurunan tiang bor.

Studi kasus tentang analisis penurunan fondasi tiang bor terhadap variasi dimensi dengan menggunakan metode empiris pada Proyek Gedung Laboratorium Universitas Tidar Magelang juga telah dilakukan oleh Rangkite (2024). Analisis ini menghasilkan besaran nilai penurunan yang terjadi pada lokasi tersebut masih dalam batas aman, yang mana itu berarti besarnya nilai penurunan tersebut tidak lebih dari 0,05m

2.5 Kapasitas Daya Dukung Tiang Bor Terhadap Variasi Diameter dengan Program PLAXIS 2D

Pada penelitiannya, Rangkite (2024) melakukan analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor terhadap variasi dimensi menggunakan *software* PLAXIS 2D pada Proyek Gedung Laboratorium Universitas Tidar Magelang. Kesimpulan yang didapat berdasarkan analisis menggunakan PLAXIS 2D memperlihatkan kapasitas dukung fondasi kelompok tiang yang lebih besar dibandingkan dengan metode lain yang digunakan. Sementara itu, analisis kapasitas dukung fondasi tiang tunggal menghasilkan empat tiang yang memberikan variasi dalam kapasitas dukung kelompok tiangnya.

Khairunnisa (2025) juga melakukan studi kasus tentang analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor terhadap variasi dimensi menggunakan *software* PLAXIS 2D. Hasil yang didapat yakni kapasitas dukung ultimit hasil pengujian PDA di lapangan menunjukkan nilai yang lebih rendah dibandingkan metode Meyerhof dan metode Reese & Wright. Sebaliknya, perhitungan menggunakan PLAXIS 2D

menghasilkan kapasitas tertinggi di antara semua metode. Dalam analisis kebutuhan tiang untuk *frame* 653, jumlah tiang yang diperlukan lebih banyak daripada kondisi aktual di lapangan, yaitu sebanyak 5 tiang untuk Metode Meyerhof dan 6 tiang untuk Metode Reese & Wright.

2.6 Penurunan Tiang Bor Terhadap Variasi Diameter dengan program PLAXIS 2D

Studi kasus tentang analisis penurunan fondasi tiang bor terhadap variasi dimensi menggunakan program PLAXIS 2D pada Proyek Gedung Laboratorium Universitas Tidar Magelang yang juga telah dilaksanakan oleh Rangkite (2024), menunjukkan bahwa hasil penurunan yang diperoleh berdasarkan analisis program PLAXIS 2D lebih besar dibandingkan dengan hasil penurunan yang dihitung dengan metode teoritis. Namun, meski begitu penurunan tersebut masih berada di bawah batas izin penurunan proyek yaitu 5cm, sehingga tidak terjadi permasalahan serius pada penurunan podasi tiang bor tersebut. Dengan begitu struktur fondasi pada gedung tersebut dianggap aman untuk digunakan.

Penelitian terkait perhitungan penurunan fondasi tiang bor terhadap variasi diameter menggunakan *software* PLAXIS 2D yang telah dilakukan oleh Khairunnisa (2025), didapatkan hasil berdasarkan variasi diameter 0,2 m; 0,3 m; dan 0,4 m dengan *software* PLAXIS 2D pada *frame* 653 lebih besar dibanding dengan metode teoritis Reese & Wright dan lebih kecil dibanding dengan metode teoritis Meyerhof. Sedangkan pada *frame* 644 hasil penurunan menggunakan *software* PLAXIS 2D lebih kecil dibanding metode teoritisnya. Kendati demikian, semua hasil penurunan berbagai metode tersebut masih memenuhi syarat dari penurunan yang diizinkan yakni 0,032 m, sehingga semua variasi dimensi tersebut aman untuk digunakan.

2.7 Perbandingan Penelitian

Penelitian tugas akhir ini berbeda dengan penelitian sebelumnya, karena fokus pada analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor di Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma, Yogyakarta.

Analisis menggunakan Metode Reese & Wright (1977) dan Meyerhof (1976) pada fondasi tiang bor kelompok eksisting dan variasi diameter tiang 0,6 m dan 1 m, dengan kedalaman tiang 8,1 m. Kemudian hasil perhitungan diverifikasi dengan program PLAXIS 2D. Perbandingan penelitian ini dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

No.	Nama	Judul Penelitian	Tujuan Penelitian	Metode Penelitian	Hasil Penelitian
1.	Husnirizqi (2022)	Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Bor Berdasarkan Data Lapangan dan Laboratorium Terhadap Variasi Dimensi.	Mengetahui daya dukung tiang bor tunggal dan kelompok serta besar penurunannya terhadap variasi dimensi.	• Metode Statis : Metode Mayerhof, Metode Reese & Wright, Metode Poulos dan Davis, dan Metode Vesic • Metode Numerik : *SAP2000*	Daya dukung yang diperoleh dari data lapangan lebih rendah dibandingkan dengan data laboratorium, dan jumlah fondasi dalam suatu kelompok tiang mempengaruhi daya dukung serta penurunan kelompok tiang tersebut.
2.	Hashfi (2022)	Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi *Bored Pile* Dengan Variasi Dimensi (Studi kasus: Proyek Pembangunan Gedung Fakultas Ilmu Budaya Institut Seni Budaya Indonesia, Aceh)	Mengetahui besarnya kapasitas dan penurunan fondasi tiang bor yang terjadi berdasarkan daya dukung aksial dan daya dukung lateralnya terhadap variasi dimensi.	• Metode Statis : Metode Broms, Metode Reese & Matlock, Metode Reese & Wright dan Metode Mayerhof • Metode Numerik : *ETABS*	Penurunan yang terjadi pada kelompok tiang akan semakin kecil seiring dengan diperbesarnya diameter fondasi tiang yang dipergunakan.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

No.	Nama	Judul Penelitian	Tujuan Penelitian	Metode Penelitian	Hasil Penelitian
3.	Khairunnisa (2025)	Analisis Daya Dukung Fondasi *Bored Pile* berdasarkan Data SPT pada Proyek Pembangunan Gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD Kota Yogyakarta.	Mengetahui besarnya nilai daya dukung dan penurunan fondasi *bored pile* serta dibandingkan dengan hasil PDA.	• Metode Statis : Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976) • Metode Numerik : SAP2000 dan *PLAXIS 2D*	Analisis yang dilakukan menunjukkan bahwa nilai yang diperoleh dari Metode Reese & Wright serta Metode Meyerhof ternyata lebih rendah dibandingkan yang dihasilkan oleh analisis elemen hingga menggunakan PLAXIS 2D.
4.	Al-Kinani (2020)	Perbandingan Penurunan Pile Tunggal dan Pile Kelompok Berdasarkan Uji Lapangan dan Metode Teoritis.	Mengetahui perbandingan penurunan pile tunggal dan pile kelompok berdasarkan pada uji lapangan dan metode teoritis.	Metode Hansen's 90%, Metode Butler dan Hoy, Metode Fuller dan Hoy, Metode Vesic, dan Metode Poulos.	Analisis ini menunjukkan bahwa penurunan *bored pile* yang terjadi akan meningkat seiring dengan jumlah tiang. Metode Hansen's 90%, Butler dan Hoy menghasilkan nilai serupa, sementara Vesic memberikan nilai tertinggi. Metode Fuller dan Hoy serta Poulos lebih dapat diandalkan untuk tiang tunggal. Uji beban tiang dan nilai rata-rata dari metode interpretasi yang tepat adalah cara terbaik untuk memprediksi penurunan pada tanah lempung lunak.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

No.	Nama	Judul Penelitian	Tujuan Penelitian	Metode Penelitian	Hasil Penelitian
5.	Rangkite (2024)	Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Bor Terhadap Variasi Dimensi Menggunakan Program *PLAXIS 2D*	Mengetahui sejauh mana variasi dimensi mempengaruhi kapasitas dukung fondasi tiang bor dan penurunan yang terjadi pada fondasi tersebut.	• Metode Statis : Metode Mayerhof dan Metode Reese & Wright • Metode Numerik : ETABS dan *PLAXIS 2D*	Terdapat perbedaan signifikan antara kapasitas dukung tiang eksisting dan tiang rencana, di mana tiang eksisting lebih besar, namun kapasitas tiang rencana tetap mencukupi untuk menahan beban aksial yang diterapkan
6.	Prastika (2025)	Analisis Kapasitas Daya Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Bor Terhadap Variasi Dimensi	Menganalisis hubungan antara dimensi tiang bor, karakteristik tanah, kapasitas dukung, dan penurunan pada tiap variasi dimensi.	• Metode Statis : Metode Mayerhof dan Metode Reese & Wright • Metode Numerik SAP2000 dan *PLAXIS 2D*	Hasil analisis menunjukkan bahwa tiang eksisting (0,8 m) dan variasi diameter (0,6 m & 1 m) aman berdasarkan kapasitas dukung (Q_g > P) dan penurunan (S_g > Sizin). Namun untuk diameter 0,6 m dan eksisting terjadi distribusi beban tidak merata yang berpotensi menimbulkan *overstress* lokal pada beberapa tiang dan mengurangi efisiensi kerja kelompok tiang.

Sumber : Al-Kinani (2020), Hashfi (2022), Husnirizqi (2022), Khairunnisa (2025), Rangkite (2024)

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Dalam struktur lapisan bumi, tanah terletak pada lapisan yang paling atas dan berperan penting sebagai media dasar untuk berbagai kegiatan konstruksi yang ada. Tanah merupakan salah satu lapisan pada permukaan bumi yang terbentuk dari material induk yang telah mengalami proses perubahan melalui pelapukan. Proses ini dipengaruhi oleh faktor alami seperti air, udara, dan berbagai organisme, baik yang masih hidup maupun yang telah mati. Tingkat perubahan yang terjadi pada tanah dapat dilihat dari perbedaan komposisi, struktur, dan warna yang dihasilkan oleh pelapukan material induk tersebut (Dokuchaev, 1870).

Dalam ilmu teknik sipil, tanah merupakan suatu kelompok yang terdiri dari mineral, material alami, dan juga hasil pengendapan serta pelapukan batuan yang ada pada bagian atas batuan dasar (*bedrock*) (Hardiyatmo, 1992). Tanah memiliki peran yang sangat penting dalam berbagai aspek ketekniksipilan, terutama dalam bidang perencanaan dan pembangunan struktur bangunan. Kemampuan tanah dalam mendukung beban, serta ketahanannya terhadap tekanan dan perubahan kondisi lingkungan, menjadi faktor yang sangat menentukan dalam desain fondasi dan stabilitas bangunan. Tanah dapat dibedakan berdasarkan sifat fisiknya, seperti ukuran butir, kepadatan, permeabilitas, dan komposisi kimianya, yang masing-masing dapat berpengaruh pada daya dukung dan perilaku tanah terhadap beban yang diterimanya. Oleh karena itu, pemahaman yang mendalam mengenai karakteristik tanah sangat diperlukan dalam merencanakan konstruksi yang aman dan efisien.

3.2 Penyelidikan Tanah

Dalam teknik sipil, penyelidikan tanah merupakan satu hal yang sangat perlu untuk dilakukan. Penyelidikan ini memiliki tujuan untuk mengetahui kapasitas dukung dan karakteristik mekaniknya, seperti kekuatan geser, deformasi, dan

hidrolik. Hal ini dilakukan untuk memastikan bahwa tanah tersebut dapat menahan beban struktur tanpa mengalami penurunan atau kegagalan secara berlebih.

Penyelidikan tanah harus direncanakan secara sistematis dan menyeluruh agar diperoleh data yang lengkap dan representatif. Informasi yang akurat dari hasil penyelidikan tersebut dapat digunakan untuk meminimalkan risiko dan mengoptimalkan biaya konstruksi. Berbagai metode pengujian tanah, seperti *Standard Penetration Test* (SPT) dan *Cone Penetration Test* (CPT), digunakan untuk memperoleh data mengenai sifat fisik dan mekanik tanah

3.3 Pembebanan pada Fondasi Tiang Bor

Perencanaan fondasi dilakukan dengan mempertimbangkan berbagai faktor, salah satunya adalah beban yang akan diteruskan oleh fondasi. Beban ini berasal dari bangunan yang ada di atas fondasi tersebut. Secara umum, jenis beban yang diterima oleh suatu struktur meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa.

3.3.1 Beban Mati

Beban mati adalah beban yang mengarah pada beban yang bekerja pada suatu struktur bangunan dengan berat yang tetap dan berada pada posisi yang tetap. Beban mati meliputi berat struktur itu sendiri serta berat benda-benda lain yang melekat dan tidak dapat dipisahkan dari struktur tersebut (Husnirizqi, 2022). Menurut SNI 1727-2020, beban mati mencakup berat semua komponen permanen dari struktur bangunan, termasuk elemen struktural maupun non-struktural. Komponen permanen yang dimaksud berupa perlengkapan tetap, hingga beban dari tanah penimbun atau bahan lainnya yang masih ditahan oleh struktur.

3.3.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban tidak tetap yang mana itu berarti berat dan posisinya dapat berubah-ubah. Perubahan berat dan posisi beban yang berubah-ubah itu sendiri dikarenakan adanya pergerakan yang disebabkan oleh penghuni, pengguna, maupun beban yang berasal dari barang-barang yang dapat dipindahkan, seperti material di gudang, buku, dan sebagainya. Menurut SNI 1727-2020, beban hidup berasal dari penggunaan dan penghunian bangunan yang tidak permanen.

3.3.3 Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban yang dihasilkan oleh getaran atau guncangan akibat aktivitas seismik di dalam bumi. Beban ini mempengaruhi struktur bangunan dan dapat menyebabkan pergerakan baik secara horizontal maupun vertikal. Beban gempa bersifat dinamis dan bervariasi, bergantung pada intensitas gempa, lokasi, serta sifat bangunan tersebut. Dalam perencanaan struktur, penting untuk mempertimbangkan beban gempa guna menjaga keamanan dan stabilitas bangunan terhadap potensi dampak gempa bumi. Fungsi lain dari perancangan struktur gedung dengan mempertimbangkan analisis beban gempa antara lain:

1. Mengurangi kemungkinan kerusakan pada gedung sehingga masih bisa diperbaiki,
2. Mengurangi ketidaknyamanan penghuni gedung saat gempa terjadi,
3. Mencegah terjadinya korban jiwa akibat keruntuhan gedung, dan
4. Memastikan fungsi serta layanan vital gedung tetap terjaga.

Dalam melakukan analisis beban gempa yang terjadi pada suatu struktur bangunan gedung, dasar perencanaan yang digunakan yakni mengacu pada SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung. Analisis tersebut antara lain sebagai berikut.

1. Menentukan kategori risiko dari struktur bangunan dan faktor keutamaan (I).

   Penentuan kategori risiko tersebut dilakukan berdasarkan fungsi dan tingkat kepentingannya, baik untuk bangunan gedung maupun non-gedung. Kategori risiko ini dibagi menjadi empat bagian yang masing-masing berpengaruh langsung terhadap nilai faktor keutamaan gempa (I_e). Semakin tinggi tingkat risiko suatu bangunan, maka semakin besar pula nilai faktor keutamaan yang digunakan dalam analisi. Dengan demikian, faktor ini menjadi salah satu elemen krusial dalam perencanaan struktur tahan gempa.

   Berikut disajikan tabel kategori risiko bangunan gedung dan non-gedung pada Tabel 3.1 dan tabel faktor keutamaan (I_e) untuk berbagai kategori bangunan pada Tabel 3.2.

Tabel 3. 1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-Gedung

Jenis penggunaan	Kategori risiko
Bangunan gedung dan non-gedung yang memiliki risiko kecil terhadap keselamatan manusia saat mengalami kegagalan, termasuk namun tidak terbatas, yaitu : • Bangunan sementara • Fasilitas penyimpanan • Bangunan pertanian, Perkebunan, peternakan, dan perikanan • Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua bangunan dan struktur lainnya, kecuali yang tergolong dalam kategori risiko I, III, IV, mencakup tetapi tidak terbatas, yaitu : • Rumah took dan rumah kantor • Perumahan • Pasar • Gedung apartemen/rumah susun • Bangunan perkantoran • Pusat perbelanjaan/mall • Pabrik • Bangunan industry Fasilitas manufaktur	II
Bangunan dan struktur non-gedung yang memiliki potensi risiko besar terhadap keselamatan manusia saat mengalami kegagalan, termasuk namun tidak terbatas yaitu: • Bioskop • Stadion • Gedung pertemuan • Penjara • Fasilitas Kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat • Bangunan untuk orang jompo • Fasilitas penitipan anak	III

Lanjutan Tabel 3. 1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-Gedung

Jenis penggunaan	Kategori risiko
Gedung dan bangunan non-gedung, kecuali yang tergolong dalam kategori risiko IV, memiliki kemungkinan untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari jika mengalami kegagalan, termasuk tetapi tidak terbatas yaitu: • Fasilitas penanganan air • Pusat pembangkit listrik biasa • Pusat telekomunikasi • Fasilitas penanganan limbah	
Bangunan gedung dan non-gedung yang digolongkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: • Gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan • Bangunan-bangunan monumental • Rumah ibadah • Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat • Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat • Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya • Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat • Fasilitas komunikasi dan fasilitas tanggap darurat lainnya Gedung dan bangunan non-gedung yang esensial untuk memelihara fungsi dari struktur bangunan lain yang masuk dalam kategori IV.	IV

(Sumber: SNI 1726-2019)

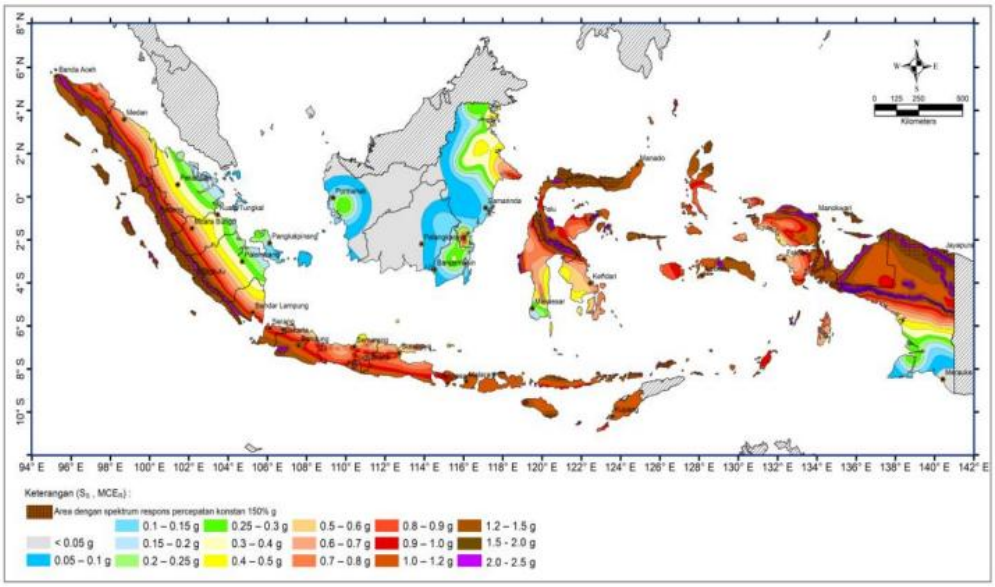
Tabel 3. 2 Faktor Keutamaan (I_e) untuk Berbagai Kategori Bangunan

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726-2019)

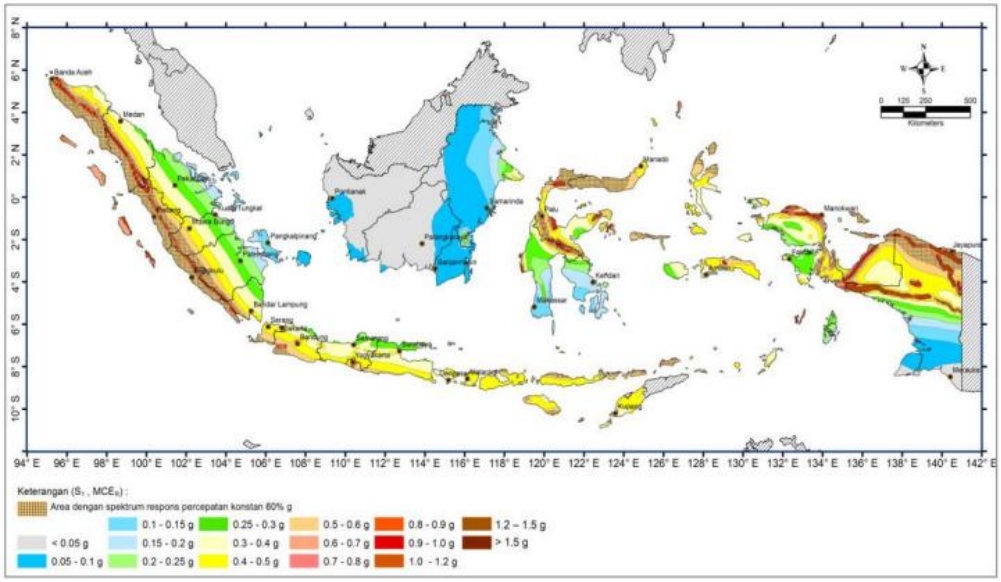
2. Menentukan nilai spektrum respon desain.

   Dalam menentukan spektrum respon desain, diperlukan serangkaian perhitungan yang melibatkan beberapa koefisien serta parameter penting lainnya. Salah satu parameter utama yang harus diperhatikan yakni seperti percepatan terpetakan (*mappe* acceleration), yang terdiri atas dua komponen, yakni percepatan batuan dasar pada periode pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1). Kedua parameter ini digunakan sebagai dasar dalam menghitung besarnya pengaruh gempa yang bekerja pada struktur. Untuk parameter percepatan batuan dasar perioda pendek (Ss) dan percepatan batuan dasar perioda 1 detik (S_1), dapat dilihat pada Gambar 3.1 dan Gambar 3.2 berikut ini.



Gambar 3. 1 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Periode Pendek (S_s)

(Sumber: SNI 1726-2019)



Gambar 3. 2 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Periode 1 Detik (S_1)

(Sumber: SNI 1726-2019)

Untuk menentukan nilai parameter respon spektrum percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan informasi mengenai faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik (F_a) dan periode 1 detik (F_v), yang dapat ditemukan pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4 di bawah ini.

Tabel 3. 3 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S_s					
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s = 1{,}25$	$S_s \geq 0{,}5$
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: SNI 1726-2019)

Tabel 3. 4 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 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: SNI 1726-2019)

3. Untuk menghitung respons spektral percepatan gempa maksimum yang diperkirakan (MCE_R) di permukaan tanah, dibutuhkan faktor-faktor amplifikasi seismik yang berlaku untuk periode 0,2 detik dan 1 detik. Faktor-faktor ini mencakup nilai amplifikasi untuk percepatan pada periode pendek (F_a) serta nilai amplifikasi untuk percepatan pada periode 1 detik (F_v). Nilai parameter respons spektral percepatan, yaitu S_{Ms} untuk periode pendek dan S_{M1} untuk periode 1 detik, harus disesuaikan dengan klasifikasi kondisi tanah setempat dan dihitung menggunakan rumus Persamaan 3.1, Persamaan 3.2, Persamaan 3.3, dan Persamaan 3.4 berikut.

$$S_{MS} = F_a \times S_S \quad (3.1)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (3.2)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (3.4)$$

dimana :

F_a = koefisien F_a,

F_v = koefisien F_v,

S_S = parameter percepatan respons gempa pada periode pendek,

S_1 = parameter percepatan respons gempa pada periode panjang,

S_{MS} = pengaruh situs pada periode pendek,

S_{M1} = pengaruh situs pada periode panjang,

S_{DS} = parameter percepatan respons pada periode pendek, dan

S_{D1} = parameter percepatan respons pada periode panjang.

4. Menentukan periode fundamental struktur bangunan (T)

   Periode struktur merupakan salah satu faktor penting yang perlu diketahui dalam merancang bangunan tahan gempa. Faktor ini menentukan besarnya beban gempa yang akan diterapkan dalam perancangan struktur bangunan dengan ketentuan sebagai berikut.

   a. Periode *Computed* (T_c)

      Periode yang dihitung menggunakan aplikasi SAP2000 ini bertujuan untuk memverifikasi dan membandingkan nilai periode (T) fundamental yang akan digunakan dalam analisis selanjutnya, dengan memenuhi sejumlah persyaratan tertentu, yakni sebagai berikut :

      a. jika $T_c > C_u.T_a$, maka $T = C_u.T_a$,
      b. jika $T_a < T_c < C_u.T_a$, maka $T = T_c$, dan
      c. jika $T_c < T_a$, maka $T = T_a$.

Untuk besarnya nilai C_u yang digunakan, dapat menentukannya derdasarkan pada SNI 03-1726-2019, sesuai dengan Tabel 3.5 berikut

Tabel 3. 5 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: SNI 1726-2019)

b. Periode Fundamental Pendekatan (T_a)

Menurut SNI 03-1726-2019, nilai T_a ditentukan dengan menggunakan Persamaan 3.5 berikut ini.

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.5)$$

dimana :

T_a = periode fundamental pendekatan,

h_n^x = ketinggian struktur (m), dan

C_t, x = koefisien yang diperoleh dari Pasal 7.8.2.1. (SNI 1726-2019).

Berikut disajikan Tabel 3.6, terkait penentuan nilai parameter periode pendekatan C_t dan x.

Tabel 3. 6 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: SNI 1726-2019)

5. Kategori Desain Seismik

Penetapan kategori desain seismik harus mengacu pada kategori lebih tinggi sesuai Tabel 8 dan Tabel 9 yang tercantum dalam SNI 1726-2019, tanpa memperhitungkan periode fundamental (T), dan ditentukan berdasarkan parameter respons percepatan spektrum desain pada Tabel 3.7 dan Tabel 3.8.

Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

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

(Sumber: SNI 1726-2019)

Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

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

(Sumber: SNI 1726-2019)

6. Sistem Pemikul Gaya Seismik

   Rangka pemikul momen (*moment-resisting frame*) merupakan sistem struktur di mana elemen-elemen struktural beserta sambungannya (*joint*) secara bersama-sama menahan beban lateral dan vertikal melalui mekanisme lentur, geser, dan gaya aksial. Pemilihan sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal harus mempertimbangkan Kategori Desain Seismik (KDS) serta ketinggian struktur, dan harus dirancang serta didetailkan sesuai dengan ketentuan teknis yang berlaku untuk masing-masing sistem penahan gempa yang digunakan. Penggunaan sistem pemikul gaya seismik yang berbeda pada dua arah utama (sumbu ortogonal) struktur diperbolehkan, namun masing-masing sistem wajib menerapkan parameter seismik yang sesuai, yaitu faktor reduksi gaya gempa (R), koefisien perpindahan (C_d), dan faktor redundansi (Ω_0). Selain itu,

penerapan sistem yang berbeda harus tetap mengikuti batasan sistem struktur sebagaimana yang dapat dilihat dalam Tabel 3.9 berikut.

Tabel 3. 9 Faktor R, C_d, dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0{}^b$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d{}^c$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, *hn* (m)[d]				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D^e	E^e	F^f
1.Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
2.Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	48	30	TI
3.Rangka baja pemikul momen menengah	$4\frac{1}{2}$	3	4	TB	TB	10^k	TI^k	TI^k
4.Rangka baja pemikul momen biasa	$3\frac{1}{2}$	3	3	TB	TB	TI^l	TI^l	TI^l

(Sumber: SNI 1726-2019)

7. Menentukan beban geser nominal (V)

   Rumus yang digunakan untuk menghitung besar gaya geser nominal sesuai dengan SNI 1726-2019 dapat ditemukan dalam Persamaan 3.6 berikut.

$$V = C_s \times W_t \tag{3.6}$$

dimana :

V = gaya geser nominal (kN),

C_s = faktor koefisien respon spektrum gempa (Pasal 10.2.1), dan

W_t = berat bangunan (kN).

Dimana nilai C_s dihitung menggunakan rumus pada Persamaan 3.7 berikut.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \tag{3.7}$$

dimana :

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

R = faktor koefisien modifikasi, dan

I_e = faktor keamanan gempa.

3.4 Analisis Pembebanan dengan menggunakan SAP2000

SAP2000 adalah perangkat lunak komputer yang digunakan untuk menganalisis dan merancang kekuatan struktur dari suatu bangunan. Prinsip kerja *software* ini melibatkan pemodelan struktur, pelaksanaan analisis, dan juga pemeriksaan/optimasi desain yang dilakukan secara bersamaan dalam satu tampilan. Tampilan tersebut berupa model *real-time* yang memudahkan bagi para pengguna dalam melakukan pemodelan secara menyeluruh dengan waktu yang singkat namun dengan hasil yang akurat (Mutiarasella, 2022).

Untuk *output* yang dihasilkan dapat disesuaikan dengan kebutuhan, baik dalam bentuk model struktur, grafik, maupun *spreadsheet*. Semua hasil ini dapat disesuaikan untuk penyusunan laporan analisis dan desain. Berikut adalah beberapa manfaat dari penggunaan *software* SAP2000 :

1. analisis yang cepat dan akurat,
2. model pembebanan yang lebih lengkap, baik untuk beban statik maupun dinamik,
3. pemodelan elemen *shell* yang lebih tepat,
4. analisis dinamik dengan metode *Ritz* dan *Eigenvalue*, dan
5. sistem koordinat ganda untuk bentuk geometri struktur yang kompleks.

Berikut disajikan langkah-langkah awal yang perlu dilakukan dalam penggunaan *software* SAP2000, sebagai berikut.

1. Mengidentifikasi sambungan (*joint*), rangka (*frame*), penopang (*restraint*), dan pembatas (*constraint*) sesuai dengan gambar teknik yang digunakan,
2. Mendefinisikan karakteristik material dan bagian rangka (*frame section*) sesuai dengan sifat material seperti kuat tekan beton, mutu baja, dan lainnya,
3. Menentukan elemen penopang seperti balok, kolom, dan pelat, kemudian mengodefikasikannya sesuai dengan gambar teknik, dan
4. Untuk mendefinisikan beban (*load*), terdiri dari beban mati (Q_D), beban hidup (Q_L), dan kombinasi (*combo*) dengan koefisien berikut.
   a. 1,4DL
   b. 1,2DL + 1,6LL
   c. $(1,2 + 0,2\ S_{DS})$DL + 1,0LL + $1,3R_{sx}$ + $0,39R_{sy}$

d. $(1,2 + 0,2\ S_{DS})DL + 1,0LL + 1,3R_{sx} - 0,39R_{sy}$
e. $(1,2 + 0,2\ S_{DS}\ S)DL + 1,0LL - 1,3R_{sx} + 0,39R_{sy}$
f. $(1,2 + 0,2\ S_{DS})DL + 1,0LL - 1,3R_{sx} - 0,39R_{sy}$
g. $(1,2 + 0,2\ S_{DS})DL + 1,0LL + 0,39R_{sx} + 1,3R_{sy}$
h. $(1,2 + 0,2\ S_{DS})DL + 1,0LL + 0,39R_{sx} - 1,3R_{sy}$
i. $(1,2 + 0,2\ S_{DS})DL + 1,0LL - 0,39R_{sx} + 1,3R_{sy}$
j. $(1,2 + 0,2\ S_{DS})DL + 1,0LL - 0,39R_{sx} - 1,3R_{sy}$
k. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})DL + 1,3R_{sx} + 0,39R_{sy}$
l. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})DL + 1,3R_{sx} - 0,39R_{sy}$
m. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})DL - 1,3R_{sx} + 0,39R_{sy}$
n. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})DL - 11,3R_{sx} - 0,39R_{sy}$
o. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})DL + 0,39R_{sx} + 1,3R_{sy}$
p. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})DL + 0,39R_{sx} - 1,3R_{sy}$
q. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})DL - 0,39R_{sx} + 1,3R_{sy}$
r. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})DL - 0,39R_{sx} - 1,3R_{sy}$

dimana :

S_{DS} = parameter percepatan desain respon spektrum periode pendek,
DL = beban mati (kN),
LL = beban hidup (kN),
R_{sx} = beban gempa dinamik arah x (kN), dan
R_{sy} = beban gempa dinamik arah y (kN).

5. Menganalisis struktur dengan *run analysis*.

   Hasil dari analisis tersebut akan menghasilkan gaya-gaya dalam yang disebabkan oleh kombinasi beban (kombinasi 1), yaitu berupa gaya normal (P), gaya geser (H), dan momen (M) yang bekerja pada setiap kolom dasar. Kombinasi beban ini akan digunakan sebagai beban rencana dalam analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor.

3.5 Fondasi Tiang Bor

Fondasi tiang bor (*bored pile*) merupakan salah satu jenis fondasi tiang yang dipasang dengan metode pengeboran tanah dan biasanya dikerjakan pada tahap awal proyek konstruksi. *Bored pile* dipasang dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, lalu dilanjutkan dengan mengisi tulangan yang telah dirakit sesuai dengan desain yang telah ditentukan melalui perhitungan dan analisis sebelumnya, lalu dicor beton (Mina, dkk 2017). Beberapa keuntungan dan kerugian dari penggunaan fondasi tiang bor ini antara lain, sebagai berikut.

I. Keuntungan Penggunaan Fondasi Tiang Bor
   1. Pemasangan fondasi tiang bor yang tidak menimbulkan gangguan suara dan getaran sehingga tidak menciptakan suara bising ataupun membahayakan wilayah sekitar,
   2. Dapat meminimalisir kebutuhan terhadap beton dan juga tulangan *dowel* pada *pile cap*, karena dalam hal ini kolom dapat diletakkan secara langsung pada puncak atas tiang bor,
   3. Kedalaman fondasi tiang bor yang bervariasi, sehingga dapat disesuaikan dengan kebutuhan rencana konstruksi,
   4. Cocok untuk tanah yang stabilitasnya rendah, seperti tanah lunak sehingga mudah bergerak. Sebagai misal, tanah endapan. Dalam hal ini, fondasi tiang bor mampu menembus hingga ke lapisan yang paling stabil dengan kedalaman tertentu,
   5. Tidak memiliki risiko terjadinya kenaikan muka tanah,
   6. Penulangan pada tiang bor tidak dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada saat pengangkutan,
   7. Memiliki daya dukung yang lebih tinggi. Hal ini dikarenakan fondasi tiang bor tersebut mampu menyalurkan beban bangunan ke lapisan tanah yang lebih dalam dan lebih kuat, dan
   8. Proses pemasangannya yang lebih cepat, efisien, dan tidak memakan tempat, sehingga mampu mengurangi waktu pengerjaannya dalam menembus lapisan tanah.

II. Kerugian Penggunaan Fondasi Tiang Bor

1. Proses pengecoran fondasi tiang bor dipengaruhi oleh kondisi cuaca sekitar,
2. Pengecoran beton menjadi lebih sulit jika terpengaruh oleh air tanah mengingat kualitas beton itu sendiri yang rentan terhadap kontaminasi,
3. Ketidakseragamannya mutu beton di sepanjang badan tiang hasil pengecoran mampu mengurangi kapasitas dukungnya, terutama tiang bor dengan kedalaman yang cukup dalam,
4. Biaya yang dibutuhkan untuk penyewaan alat beratnya cukup mahal,
5. Proses pengeboran dapat menyebabkan gangguan pada kepadatan tanah, terutama jika tanah tersebut berupa pasir atau berkerikil,
6. Adanya air yang mengalir dan masuk ke dalam lubang bor dapat mengganggu struktur tanah tersebut, sehingga mengurangi daya dukung pada tiang bor,
7. Apabila langkah pencegahan tidak dilakukan, maka keruntuhan tanah (*ground loss*) bisa saja terjadi sehingga dapat merusak struktur fondasi dan meningkatkan risiko kegagalan fondasi itu sendiri, dan
8. Perlunya *Temporary Casing* yang berfungsi untuk mencegah terjadinya kelongsoran selama proses pengeboran berlangsung.

3.6 Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor

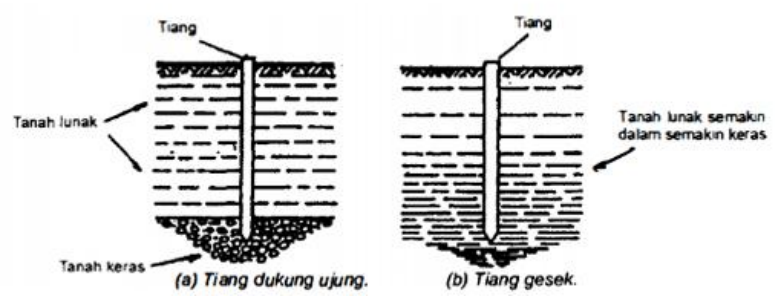
Secara umum kapasitas daya dukung fondasi tiang bor ini sendiri merujuk pada kemampuan tiang dalam menopang beban. Agar keamanan tiang tersebut dapat terjamin, kapasitas daya dukung yang dimiliki oleh fondasi harus lebih besar dari beban yang akan diterima melalui sistem fondasi (Jamil, dkk 2023). Dalam menentukan daya dukung ultimate pada fondasi tiang bor (*bored pile*) dapat dilakukan dengan cara menghitungnya berdasarkan parameter tanah yang telah diuji. Perhitungan ini menggunakan rumus umum yang memperhitungkan tahanan pada ujung tiang dan tahanan di sekeliling tiang (Hardiyatmo, 2008).

1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

   Tiang dukung ujung (*end bearing pile*) adalah fondasi tiang yang kapasitasnya berasal terutama dari kekuatan lapisan tanah keras atau batuan di bawah ujung tiang. Tiang ini dipasang menembus tanah lunak hingga mencapai lapisan keras, sehingga hampir seluruh beban konstruksi disalurkan langsung ke lapisan tersebut, dengan kontribusi gesekan sisi yang relatif kecil. Dengan demikian, beban konstruksi yang bekerja hampir seluruhnya dipindahkan melalui ujung tiang ke lapisan keras tersebut, sementara kontribusi gesekan pada sisi tiang biasanya tidak signifikan. Jenis tiang ini sangat efektif digunakan pada kondisi tanah permukaan yang lemah namun memiliki lapisan keras pada kedalaman yang relatif terjangkau.

2. Tiang gesek (*friction pile*)

   Tiang gesek merupakan jenis fondasi tiang yang daya dukung utamanya diperoleh dari gesekan antara permukaan samping tiang dan tanah di sekitarnya, bukan dari daya dukung tanah di bawah ujung tiang. Dalam hal ini, konstribusi dari ujung tiang relatif kecil atau bahkan diabaikan, karena sebagian besar beban struktur ditransfer ke tanah melalui tahanan geser pada dinding tiang. Efektivitas tiang gesek sangat dipengaruhi oleh panjang tiang, luas permukaan samping, serta sifat mekanis tanah di sekelilingnya. Untuk gambaran pemodelan tiang yang ditinjau dari cara mendukungnya dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut.



Gambar 3. 3 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Beban

(Sumber: Hardiyatmo, 2008)

Untuk menghitung daya dukung fondasi tiang bor dapat dihitung menggunakan rumus Persamaan 3.8 dan Persamaan 3.9 berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.8)$$

$$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L \times \gamma_{beton} \quad (3.9)$$

dimana:

Q_{ult} = daya dukung ultimit tiang fondasi (kN),

Q_p = daya dukung ultimit ujung tiang fondasi (kN),

Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang fondasi (kN),

W_p = berat sendiri tiang (kN),

D = diameter tiang (m),

L = panjang tiang (m), dan

γ_{beton} = berat jenis beton (kN/m^3).

3.6.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Bor Tunggal

1. Kapasitas daya dukung tiang bor tunggal Metode Reese & Wright (1977)

Rumus untuk menghitung kapasitas daya dukung tiang tunggal, baik dari tahanan ujung maupun dari gesekan selimut tiangnya, menurut metode yang dikembangkan oleh Reese & Wright (1977).

a. Daya dukung ujung tiang bor

Untuk menghitung daya dukung ujung fondasi tiang bor dapat dihitung menggunakan rumus Persamaan 3.10 berikut.

$$Q_p = A_p \times qp \quad (3.10)$$

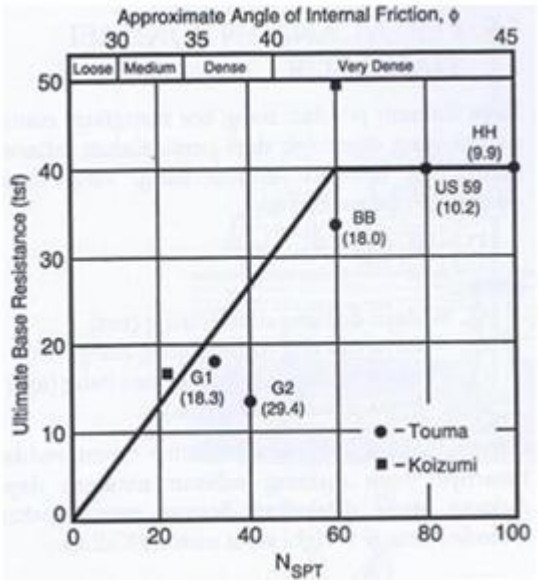
dimana :

Q_p = daya dukung ultimit ujung tiang fondasi (kN),

A_p = luas penampang *bored pile* (m^2), dan

qp = daya dukung ujung tiang (*ultimate point resistance*) (kN/m^2).

Reese & Wright (1977) mengusulkan, untuk nilai qp diperoleh menggunakan grafik korelasi antara nilai qp dan nilai N_{SPT} lapangan seperti pada Gambar 3.4 berikut.



Gambar 3. 4 Hubungan Tahanan Ujung Ultimit pada Tanah Non-Kohesif (Reese & Wright, 1977)

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

b. Daya dukung selimut tiang bor

Untuk menghitung daya dukung selimut fondasi tiang bor dapat dihitung menggunakan rumus Persamaan 3.11 berikut.

$$Q_s = f_s \times L \times p \qquad (3.11)$$

dimana :

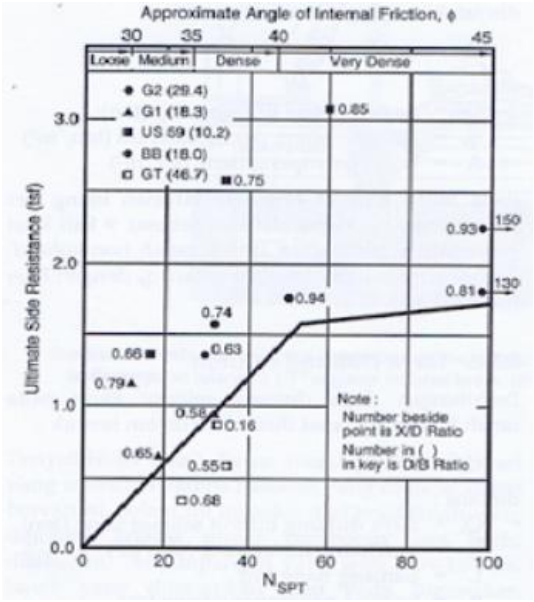
Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang fondasi (kN),

f_s = daya dukung gesek tanah terhadap batang tiang (*skin friction*) (kN/m^2),

L = panjang tiang (m), dan

p = keliling penampang tiang (m).

Untuk tanah non-kohesif, Reese & Wright (1977) mengusulkan bahwa nilai f_s diperoleh berdasarkan grafik korelasi antara nilai f_s dan nilai N_{SPT} lapangan seperti pada Gambar 3.5 berikut.



Gambar 3. 5 Hubungan Tahanan Selimut Ultimit terhadap Nilai N_{SPT} (Reese & Wright, 1977)

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

c. Daya dukung ultimit tiang bor

Perhitungan daya dukung ultimit dihitung berdasarkan rumus Persamaan 3.12 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \qquad (3.12)$$

dimana :

Q_u = daya dukung ultimit tiang fondasi (kN),

Q_p = daya dukung ujung tiang fondasi (kN),

Q_s = daya dukung selimut tiang fondasi (kN), dan

W_p = berat sendiri tiang (kN).

d. Kapasitas dukung izin tiang bor

Perhitungan kapasitas dukung izin tiang dihitung berdasarkan rumus Persamaan 3.13 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.13)$$

dimana :

Q_{all} = kapasitas dukung izin tiang (kN),

Q_u = daya dukung ultimit tiang fondasi (kN), dan

SF = angka aman (menurut SNI 8460-2017 minimum sebesar 2,5).

2. Kapasitas daya dukung tiang bor tunggal Metode Meyerhof (1976)

Pada dasarnya, nilai hasil uji SPT di lapangan masih dipengaruhi oleh kondisi pelaksanaan dan karakteristik tanah, sehingga perlu dikoreksi agar lebih mewakili kondisi aktual. Data uji SPT pada titik BH-1 mencakup nilai pukulan mentah (N_{SPT}) yang telah dikoreksi sesuai kondisi lapangan. Nilai N yang telah dikoreksi tersebut kemudian digunakan sebagai dasar untuk menentukan parameter tanah pada setiap lapisan. Berdasarkan SNI 4153-2008 tentang *Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan SPT*, perhitungan koreksi diuraikan pada pasal 5.3 halaman 5–7 melalui Persamaan 3.14 dan 3.15.

$$(N_1)_{60} = N_M \times C_N \times C_B \times C_E \times C_R \times C_S \quad (3.14)$$

$$C_N = 2{,}2/(1{,}2 + (\sigma'_{VO}/P_a)) \quad (3.15)$$

dimana :

$(N_1)_{60}$ = nilai SPT yang dikoreksi terhadap pengaruh efisiensi tenaga 60%,

N_M = hasil uji SPT di lapangan,

C_N = faktor koreksi tegangan vertikal efektif ($\leq 1{,}70$),

C_B = faktor koreksi terhadap diameter bor,

C_E = faktor koreksi terhadap rasio tenaga palu,

C_R = faktor koreksi terhadap terhadap panjang batang SPT,

C_S = faktor koreksi terhadap tabung contoh, dengan atau tanpa pelapis (*linier*),

σ'_{VO} = tegangan vertikal efektif (kPa), dan

P_a = 100 kPa.

Untuk menghitung tegangan vertikal efektif dilakukan berdasarkan rumus perhitungan Persamaan 3.16 dan Persamaan 3.17 berikut.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_{water} \quad (3.16)$$

$$\sigma'_{VO} = \gamma' \times h \quad (3.17)$$

dimana :

γ_{sat} = berat volume tanah dalam kondisi jenuh (berdasarkan hasil uji lapangan),

γ_{water} = berat volume air (9,81 kN/m^3),

γ' = berat volume efektif (kN/m^3), dan

h = kedalaman (m).

Berikut disajikan Tabel 3.10 terkait nilai koreksi yang digunakan dalam pengujian SPT.

Tabel 3. 10 Koreksi yang digunakana dalam uji SPT (Youd, T.L. & Idriss, I.M., 2001)

Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
Tegangan vertikal efektif		C_N	2,2 /(1,2+(σ'_{vo}/Pa))
Tegangan vertikal efeftif		C_N	$C_N \leq 1,7$
Rasio tenaga	Palu donat (*Donut hammer)*	C_E	0,5 s.d 1,0
Rasio tenaga	Palu pengaman *(Safety hammer)*	C_E	0,7 s.d 1,2
Rasio tenaga	Palu otomatik *(Automatic-trip Donut-type hammer)*	C_E	0,8 s.d 1,3
Diameter bor	65 s.d 115 mm	C_B	1,0
Diameter bor	150 mm	C_B	1,05
Diameter bor	200 mm	C_B	1,15
Panjang batang	< 3 m	C_R	0,75
Panjang batang	3 s.d 4 m	C_R	0,8
Panjang batang	4 s.d 6 m	C_R	0,85
Panjang batang	6 s.d 10 m	C_R	0,95
Panjang batang	10 s.d 30 m	C_R	1,0
Pengambilan contoh	tabung standar	C_S	1,0
Pengambilan contoh	tabung dengan pelapis (*liner*)	C_S	1,1 s.d 1,3

Rumus untuk menghitung kapasitas daya dukung tiang tunggal, baik dari tahanan ujung maupun dari gesekan selimut tiangnya, menurut metode yang dikembangkan oleh Meyerhof, dapat dilihat pada persamaan-persamaan berikut.

a. Daya dukung ujung tiang bor

   Perhitungan daya dukung ujung tiang bor dihitung berdasarkan rumus Persamaan 3.18 dan Persamaan 3.19 berikut.

$$Q_p = A_p \times f_p \tag{3.18}$$

$$f_p = 0{,}4 \times N_{60} \times (L/D) \times \sigma_r \leq 3 \times N_{60} \times \sigma_r \tag{3.19}$$

dimana :

Q_p = daya dukung ultimit ujung tiang fondasi (kN),

A_p = luas penampang *bored pile* (m^2),

f_p = tahanan tanah di ujung tiang (kN/m^2),

N_{60} = nilai N_{SPT} yang dikoreksi terhadap energi standar,

D = diameter tiang (m),

L = panjang tiang (m), dan

σ_r = tegangan referensi = 100 kPa.

b. Daya dukung selimut tiang bor

   Perhitungan daya dukung selimut tiang bor dihitung berdasarkan rumus Persamaan 3.20 dan Persamaan 3.21 berikut.

$$Q_s = \sum A_s \times f_s \tag{3.20}$$

$$f_s = \frac{1}{100} \times \sigma_r \times N_{60} \tag{3.21}$$

dimana :

Q_s = daya dukung selimut tiang fondasi (kN),

A_s = luas selimut tiang *bored pile* (m^2),

N_{60} = nilai N_{SPT} yang dikoreksi perlapisan tanah,

σ_r = tegangan referensi = 100 kPa, dan

f_s = daya dukung gesek tanah terhadap batang tiang (*skin friction*) (kN/m^2).

c. Daya dukung ultimit tiang bor

Perhitungan daya dukung ultimit dihitung berdasarkan rumus Persamaan 3.22 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.22)$$

dimana :

Q_u = daya dukung ultimit tiang fondasi (kN),

Q_p = daya dukung ujung tiang fondasi (kN),

Q_s = daya dukung selimut tiang fondasi (kN), dan

W_p = berat sendiri tiang (kN).

d. Kapasitas dukung izin tiang bor

Perhitungan kapasitas dukung izin tiang dihitung berdasarkan rumus Persamaan 3.23 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.23)$$

dimana :

Q_{all} = kapasitas dukung izin tiang (kN),

Q_u = daya dukung ultimit tiang fondasi (kN), dan

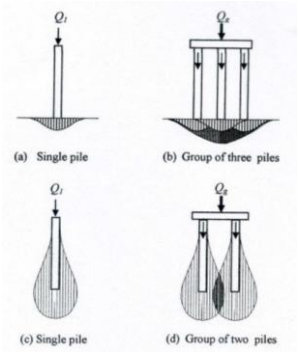
SF = angka aman (menurut SNI 8460-2017 minimum sebesar 2,5).

3.6.2 Kapasitas Daya Dukung Tiang Bor Kelompok

Fondasi tiang bor kelompok ini sendiri merupakan jenis fondasi yang didalamnya terdiri dari beberapa tiang bor dan pengerjaannya dilakukan secara bersamaan dalam suatu kelompok tiang bor. Pada fondasi tiang bor kelompok, beberapa tiang bor tersebut dipasangkan secara berdekatan dan saling terhubung. Tujuan utama dari penggunaan fondasi tiang bor kelompok adalah untuk memperkuat daya dukung tanah yang terjadi pada lokasi tersebut, yang mana

kemungkinan pada lokasi tersebut memiliki kondisi tanah yang tidak stabil dan daya dukungnya rendah. Fondasi tiang bor kelompok biasanya digunakan pada proyek konstruksi dengan beban berat, seperti jembatan dan gedung bertingkat.

Daya dukung kelompok tiang terbagi menjadi dua jenis, yaitu pada tanah non-kohesif (*Sand Soil*) dan tanah kohesif (*Clay Soil*) (Das, 2011). Berikut disajikan dua tipe gambar fondasi tiang bor kelompok yang dapat dilihat pada Gambar 3.6 berikut.



Gambar 3. 6 Tipikal Kelompok Tiang

(Sumber: Das, 2011)

1. Perhitungan jumlah tiang pakai (n)

Untuk pemasangan jumlah tiang yang akan dipasang ditentukan berdasarkan beban yang diterima oleh fondasi dan kapasitas dukung izin tiang bor, dengan menerapkan rumus Persamaan 3.24 berikut ini.

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \tag{3.24}$$

dimana :

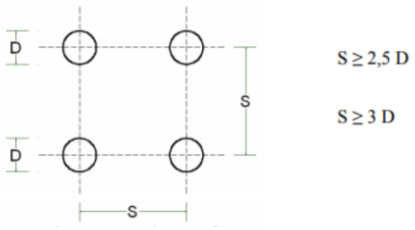
n = jumlah tiang bor yang akan dipasang (buah),

P = beban yang diterima oleh tiang bor (kN), dan

Q_{all} = daya dukung izin tiang bor (kN).

2. Penentuan jarak antar tiang (S)

Dalam penempatan tiang harus dihitung dengan cermat agar setiap tiang dapat menanggung beban yang sama besar. Jika beban yang diterima tiang-tiang tersebut tidak merata, tiang dapat mengalami penurunan yang tidak seragam. Penurunan yang tidak merata ini dapat menimbulkan masalah, sehingga pengaturan posisi tiang sangat penting untuk menghindari hal-hal yang tidak diinginkan. Jarak antar tiang biasanya diukur dari sumbu masing-masing tiang (Husnirizqi, 2022). Definisi jarak tiang dapat dilihat pada Gambar 3.7 berikut.



Gambar 3. 7 Jarak Tiang

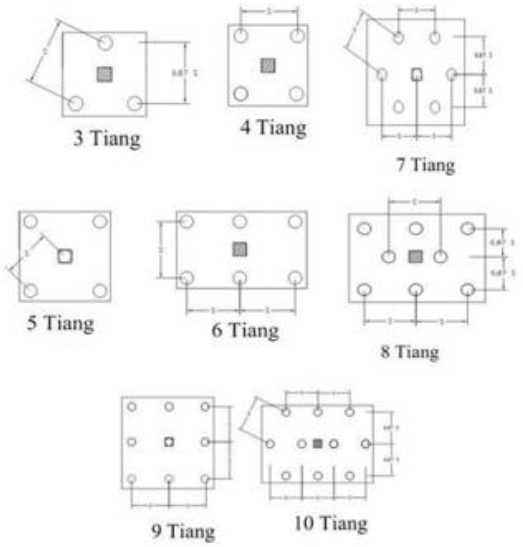
(Sumber: Sardjono, 1998)

Jarak antar tiang biasanya berkisar antara 2,5 hingga 3 kali diameter tiang. Jika jarak antar tiang lebih kecil dari 2,5 kali diameter (s < 2,5D), maka kelompok tiang akan mempengaruhi tiang geser, sehingga daya dukung kelompok tiang akan lebih rendah dibandingkan dengan daya dukung tiang tunggal, yang dapat mengurangi efektivitas penggunaan tiang tersebut. Jarak antar tiang yang lebih kecil sering diterapkan pada area dengan luasan lokasi yang terbatas (Sardjono, 1988).

Selain jarak antar tiang, penting juga untuk memperhatikan jarak antara tiang ujung dengan tepi *pile cap*. Pada fondasi tiang pancang, jarak antara tiang dan tepi *pile cap* biasanya sebesar 1,25 kali diameter tiang, sedangkan pada fondasi tiang bor, jarak ini umumnya sebesar 1 kali diameter tiang (Husnirizqi, 2022).

3. Penentuan susunan tiang rencana

Setelah memastikan jumlah tiang serta jarak antar tiangnya dari hasil perhitungan, maka langkah selanjutnya yakni menentukan susunan tiang kelompok. Berikut disajikan Gambar 3.8 yang menunjukkan susunan fondasi tiang kelompok yang umum digunakan.



Gambar 3. 8 Susunan Tiang

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

4. Penentuan efisiensi kelompok tiang bor

Dalam menentukan efisiensi kelompok tiang bor, terutama pada tanah dengan tipe tanah pasir, *Converse-Labarre* menyarankan dengan menggunakan Persamaan 3.25 berikut sebagai salah satu pendekatan perhitungan efisiensi tiang bor kelompok yang digunakan.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n\prime-1)m+(m-1)n\prime}{90 \times m \times n\prime} \quad (3.25)$$

dimana :

E_g = efisiensi tiang bor kelompok,

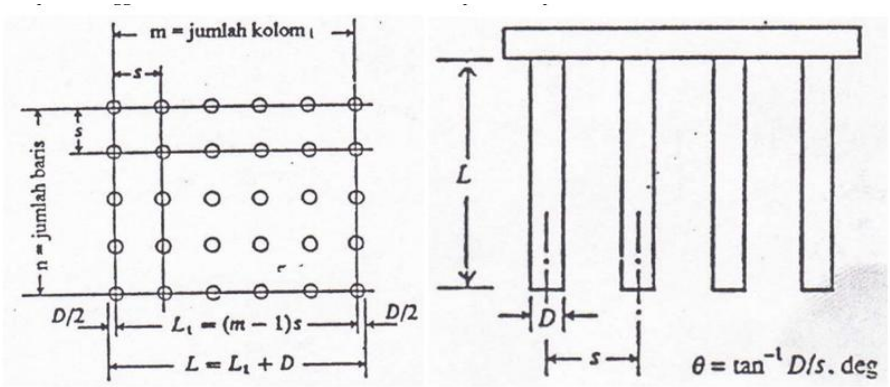
m = jumlah tiang arah sumbu x,

n’ = jumlah tiang arah sumbu y, dan

θ = arc tg $\left(\frac{D}{s}\right)$ (dalam radian).

Menurut penelitian yang telah dilakukan oleh Brown, dkk (2010), pada tanah non-kohesif seperti pasir, efisiensi kelompok tiang dapat mencapai 1,0 atau bahkan lebih jika jarak antar tiang berada dalam rentang 2,5D hingga 3D (Paulus, 2016).

Untuk penjelasan terkait gambar efisiensi tiang bor kelompok dapat dilihat pada Gambar 3.9 berikut.



Gambar 3. 9 Efisiensi Tiang Bor Kelompok

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

5. Kapasitas daya dukung tiang bor kelompok

Jika tiang bor kelompok berada di tanah lempung lunak, pasir yang kurang padat, atau tanah timbunan, dengan dasar tiang bertumpu pada lapisan yang lebih keras, maka kelompok tiang tersebut tidak berisiko mengalami keruntuhan geser secara keseluruhan, asalkan diberikan faktor keamanan yang cukup untuk mencegah keruntuhan pada tiang tunggal. Pada kelompok tiang yang dasarnya terletak pada lapisan lempung lunak, faktor keamanan terhadap keruntuhan blok perlu diperhitungkan, terutama jika jarak antar tiang cukup dekat (Rangkite, 2024).

Perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.26 berikut.

$$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g \qquad (3.26)$$

dimana :

Q_g = beban maksimal suatu kelompok tiang (kN),

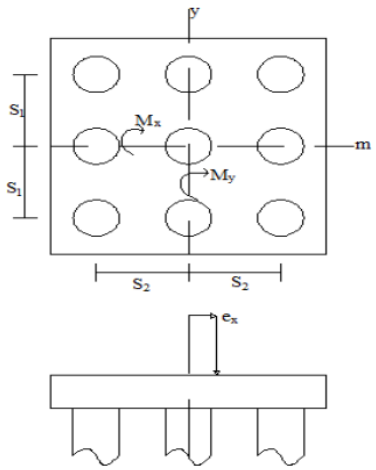
n = jumlah tiang dalam suatu kelompok tiang (buah),

Q_{all} = kapasitas dukung izin tiang (kN), dan

E_g = efisiensi kelompok tiang.

6. Analisis pembagian beban pada setiap tiang bor

Hardiyatmo (2015) menjelaskan bahwa tiang bor kelompok yang menerima beban dari dua arah (sumbu x dan sumbu y) dipengaruhi oleh beban vertikal serta momen pada sumbu x dan sumbu y, yang pada akhirnya akan mempengaruhi kapasitas daya dukung fondasi tiang bor tersebut. Ilustrasi mengenai pembebanan ini dapat dilihat pada Gambar 3.10 di bawah ini.



Gambar 3. 10 Beban Terpusat dan Momen Tiang Bor Kelompok

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Untuk melakukan kontrol fondasi kelompok terhadap gaya dan momen yang akan terjadi pada setiap fondasi, dihitung berdasarkan Persamaan 3.27 dan Persamaan 3.28 berikut.

$$P_{max} = \frac{\Sigma P_i}{n} + \frac{M_y.xi_{maks}}{\sum xi^2} + \frac{M_x.yi_{maks}}{\sum yi^2} \quad (3.27)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P_i}{n} + \frac{M_y.xi_{min}}{\sum xi^2} + \frac{M_x.yi_{min}}{\sum yi^2} \quad (3.28)$$

dimana :

P_{max} = beban maksimal yang akan diterima fondasi tiang (kN),

P_{min} = beban minimum yang akan diterima fondasi tiang (kN),

x_i, y_i = jarak pusat tiang ke pusat berat kelompok tiang (m),

$\sum y_i^2$ = total kuadrat dari jarak-jarak tiang bor pada sumbu y,

$\sum x_i^2$ = total kuadrat dari jarak-jarak tiang bor pada sumbu x,

ΣP_i = jumlah beban aksial total (kN),

M_y = momen yang beraksi pada bidang tegak lurus sumbu y (kNm), dan

M_x = momen yang beraksi pada bidang tegak lurus sumbu x (kNm).

3.7 Penurunan yang Terjadi pada Fondasi Tiang Bor

Menurut Hardiyatmo (2015), apabila suatu fondasi tiang yang dia menanggung beban diatasnya, maka tiang tersebut akan mengalami penurunan, dan tanah disekitarnya juga tentu akan mengalami penurunan. Oleh sebab itu, menghitung suatu penurunan pada fondasi sangatlah penting untuk dilakukan, terlebih fondasi dengan beban yang diterimanya sangat berat. Hal ini dilakukan demi mencegah penurunan berlebih yang mungkin saja dapat terjadi, serta untuk menghindari kegagalan struktural bangunan.

3.7.1 Penurunan Fondasi Tiang Bor Tunggal

Penurunan yang terjadi pada fondasi tiang bor tunggal mengacu pada penurunan vertikal yang terjadi pada fondasi tersebut. Terjadinya penurunan tersebut tentunya disebabkan oleh beberapa faktor, seperti beban yang diterima oleh tiang bor, interaksi antara tiang dan tanah, serta karakteristik tanah yang berada disekitar tempat tiang bor dipasang. Penurunan yang terjadi ini bisa bersifat elastis (sementara) atau plastis (permanen), tergantung pada kondisi tanah dan beban yang diterima oleh fondasi tiang bor tersebut.

Analisis penurunan yang terjadi pada fondasi tiang bor tunggal umumnya melibatkan beberapa komponen utama, yakni sebagai berikut.

1. Penyelidikan tanah.

   Untuk penyelidikan tanah di lokasi pemasangan tiang bor ini sendiri dapat dilaksanakan dengan menganalisis sifat tanahnya, seperti daya dukung tanah, kuat geser tanah, dan struktur tanahnya,

2. Model tiang bor.

   Untuk menentukan model tiang bor yang akan digunakan dapat dilakukan dengan menentukan dimensi dan jenis tiang bornya, termasuk panjang tiang bor,

3. Analisis beban.

   Analisis beban pada tiang bor dapat dilakukan dengan menghitung beban yang diterima oleh tiang, yang didalamnya mencakup beban vertikal, lateral, dan momen, dan

4. Penurunan.

   Dalam menentukan besarnya nilai penurunan yang terjadi pada fondasi tiang bor dapat dilakukan dengan menghitung penurunannya, baik penurunan secara elastis maupun plastis, berdasarkan pada interaksi antara tiang dan tanah.

Untuk perhitungan penurunan fondasi tiang bor tunggal dapat dilakukan melalui metode yang dikembangkan oleh Vesic (1977). Menurut Vesic (1977), perhitungan penurunan pada fondasi tiang bor tunggal dapat dilakukan dengan pendekatan analisis elastis, di mana penurunan total dibagi menjadi kedalam tiga komponen utama yakni :

1. pendekatan elastis untuk menganalisis respon tiang terhadap beban,
2. penurunan akibat beban kerja Q_{wp} yang bekerja di ujung tiang, dan
3. penurunan akibat beban kerja Q_{ws} di sepanjang poros tiang.

Sehingga, dari tiga komponen utama diatas total penurunan elastis tiang akibat beban kerja (Q_w) dapat dihitung berdasarkan rumus Persamaan 3.29 berikut.

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \tag{3.29}$$

Nilai $S_{e(1)}$ merupakan hasil penurunan elastis tiang yang terjadi akibat beban kerja yang dipikul pada ujung (titik) tiang dan diperoleh berdasarkan rumus Persamaan 3.30 berikut.

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws}) \times L}{A_p \times E_p} \tag{3.30}$$

dimana :

$S_{e(1)}$ = penurunan elastis tiang bor (m),

Q_{wp} = beban pikul ujung tiang bor dalam kondisi beban kerja (kN),

ξ = nilainya bervariasi antara 0,5 hingga 0,67,

Q_{ws} = beban pikul tahanan geser (friksi) dalam kondisi beban kerja (kN),

L = panjang tiang bor (m),

A_p = luas penampang melintang tiang bor (m^2), dan

E_p = modulus elastisitas tiang bor (Mpa).

Untuk nilai Q_{wp} dan Q_{ws} diperoleh berdasarkan rumus interpretasi praktis berbasis pembagian proporsional dari Q_p dan Q_s, sesuai dengan beban kerja pertiangnya. Perhitungan nilai Q_{wp} dan Q_{ws} dapat dilihat pada Persamaan 3.31, Persamaan 3.32, dan Persamaan 3.33 berikut.

$$Q_w = \frac{P}{n} \tag{3.31}$$

$$Q_{wp} = \frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \times Q_w \tag{3.32}$$

$$Q_{ws} = \frac{Q_s}{Q_p + Q_s} \times Q_w \tag{3.33}$$

dimana :

Q_w = beban kerja per tiang (kN),

Q_p = daya dukung ujung tiang fondasi (kN),

Q_s = daya dukung selimut tiang fondasi (kN),

P = beban yang diterima oleh tiang bor (kN), dan

n = jumlah tiang bor yang akan dipasang (buah).

Nilai $S_{e(2)}$ merupakan hasil penurunan tiang yang diakibatkan oleh beban pikul pada ujung tiang dinyatakan berdasarkan metode semi-empiris yang dikembangkan oleh Vesic (1977) pada Persamaan 3.34 berikut.

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp} \times D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \times I_{wp} \tag{3.34}$$

dimana :

$S_{e(2)}$ = penurunan tiang akibat beban yang bekerja pada poros tiang (m),

q_{wp} = beban titik per satuan luas pada titik tiang (Q_{wp}/A_p) (kN/m^2),

E_s = modulus elastisitas tanah pada atau di bawah ujung tiang (kN/m^2),

D = diameter tiang (m),

μ_s = rasio Poisson tanah, dan

I_{wp} = faktor pengaruh = 0,85.

Nilai $S_{e(3)}$ merupakan hasil penurunan tiang yang diakibatkan oleh beban yang di transmisikan sepanjang batang (poros) tiang *bored pile* dapat dihitung berdasarkan rumus Persamaan 3.35 berikut.

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L}\right) \times \frac{D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \times I_{ws} \quad (3.35)$$

dimana :

$S_{e(3)}$ = penurunan tiang akibat beban yang ditransmisikan sepanjang tiang (m),

p = keliling tiang (m),

L = panjang tiang bor (m),

D = diameter tiang (m),

E_s = modulus elastisitas tanah pada atau di bawah ujung tiang (kN/m^2),

μ_s = rasio Poisson tanah, dan

I_{ws} = faktor pengaruh.

Menurut Vesic (1977), nilai faktor pengaruh (I_{ws}) mengikuti hubungan empiris yang sederhana dan dihitung melalui Persamaan 3.36 berikut.

$$I_{ws} = 2 + 0{,}35\sqrt{\frac{L}{D}} \quad (3.36)$$

Besarnya nilai penurunan yang diizinkan dari suatu struktur bangunan bergantung pada berbagai faktor, antara lain seperti ketinggian dan fungsi bangunan

tersebut. Semakin kecil nilai penurunan yang terjadi, maka kemampuan struktur dalam menahan efek penurunan tanpa mengalami kerusakan semakin baik. Kriteria keamanan penurunan dinyatakan dengan persyaratan dimana $S_{total} \leq S_{izin}$. Untuk rumus penurunan tiang tunggal yang diizinkan sesuai dengan prinsip yang dikemukakan oleh Flemming (1922) dapat dilihat pada Persamaan 3.37 berikut.

$$S_{izin} = 10\% \times D \tag{3.37}$$

dimana :

D = diameter tiang (m).

Nilai modulus elastisitas tanah (E_s) dan rasio Poisson tanah (μ_s) dapat dilihat berdasarkan Tabel 3.11 dan Tabel 3.12 berikut.

Tabel 3. 11 Perkiraan Nilai Modulus Elastisitas Tanah

Macam Tanah	E_s (kN/m^2)
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Pasir dan Kerikil	
Padat	80000 – 200000
Tidak padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 – 60000
Serpih	140000 – 1400000

(Sumber: Bowles, 1977)

Tabel 3. 12 Perkiraan Nilai Angka Poisson

Macam Tanah	μ_s
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 (angka pori, e = 0,4 – 0,7)	0,15
Pasir halus (angka pori, e = 0,4 – 0,7)	0,25
Batu (tergantung dari macamnya)	0,1 – 0,4
Loess	0,1 – 0,3

(Sumber: Bowles, 1968)

3.7.2 Penurunan Total pada Tiang Bor Kelompok

Pada dasarnya, perhitungan penurunan yang terjadi pada fondasi tiang bor kelompok tentunya lebih signifikan dibanding dengan perhitungan penurunan fondasi tiang bor tunggal. Vesic (1977) dalam bukunya yang berjudul Manual Fondasi Tiang, menyatakan bahwa perhitungan penurunan yang terjadi pada suatu tiang bor kelompok mengacu pada Persamaan 3.38 berikut.

$$S_g = S_e \sqrt{\frac{B_g}{D}} \tag{3.38}$$

dimana :

S_e = total penurunan pada fondasi tiang bor tunggal (m),

D = diameter tiang bor tunggal (m),

B_g = lebar *pile cap* tiang kelompok (m), dan

S_g = total penurunan fondasi tiang bor kelompok (m).

Untuk rumus penurunan izin tiang kelompok digunakan rumus sesuai dengan yang tercantum di dalam SNI 8460-2017 seperti ditunjukkan pada Persamaan 3.39 berikut.

$$S_{izin} = 15 \text{ cm} + \frac{b}{600} \quad (3.39)$$

dimana :

b = lebar *pilecap* (dalam satuan cm).

3.8 Analisis Menggunakan Program PLAXIS 2D

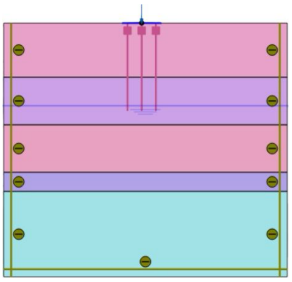
PLAXIS 2D adalah perangkat lunak komputer berbasis metode elemen hingga dua dimensi yang digunakan untuk menganalisis deformasi dan stabilitas dalam bidang geoteknik, termasuk didalamnya daya dukung tanah. Program ini mampu mensimulasikan kondisi nyata dengan akurat, baik dalam bentuk regangan bidang (*plane-strain*) maupun secara *axisymmetric*. Antarmuka grafis PLAXIS 2D memudahkan pengguna untuk dengan cepat membuat model geometri dan mesh elemen, berdasarkan penampang melintang dari kondisi yang akan dianalisis. Terdapat empat sub-program utama, yaitu *input*, perhitungan, output, dan kurva (Rangkite, 2024)

Analisis *plane-strain* diterapkan pada struktur yang memiliki penampang melintang dengan pembebanan dan tegangan yang seragam, di mana deformasi diabaikan dalam arah tersebut. Di sisi lain, analisis *axisymmetric* digunakan untuk struktur berbentuk lingkaran yang memiliki potongan radial dan pembebanan yang seragam terhadap pusatnya, dengan asumsi bahwa deformasi dan tegangan tersebar merata dalam arah radial.

Tujuan dari simulasi kondisi lapangan menggunakan program PLAXIS 2D adalah untuk memodelkan dan menganalisis perilaku tanah serta struktur geoteknik dengan presisi, dengan memperhitungkan aspek-aspek seperti deformasi, distribusi tegangan, dan stabilitas di bawah berbagai kondisi pembebanan. Simulasi ini memungkinkan penilaian daya dukung tanah, respons terhadap beban, serta perencanaan yang lebih akurat dalam proyek-proyek teknik sipil dan geoteknik.

Pemanfaatan pemodelan elemen hingga dengan perangkat lunak PLAXIS 2D bertujuan untuk menghitung deformasi yang terjadi selama proses konstruksi pada fondasi tiang bor. Langkah-langkah yang perlu dilakukan dalam pemodelan menggunakan *software* PLAXIS 2D adalah sebagai berikut.

1. Mulai dengan membuka *input* PLAXIS 2D, kemudian masukkan judul proyek dan pilih model yang sesuai dengan proyek yang akan dibuat.
2. Sertakan deskripsi mengenai satuan dan dimensi geometri dari proyek yang akan dimodelkan. Setelah pemodelan selesai, pastikan hasil yang muncul sesuai dengan gambar rencana yang menggambarkan kondisi *real* dilapangan dengan mengaktifkan garis geometri.
3. Selanjutnya, berikan penjelasan mengenai hubungan antara struktur dan tanah. Setelah itu, menambahkan parameter tanah dan parameter geoteknik untuk setiap lapisannya. Dalam menentukan parameter modulus elastisitas (E_s) dan angka Poisson (μ_s) dapat dilakukan dengan mengunakan Tabel 3.11 dan Tabel 3.12 seperti yang sudah terlampir sebelumnya. Untuk contoh gambar kondisi lapisan tanah dapat dilihat pada Gambar 3.11 berikut.



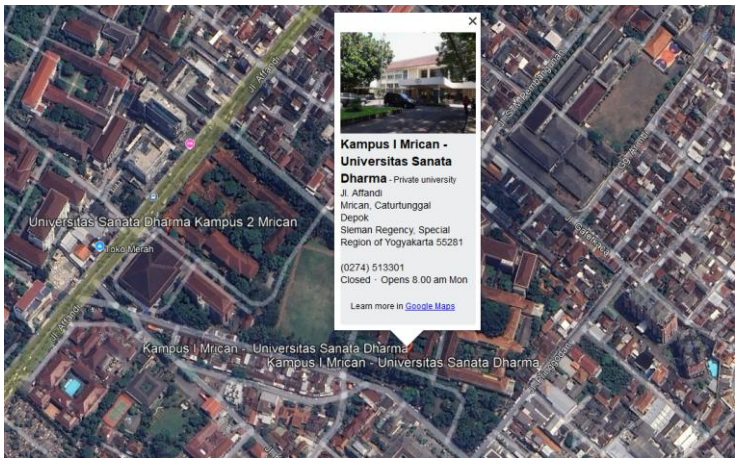
Gambar 3. 11 Contoh Kondisi Sebenarnya Tanah Perlapisan

4. Langkah selanjutnya yaitu, melakukan *meshing* guna membagi material tanah menjadi elemen-elemen diskrit yang terbatas.
5. Dilanjutkan dengan menampilkan kondisi awal untuk memberikan gambaran terkait permukaan air tanah pada pemodelan geometri. Setelah itu, melakukan perhitungan tegangan awal yang terjadi untuk menilai tegangan efektif.
6. Tahap berikutnya yakni melakukan perhitungan yang kemudian digunakan untuk mengestimasi deformasi dan faktor keamanan dengan mensimulasikannya menjadi beberapa fase.
7. Setelah semua fase selesai, kemudian memilih titik nodal yang perlu dianalisis.
8. Setelah semua proses selesai, nantinya jendela *output* akan menampilkan besaran nilai deformasi dan tegangan yang terjadi.

BAB IV
METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Tujuan utama dari penelitian ini adalah untuk menganalisis kapasitas dukung fondasi tiang bor dengan menggunakan Metode Meyerhof (1976), Metode Reese & Wright (1977), dan Metode Elemen Hingga (PLAXIS 2D), serta melakukan analisis pembebanan dengan bantuan program SAP2000. Berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung yang didapat nanti, diharapkan fondasi tiang bor pada proyek tersebut dapat menahan beban dari struktur di atasnya, sehingga penurunan (*settlement*) tetap berada dalam batas toleransi yang diizinkan. Objek yang menjadi penelitian kali ini merupakan Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma yang secara administrasi berlokasi di Jl. STM Pembangunan, Mrican, Caturtunggal, Depok, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Untuk gambar lokasi proyek dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4. 1 Lokasi Proyek

(Sumber: Google Earth, 2025)

4.2 Studi Pustaka

Studi pustaka adalah proses pengumpulan, pembelajaran, serta penganalisisan berbagai literatur atau sumber informasi yang berkaitan dengan

topik penelitian yang sedang dilaksanakan. Tujuan dari studi pustaka ini sendiri adalah untuk memahami berbagai macam teori, konsep, temuan penelitian terdahulu, dan informasi penting lainnya yang dapat mendukung atau memberikan landasan bagi peneliti dalam melakukan penelitian yang sedang dilakukan. Studi pustaka ini juga membantu peneliti dalam mengidentifikasi gap penelitian, perumusan masalah penelitian, serta membangun kerangka teori yang akan digunakan dalam penelitian.

4.3 Data Penelitian

Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis dan mengetahui besarnya nilai kapasitas dukung fondasi tiang bor serta penurunannya pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma. Beberapa data yang dibutuhkan dalam melakukan penelitian ini yakni sebagai berikut.

1. Hasil uji laboratorium,
2. Data hasil penyelidikan tanah di lapangan melalui pengujian *Standar Penetration Test* (SPT), dan
3. Data struktur, yang memuat *Detail Engineering Design* (DED) gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma.

4.4 Tahapan Analisis

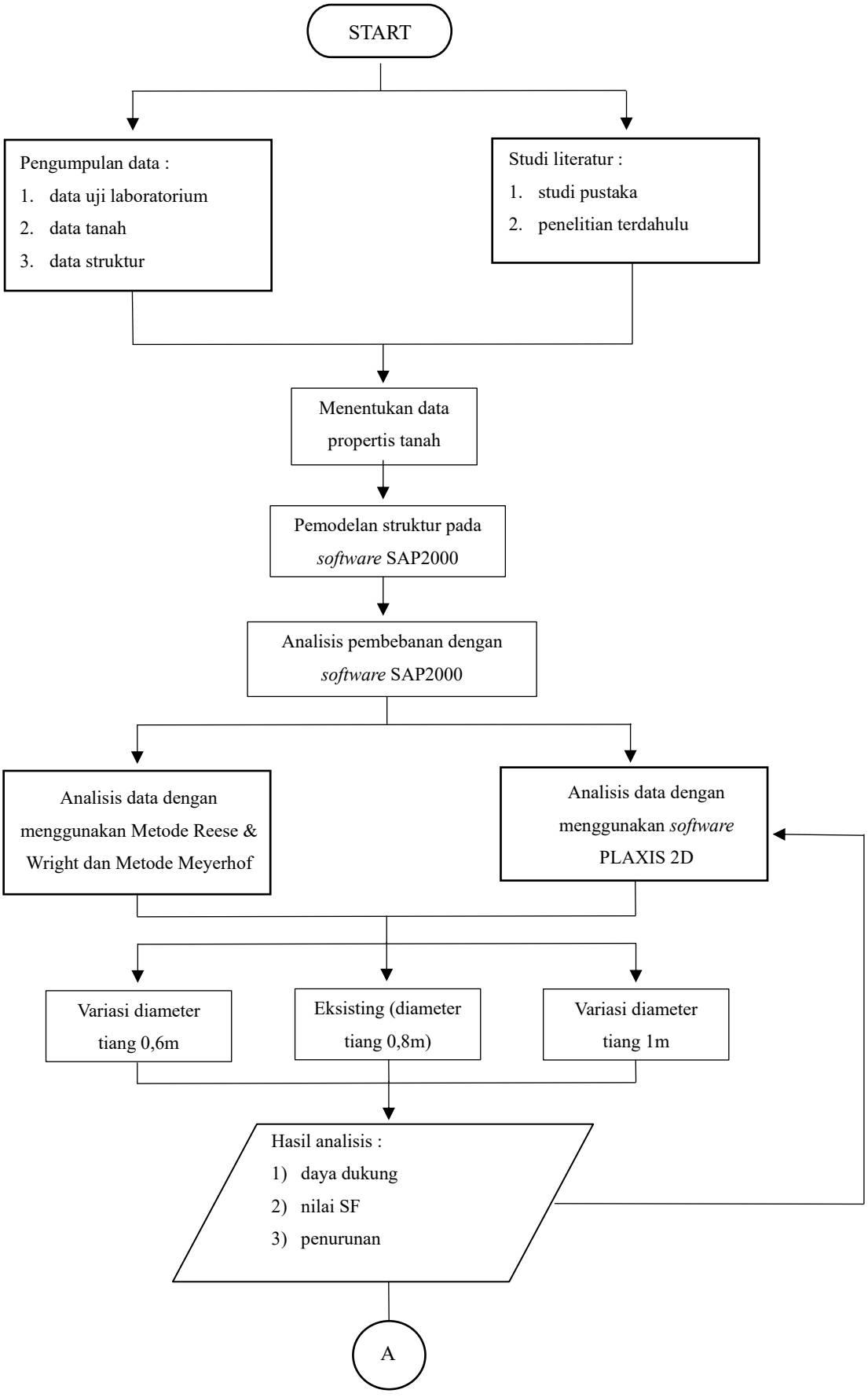
Beberapa tahapan yang harus dilalui dalam penelitian ini untuk mencapai hasil yang diinginkan yakni sebagai berikut.

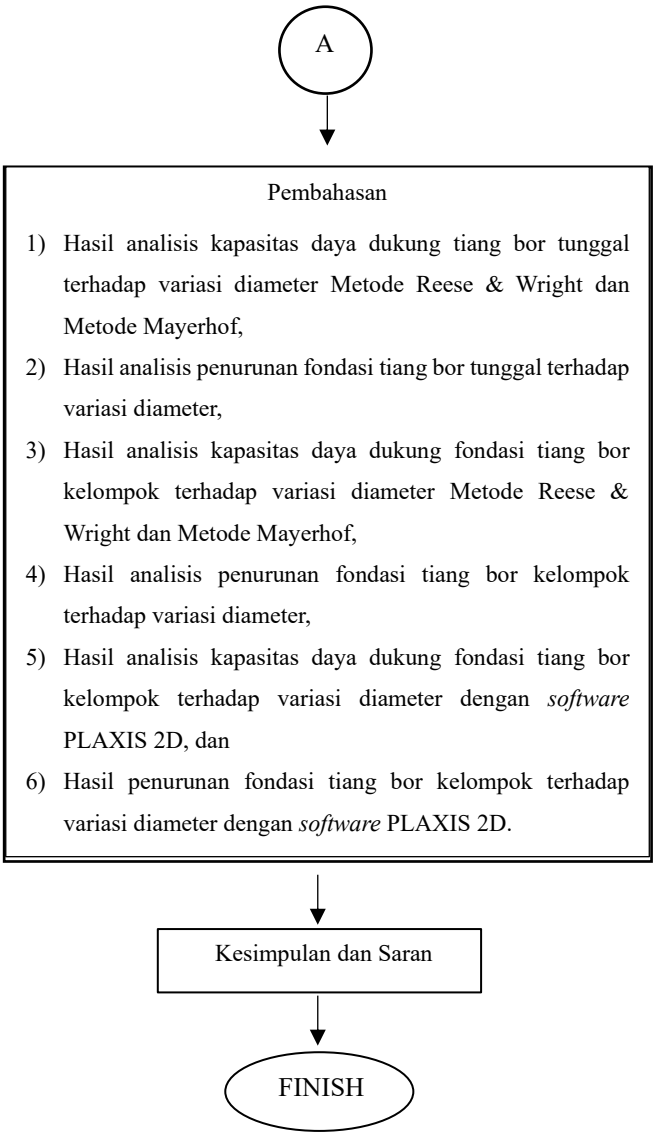
1. Mencari lalu mempelajari literatur-literatur yang sekiranya relevan dengan topik pada penelitian ini,
2. Pengumpulan data, yaitu tahap untuk memperoleh data yang diperlukan dalam analisis, baik data primer maupun sekunder,
3. Membuat rumusan masalah serta tujuan yang hendak dicapai dalam penelitian ini,
4. Melakukan pemodelan struktur menggunakan *software* SAP2000 untuk menganalisis pembebanan pada proyek ini,

5. Menentukan parameter tanah yang nantinya akan digunakan dalam melakukan analisis kapasitas dukung tiang bor kelompok dengan metode manual dan PLAXIS 2D, dan
6. Tahapan penulisan dan penyusunan kesimpulan, tahapan ini meliputi penyusunan hasil pengolahan data yang dilakukan secara bersamaan dengan penulisan laporan sesuai aturan yang berlaku. Pada tahap ini juga ditarik kesimpulan dan saran.

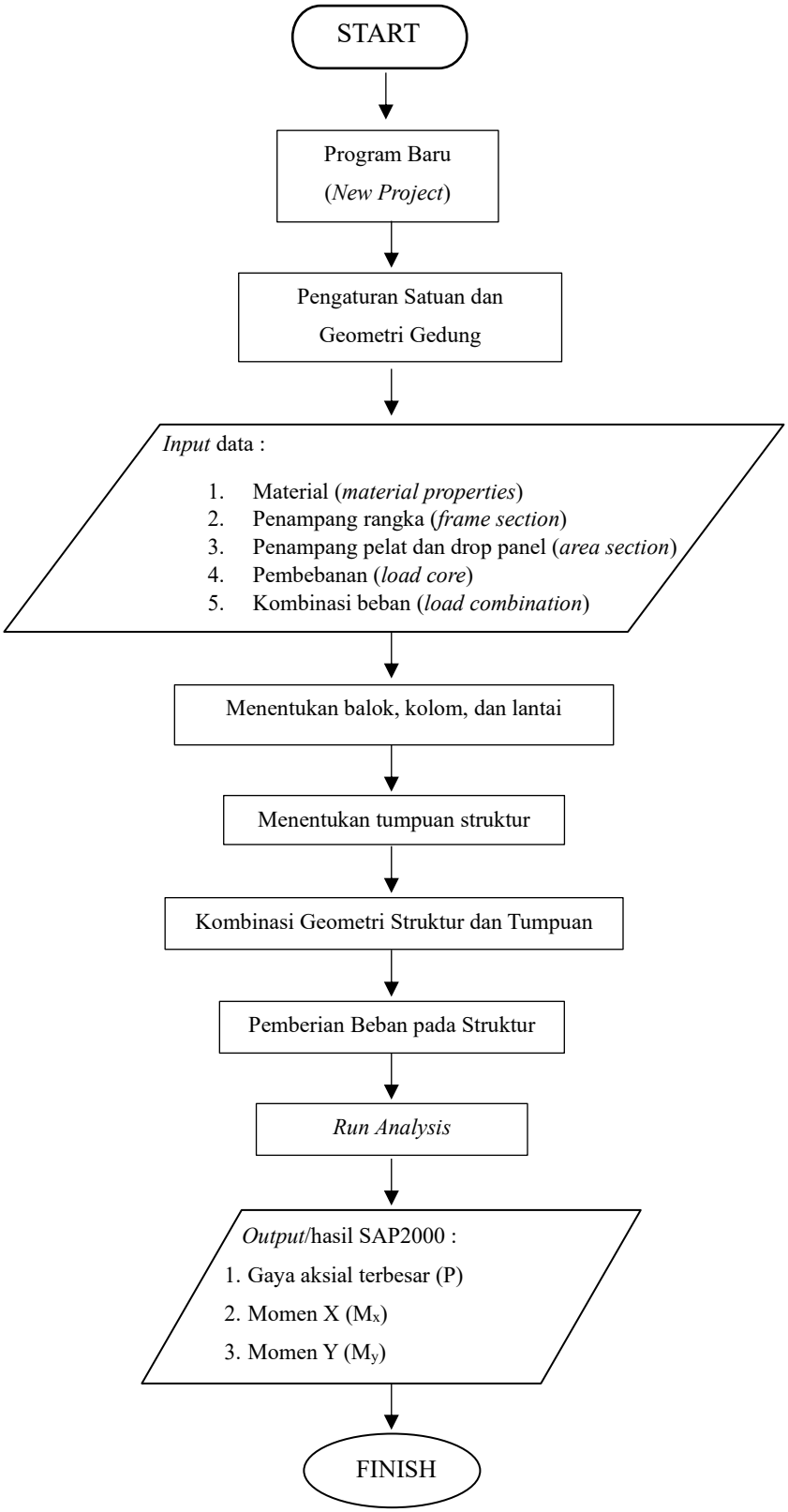
4.5 Bagan Alir Penelitian

Bagan alir (*flowchart*) merupakan representasi grafis yang menggambarkan langkah-langkah atau urutan proses dalam suatu sistem atau prosedur. Bagan alir (*flowchart*) pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.2, Gambar 4.3, dan Gambar 4.4 berikut ini.

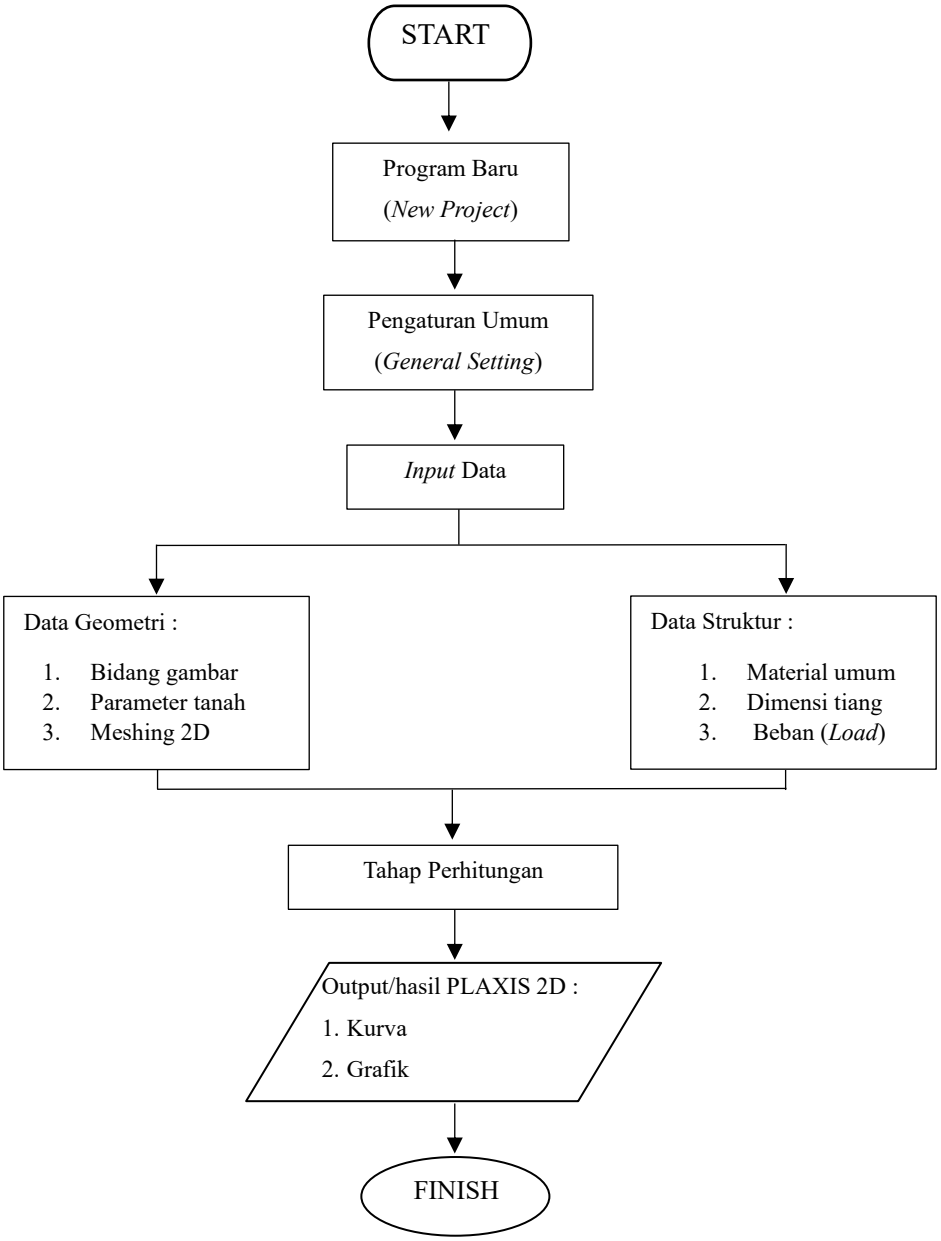

START
Pengumpulan data :
1. data uji laboratorium
2. data tanah
3. data struktur
Studi literatur :
1. studi pustaka
2. penelitian terdahulu
Menentukan data propertis tanah
Pemodelan struktur pada *software* SAP2000
Analisis pembebanan dengan *software* SAP2000
Analisis data dengan menggunakan Metode Reese & Wright dan Metode Meyerhof
Analisis data dengan menggunakan *software* PLAXIS 2D
Variasi diameter tiang 0,6m
Eksisting (diameter tiang 0,8m)
Variasi diameter tiang 1m
Hasil analisis :
1) daya dukung
2) nilai SF
3) penurunan
A



Gambar 4. 2 Diagram Alir Penulisan Tugas Akhir



Gambar 4. 3 Bagan Alir Program SAP2000



Gambar 4. 4 Bagan Alir Program PLAXIS 2D

BAB V
HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Gedung

Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma ditujukan untuk memenuhi kebutuhan sarana prasarana calon mahasiswa pascasarjana, termasuk ruang kelas baru dan gedung serbaguna yang memiliki tujuan sebagai berikut :

1. Merevitalisasi bangunan aula lama yang berfungsi sebagai gedung serbaguna yang baru, yang nanti akan digunakan untuk berbagai kegiatan seperti resepsi, olahraga, dan penampilan seni,
2. Mendukung penambahan ruang kelas bagi pascasarjana, dan
3. Memperluas wilayah Universitas Sanata Dharma.

5.1.1 Data Umum

Berikut ini merupakan data Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma.

1.	Nama Proyek	: Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma
2.	Pemilik proyek	: Yayasan Sanata Dharma
3.	Kontraktor	: PT. Wijaya Kusuma Contractors
4.	Konsultan pengawas	: PT. Arsigraphi
5.	Konsultan perencana	: PT. Rahayu Trade & Contractor
6.	Lokasi proyek	: Jl. STM Pembangunan, Mrican, Caturtunggal, Depok, Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta.
7.	Kontruksi bagian atas	: Beton bertulang
8.	Konstruksi bagian bawah	: Fondasi borepile
9.	Jumlah lantai	: 6 lantai
10.	Biaya proyek	: Rp60.000.000.000,00
11.	Waktu penyelesaian	: 360 hari (kalender)

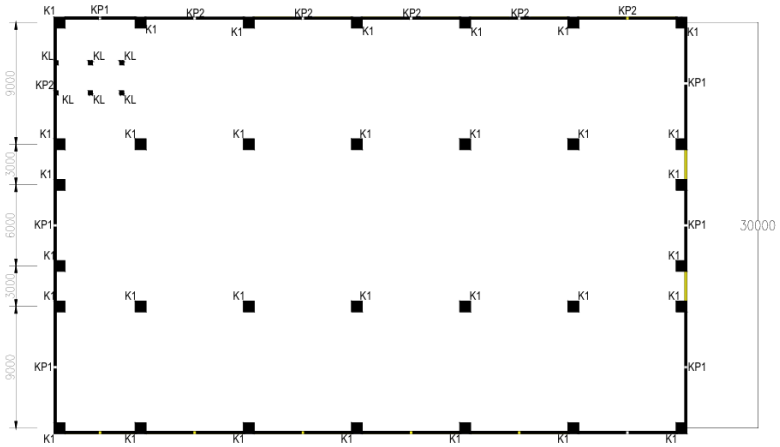
5.1.2 Spesifikasi Material

Material-material yang digunakan dalam pembangunan gedung pascasarjana Universitas Sanata Dharma antara lain, sebagai berikut :

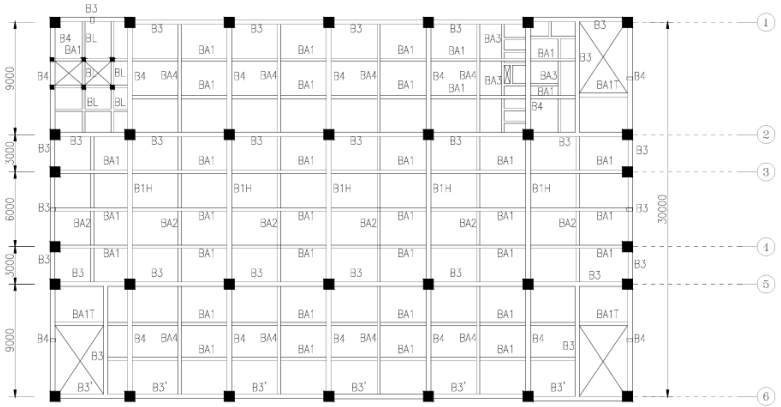
1. Beton dengan mutu (*f'c*) sebesar 25 MPa,
2. Tulangan baja ulir dengan mutu (*fy'*) sebesar 420 MPa, dan
3. Tulangan baja polos dengan mutu baja (*fy'*) sebesar 280 MPa.

5.1.3 Denah Konstruksi Bangunan

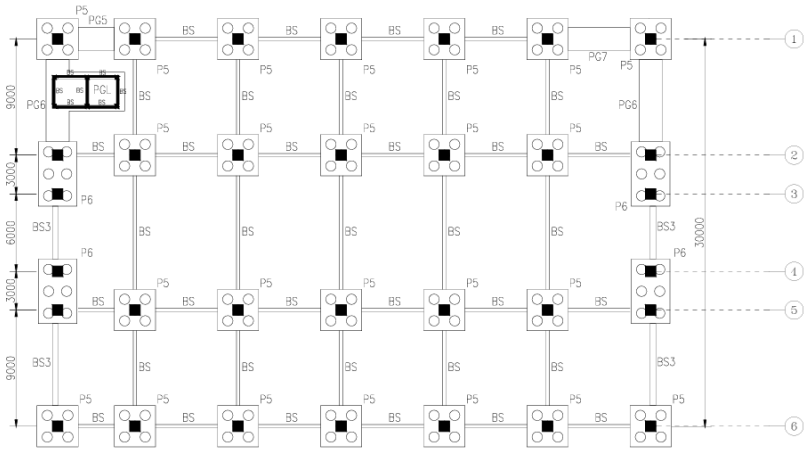
Denah Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma yang terletak di Yogyakarta dapat dilihat pada Gambar 5.1, Gambar 5.2, dan Gambar 5.3 berikut.



Gambar 5. 1 Denah Pemasangan Kolom



Gambar 5. 2 Denah Pemasangan Balok



Gambar 5. 3 Denah Pemasangan *Pilecap*

5.1.4 Detail Data Struktur Bangunan

Bangunan Gedung Universitas Sanata Dharma memiliki dua struktur rangka utama, yakni struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas menggunakan struktur beton bertulang sedangkan struktur bawah menggunakan fondasi tiang bor. Analisis yang akan dilakukan dalam penelitian kali ini yaitu terkait struktur bawah gedung yang merupakan struktur konstruksi tiang bor atau *bored pile*.

Untuk struktur atas bangunan gedung ini sendiri terdiri dari balok, kolom, dan pelat, yang nantinya itu semua akan ditopang oleh fondasi tiang bor.

1. Kolom

   Kolom merupakan salah satu elemen utama dalam sistem struktur bangunan yang dipasang secara vertikal dan memiliki fungsi utama untuk menahan serta menyalurkan beban tekan aksial yang berasal dari balok maupun beban lantai di atasnya. Beban tersebut kemudian diteruskan menuju fondasi agar dapat didistribusikan ke tanah secara aman. Dengan kata lain, kolom berperan penting sebagai penghubung antara elemen struktur bagian atas (superstruktur) dengan bagian bawah (substruktur), sehingga kestabilan dan kekuatan bangunan sangat dipengaruhi oleh kapasitas kolom yang digunakan. Pada proyek pembangunan ini, kolom yang dipakai berupa kolom beton bertulang dengan mutu beton $f'c$ sebesar 25 MPa. Untuk detail jenis dan dimensi kolom yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5. 1 Jenis dan Dimensi Kolom Struktur

Jenis	Diameter (mm)		Tulangan	
	B	H	Tumpuan	Lapangan
K1	900	900	20D25	20D25
K1A	350	350	8D22	8D22
K2A	300	300	8D16	8D16
K3A	250	250	4D16	4D16
KL	300	300	8D16	8D16
KP	120	120	4D10	4D10
KP1	250	450	10D16	10D16
KP2	120	200	4D13	4D13

2. Balok

Balok merupakan suatu elemen struktur utama yang perletakannya diatur secara horizontal. Perannya adalah menyalurkan dan mendukung beban yang berasal dari lantai, atap, dinding, maupun elemen struktural lainnya, untuk kemudian diteruskan ke elemen pendukung vertikal seperti kolom atau dinding geser. Beban yang ditangkap oleh balok tersebut kemudian akan diteruskan ke kolom. Keberadaan balok membantu menjaga kekakuan dan kestabilan bangunan, sekaligus memastikan beban terdistribusi secara merata sehingga risiko deformasi berlebihan atau kegagalan struktur dapat diminimalkan. Dalam perancangannya, balok harus mampu menahan momen lentur, gaya geser, dan puntir yang timbul akibat beban yang bekerja.

Pada proyek ini, balok yang digunakan merupakan balok beton bertulang yang dicor di tempat, dengan mutu beton memiliki kuat tekan ($f'c$) sebesar 25 MPa. Pemilihan jenis balok ini mempertimbangkan kekuatan, ketahanan, serta kemampuannya untuk menahan beban jangka panjang. Kombinasi beton yang kuat terhadap tekan dan tulangan baja yang kuat terhadap tarik menghasilkan elemen struktural yang efektif dan andal. Spesifikasi lebih detail mengenai jenis dan dimensi balok disajikan pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5. 2 Jenis dan Dimensi Balok Struktur

Jenis	Diameter (mm)		Tumpuan		Lapangan	
	B	H	Atas	Bawah	Atas	Bawah
B1	400	950	9D25	6D25	4D25	6D25
B1H	400	1000	8D25	5D25	4D25	6D25
B1H'	400	1000	8D25	5D25	4D25	6D25
B3	350	650	6D19	3D19	3D19	5D19
B3'	350	1200	5D25	3D25	2D25	4D25
B3"	350	650	6D19	3D19	3D19	5D19
B3A	400	650	6D25	6D25	2D25	4D25
B4	400	750	7D25	4D25	2D25	2D25
BA1	250	500	4D25	2D25	2D25	3D25
BA1A	350	550	4D25	3D25	3D25	3D25
BA1T	350	500	4D25	3D25	3D25	3D25
BA1T'	350	500	4D25	3D25	3D25	3D25
BA2	250	600	4D16	2D16	4D16	3D16
BA4	250	600	4D16	3D16	3D16	4D16
BA4'	250	400	3D25	3D16	3D25	3D16
BA5	200	300	2D16	2D16	2D16	2D16
BA6	200	600	5D16	3D16	5D16	3D16
BA6'	200	600	5D16	3D16	5D16	3D16
BA7	250	400	5D16	3D16	3D16	3D16
BK2	350	600	5D25	2D25	5D25	2D25
BK6	250	600	8D16	4D16	8D16	4D16
BL	200	300	2D16	2D16	2D16	2D16
BS	300	500	5D25	3D25	2D25	3D25
BS3	450	500	5D25	5D25	5D25	5D25

3. Pelat

Pelat juga merupakan salah satu komponen utama dalam setiap struktur bangunan yang cara pemasangannya dilakukan secara horizontal dan berfungsi menahan beban vertikal, baik beban mati maupun beban hidup, kemudian meneruskannya ke elemen struktur lainnya seperti balok dan kolom. Elemen ini tidak langsung bersentuhan dengan tanah, melainkan ditopang oleh balok yang terhubung ke kolom. Biasanya pelat sering dibuat dari beton bertulang dan berperan sebagai pembatas antar lantai. Pada bangunan ini, pelat dibuat dengan mutu beton (*f'c*) 25 MPa. Untuk tipe serta ketebalan pelat yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5. 3 Jenis dan Tebal Pelat Struktur

Jenis	Tebal Pelat (mm)
PL1	120
PL2	120
PL3	120
PL4	120
PL5	150
PL6	150

5.2 Pembebanan Struktur

Untuk pembebanan pada struktur ini sendiri terbagi menjadi beban gempa, beban hidup, dan beban mati. Perhitungan pembebanan dilakukan dengan mengombinasikan ketiga beban tersebut yang mana nantinya akan dianalisis menggunakan *software* SAP2000.

5.2.1 Standardisasi Pembebanan

Standar-standar yang digunakan sebagai bahan dalam melakukan pembebanan struktur ini sendiri yakni sebagai berikut.

1. SNI 2847-2019 tentang Pedoman Perhitungan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung,

2. SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-gedung, dan
3. SNI 1727-2020 tentang Beban Desain Minimum serta Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan atau *Load Combinations* merupakan perpaduan dari berbagai jenis beban seperti beban gempa, beban hidup, beban mati, beban angin, dan sebagainya. Dalam analisin kali ini, kombinasi pembebanan yang digunakan yakni beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Berikut merupakan kombinasi yang digunakan yang mana kombinasi tersebut sudah dihitung juga berdasarkan nilai SDs dan faktor redudansinya. Berikut kombinasi pembebanan yang digunkana dalam analisis ini.

a. Kombinasi 1: 1,4DL
b. Kombinasi 2 : 1,2DL + 1,6LL
c. Kombinasi 3 : 1,36DL + 1,0LL + 1,3R_{sx} + 0,39R_{sy}
d. Kombinasi 4 : 1,36DL + 1,0LL + 1,3R_{sx} – 0,39R_{sy}
e. Kombinasi 5 : 1,36DL + 1,0LL – 1,3R_{sx} + 0,39R_{sy}
f. Kombinasi 6 : 1,36DL + 1,0LL – 1,3R_{sx} – 0,39R_{sy}
g. Kombinasi 7 : 1,36DL + 1,0LL + 0,39R_{sx} + 1,3R_{sy}
h. Kombinasi 8 : 1,36DL + 1,0LL + 0,39R_{sx} – 1,3R_{sy}
i. Kombinasi 9 : 1,36DL + 1,0LL – 0,39R_{sx} + 1,3R_{sy}
j. Kombinasi 10 : 1,36DL + 1,0LL – 0,39R_{sx} – 1,3R_{sy}
k. Kombinasi 11 : 0,74DL + 1,3R_{sx} + 0,39R_{sy}
l. Kombinasi 12 : 0,74DL + 1,3 R_{sx} – 0,39R_{sy}
m. Kombinasi 13 : 0,74DL – 1,3 R_{sx} + 0,39R_{sy}
n. Kombinasi 14 : 0,74DL – 1,3 R_{sx} – 0,39R_{sy}
o. Kombinasi 15 : 0,74DL + 0,39 R_{sx} + 1,3R_{sy}
p. Kombinasi 16 : 0,74DL + 0,39 R_{sx} – 1,3R_{sy}
q. Kombinasi 17 : 0,74DL – 0,39 R_{sx} + 1,3R_{sy}
r. Kombinasi 18 : 0,74DL – 0,39 R_{sx} – 1,3R_{sy}

dimana :

DL = beban mati (kN),

LL = beban hidup (kN),

R_{sx} = beban gempa dinamik arah x (kN), dan

R_{sy} = beban gempa dinamik arah y (kN).

5.2.3 Beban Mati

Beban mati struktur merupakan jenis beban yang berasal dari berat struktur bangunan itu sendiri dan seluruh elemen permanen yang melekat padanya. Beban ini tidak mengalami perubahan selama masa pakai bangunan karena bersifat tetap. Komponen beban mati mencakup berat seluruh material struktur, seperti balok, kolom, pelat, serta bagian-bagian permanen lainnya seperti dinding, lantai, atap, dan elemen tetap lain yang menjadi bagian integral dari bangunan. Besaran nilai pembebanan pada beban mati mencakup hal-hal berikut.

a. Pelat Lantai

Besarnya nilai beban mati pada pelat lantai dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5. 4 Analisis Beban Mati pada Pelat Lantai

Komponen	Berat Volume		Tebal (m)	Q (kN/m^2)
	Nilai	Satuan		
Pelat Beton	2400	kg/m^3	0,12	2,825
Pasir	1600	kg/m^3	0,05	0,785
Spesi	2100	kg/m^3	0,03	0,618
Keramik	24	kg/m^2	-	0,235
Plafond + Penggantung	25	kg/m^2	-	0,245
Ducting AC	34	kg/m^2	-	0,334
MEP	30	kg/m^2	-	0,294
Total Beban Mati (Qd)				5,337
Total Beban Mati Tambahan (Qdl)				2,511

b. Pelat Atap

Besarnya nilai beban mati pada pelat atap dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut.

Tabel 5. 5 Analisis Beban Mati pada Pelat Atap

Komponen	Berat Volume		Tebal (m)	Q (kN/m^2)
	Nilai	Satuan		
Pelat Beton	2400	kg/m^3	0,12	2,825
Pasir	1600	kg/m^3	0,05	0,785
Spesi	2100	kg/m^3	0,03	0,618
Waterproofing	27	kg/m^2	-	0,265
Plafond + Penggantung	25	kg/m^2	-	0,245
MEP	30	kg/m^2	-	0,294
Total Beban Mati (Qd)				5,033
Total Beban Mati Tambahan (Qdl)				2,207

5.2.4 Beban Hidup

Beban hidup atau *Live Load* merupakan salah satu jenis beban yang juga diperhitungkan dalam perencanaan suatu struktur bangunan. Berbeda dengan beban mati (*Dead Load*) yang berasal dari berat struktur itu sendiri dan elemen permanen tambahan. Beban hidup adalah beban yang sifatnya sementara, berubah-ubah, dan dapat berpindah-pindah selama masa pakai bangunan tersebut. Beban hidup yang bekerja pada bangunan universitas sesuai dengan SNI 1727-2020 itu sendiri, antara lain sebagai berikut.

1. Ruang kelas : 1,92 kN/m^2
2. Koridor lantai pertama : 4,79 kN/m^2
3. Koridor diatas lantai pertama : 3,83 kN/m^2
4. Atap : 0,96 kN/m^2

5.2.5 Beban Gempa

Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma yang berlokasi di Jl. Mrican, Yogyakarta ini difungsikan sebagai ruang kelas. Bangunan ini terletak diatas tanah yang masuk dalam kategori tanah berpasir.

1. Penentuan klasifikasi situs batuan

   Dalam menentukan klasifikasi situs batuan suatu bangunan dilakukan berdasarkan pada peraturan-peraturan yang tercantum di dalam SNI 1726-2019. Untuk hasil perhitungan dari data N_{SPT} rata-rata dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut.

Tabel 5. 6 Perhitungan N Rerata

Kedalaman (m)	Tebal Lapisan (T)	N	N' = T/N	N' = ∑Kedalaman/∑N'
0-2	2	22	0,091	35,525
2-4	2	36	0,056	
4-6	2	41	0,049	
6-8	2	45	0,044	
8-10	2	46	0,043	
10-12	2	46	0,043	
12-14	2	46	0,043	
14-16	2	48	0,042	
16-18	2	49	0,041	
18-20	2	10	0,200	
20-22	2	46	0,043	
22-24	2	51	0,039	
24-26	2	53	0,038	
26-28	2	56	0,036	
28-30	2	56	0,036	
JUMLAH	30		0,844	

   Dari Tabel 5.6 didapat nilai N rerata yakni sebesar 35,525 yang mana berdasarkan SNI 1726-2019 nilai Nrerata tersebut masuk dalam kategori tanah sedang (SD).

2. Penentuan respon spektra percepatan

   Terdapat dua respon spektra percepatan yang digunakan dalam perhitungan kali ini, yakni percepatan periode pendek (S_s) dan percepatan periode 1 detik (S_1). Dalam menentukan besarnya nilai S_s dan S_1 dilakukan berdasarkan pada SNI 1726-2019 sebagaiamana yang tercantum pada Gambar 3.1 dan Gambar 3.2.

S_s = 1,163

S_1 = 0,516

3. Penentuan koefisien situs

Terdapat dua koefisien situs yang harus dilakukan, yaitu koefisien situs F_a dan koefisien situs F_v yang mana keduanya juga berpedoman pada SNI 1726-2019. Penentuan situs F_a dan F_v dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4.

F_a = 1,035

F_v = 1,785

4. Perancangan respons spektra

$S_{MS} = F_a \times S_s = 1{,}035 \times 1{,}163 = 1{,}20$

$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1{,}785 \times 0{,}516 = 0{,}92$

$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} = \frac{2}{3} \times 1{,}20 = 0{,}80$

$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0{,}92 = 0{,}61$

$T_0 = \frac{0{,}2 \times S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0{,}2 \times 0{,}61}{0{,}80} = 0{,}15$

$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0{,}61}{0{,}80} = 0{,}76$

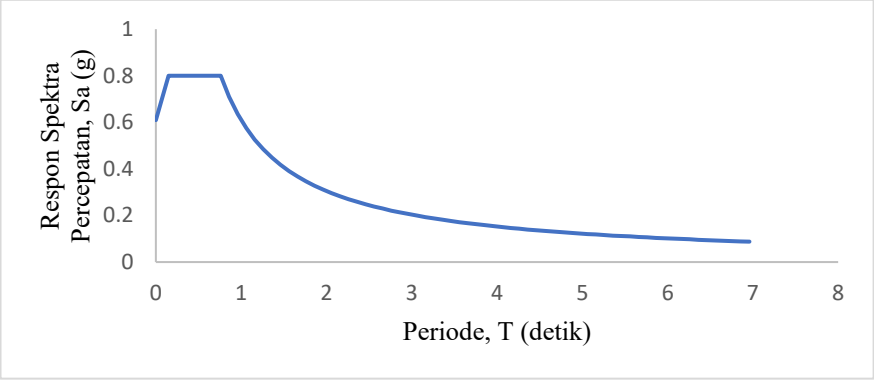
Untuk $T < T_0$

$S_a = S_{DS}\,(0{,}4 + 0{,}6\frac{T}{To})$

Untuk $T > T_0$

$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$

Untuk grafik respons spektrum dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut.



Gambar 5. 4 Respons Spektrum

5. Periode natural maksimal

   a. Penentuan nilai C_u

      Berdasarkan Tabel 3.5 didapat nilai C_u sebagai berikut.

      S_{D1} = 0,61

      C_u = 1,4

   b. Penentuan nilai T_a

      Berdasarkan Tabel 3.6 didapat nilai C_t dan x sebagai berikut.

      C_t = 0,0466

      x = 0,9

      h = 27 m

      $T_a = C_t \times h^x$

      $= 0{,}0466 \times 27^{0,9}$

      = 0,90 detik

   c. Periode natural maksimal

      $T_{max} = C_u \times T_a$

      $= 1{,}4 \times 0{,}90$

      = 1,27 detik

6. Kategori desain seismic

   Kategori risiko bangunan = IV (universitas, fasilitas pendidikan)

   Parameter respon spektrum seismik berdasarkan pada Tabel 3.7 dan Tabel 3.8.

   S_{DS} = 0,80 ≥ 0,50

   S_{D1} = 0,61 ≥ 0,20

   Dengan demikian, bangunan ini diklasifikasikan ke dalam Kategori Desain Seismik (KDS), D berdasarkan hasil evaluasi.

7. Perhitungan beban gempa

   Dengan mengacu pada SNI 1726-2019, yang dapat kita lihat pada Tabel 3.9, maka didapatkan hasil sebagai berikut.

   Faktor keutamaan (I) = 1,5

   Koefisien modifikasi respons (R) = 8

   Faktor kuat lebih sistem ($\boldsymbol{\Omega}_0$) = 3

   Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5

a. Menghitung nilai T

$T_c > C_u.T_a$ sehingga dapat diketahui bahwa, nilai T = Cu.Ta

$T_a < T_c < C_u.T_a$ sehingga, nilai $T = T_c$

$T_c < T_a$ sehingga, nilai $T = T_a$

T_a = 0,90 dt

T_{max} ($C_u \times T_a$) = 1,4 × 0,90

= 1,27 dt

T_c (SAP2000) = 1,43 dt

Karena $T_a < T_c < C_u.T_a$, maka digunakan nilai $T = T_c$

T pakai = 1,43 dt

b. Koefisien respons seismik

C_{S1} $= \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}}$

$= \frac{0,80}{\frac{8}{1,5}}$

= 0,15 g

C_{S2} $= \frac{S_{D1}}{T \times \frac{R}{I}}$

$= \frac{0,61}{1,43 \times \frac{8}{1,5}}$

= 0,08 g

C_{S3} $= 0,044 \times S_{DS} \times I > 0,01$

$= 0,044 \times 0,80 \times 1,5$

= 0,05 g

C_S pakai = 0,15 g

c. Menghitung nilai V-statis

Berat bangunan (W) = 68373,329 kN

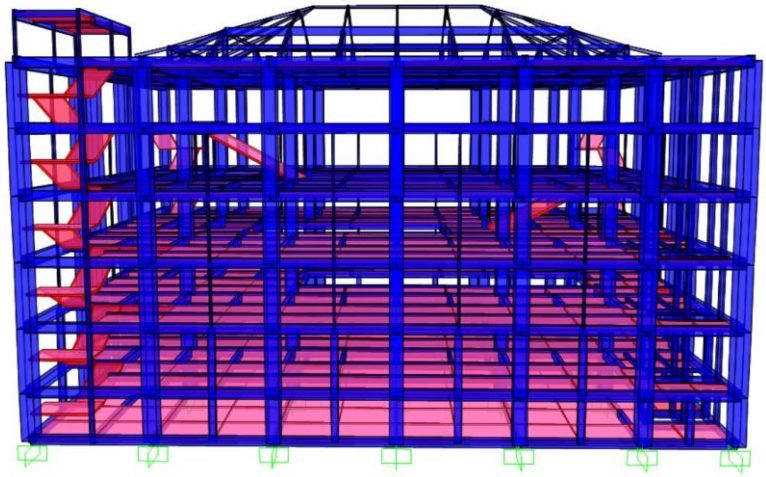
V-statis $= C_S \times W$

$= 0,15 \times 68373,329$

= 10283,24 kN

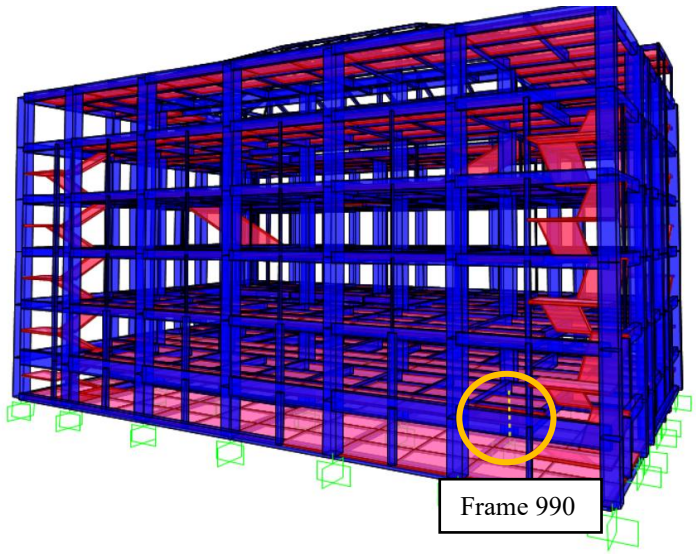
5.2.6 *Output* SAP2000

Hasil pemodelan struktur bangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma pada SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut.

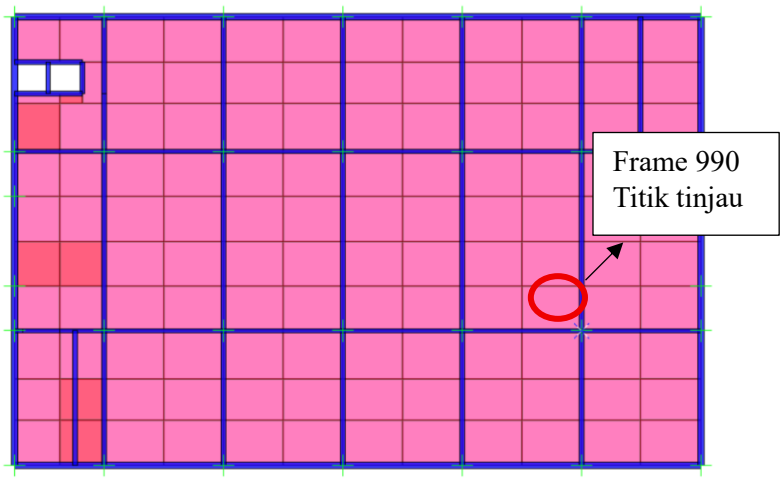


Gambar 5. 5 Hasil Pemodelan SAP2000

Untuk frame yang akan di analisis pada struktur bangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma dapat dilihat pada Gambar 5.6, dilanjutkan dengan gambar tampak atasnya yang dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut.



Gambar 5. 6 Identifikasi Frame untuk Analisis pada Model 3D



Gambar 5. 7 Tampak Atas Pemodelan SAP2000

Berdasarkan hasil analisis struktur yang telah dilakukan menggunakan *software* SAP2000, dengan asumsi perletakan jepit pada dasar struktur untuk mensimulasikan kondisi aktual pengekangan elemen kolom terhadap rotasi dan perpindahan lateral, diperoleh nilai-nilai gaya maksimum yang bekerja pada kolom lantai dasar. Nilai gaya-gaya dalam ini selanjutnya dijadikan sebagai dasar dalam proses perencanaan dan analisis kapasitas fondasi tiang bor, guna memastikan fondasi mampu menahan beban struktur secara aman dan stabil. Adapun gaya-gaya dalam akibat kombinasi pembebanan yang terjadi pada elemen struktur *Frame* 990, yang telah dipilih sebagai titik tinjauan representatif, dirangkum sebagai berikut.

Beban aksial (P) = 6906,591 kN
Gaya geser (V) = 76,984 kN
Momen arah x (M_x) = 1817,754 kNm
Momen arah y (M_y) = 550,094 kNm

5.3 Data Tanah

Untuk memperhitungkan daya dukung fondasi pada penelitian ini dilakukan dengan mengacu pada data parameter tanah yang diperoleh dari hasil penyelidikan tanah. Tujuan dari pengambilan data parameter tanah adalah untuk mengetahui karakteristik fisik dan mekanik tanah pada setiap lapisan tanah di lokasi proyek. Data informasi tanah ini sangat penting untuk memastikan bahwa perhitungan

kapasitas daya dukung fondasi, khususnya fondasi dalam berupa tiang bor, dapat dilakukan secara akurat dan sesuai dengan kondisi lapangan.

Berdasarkan dari hasil penyelidikan tanah yang telah dilakukan di area proyek, secara geologis wilayah tersebut tergolong dalam klasifikasi tanah pasir. Hal ini menunjukkan bahwa kondisi tanah tersebut memiliki sifat-sifat tertentu yang perlu diperhatikan dalam proses perancangan fondasi, seperti permeabilitasnya yang tinggi dan kemungkinan besarnya daya dukung yang bervariasi tergantung pada kedalaman dan kepadatan relatifnya.

Pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma ini metode penyelidikan tanah yang digunakan yakni berupa pengujian lapangan dengan metode *Standard Penetration Test* (SPT), yang memberikan data nilai N_{SPT} sebagai indikator kekuatan relatif tanah. Selain itu, dilakukan pula pengujian laboratorium terhadap sampel tanah yang diambil dari lapangan, guna memperoleh parameter teknis tanah seperti berat volume tanah, kadar air, kohesi, sudut geser dalam, dan lainnya. Berikut hasil pengujian tanah di laboratorium untuk titik tinjau BH-1 dapat dilihat pada Tabel 5.7 sebagai berikut.

Tabel 5. 7 Hasil Pengujian Laboratorium pada Titik BH-1

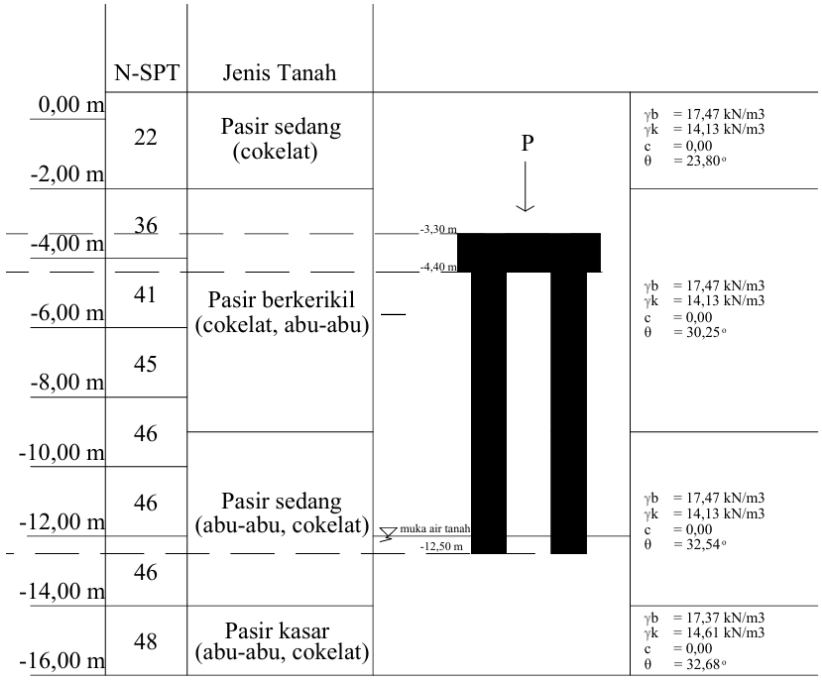
Kedalaman (m)	Kadar Air (%)	Berat Jenis (G)	γ_b (gr/cm^3)	γ_k (gr/cm^3)	Pengujian Geser Langsung	
					c (kg/cm^2)	θ°
-10	23,57	2,69	1,78	1,44	0,00	32,25
-15	18,69	2,67	1,77	1,49	0,00	32,61

Nilai pukulan mentah hasil uji SPT yang diperoleh dari lapangan kemudian dikoreksi berdasarkan pada Tabel 3.10 untuk mendapatkan nilai N_{60} yang lebih representatif terhadap kondisi tanah sebenarnya. Koreksi ini memperhitungkan efisiensi energi palu, panjang batang bor, diameter lubang, serta pengaruh tekanan *overburden*. Hasil perhitungan nilai N_{60} tersebut disajikan pada Tabel 5.8 berikut berdasarkan data uji tanah pada titik BH-1, yang menunjukkan variasi nilai koreksi pada setiap kedalaman pengujian.

Tabel 5. 8 Hasil N_{60} (N_{SPT} Terkoreksi) pada Titik BH-1

Kedalaman (m)	N	C_N	C_E	C_B	C_R	C_S	N_{60}
0-2	22	0,63	1	1.3	0,75	1	13,56
2-4	36	0,63	1	1	0,8	1	18,21
4-6	41	0,63	1	1	0,85	1	22,04
6-8	45	0,63	1	1	0,95	1	27,03
8-10	46	0,63	1	1	0,95	1	27,63
10-12	46	0,63	1	1	1	1	29,09
12-14	46	0,63	1	1	1	1	29,09
14-16	48	0,63	1	1	1	1	30,35
16-18	49	0,63	1	1	1	1	30,98
18-20	10	0,63	1	1	1	1	6,32
20-22	46	0,63	1	1	1	1	29,09
22-24	51	0,63	1	1	1	1	32,25
24-26	53	0,63	1	1	1	1	33,51
26-28	56	0,63	1	1	1	1	35,41
28-30	56	0,63	1	1	1	1	35,41

Hasil perhitungan tersebut digunakan sebagai dasar perancangan daya dukung fondasi tiang bor, yang ditampilkan pada Gambar 5.8 sebagai berikut.



Gambar 5. 8 Pemodelan Beban pada Fondasi *Bored pile*

5.4 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal

5.4.1 Perhitungan Metode Reese & Wright (1977)

1. Tiang dengan diameter 0,6 m pada *frame* 990

a. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p)

Ujung tiang borpile berada di lapisan tanah pasir sedang (abu-abu dan cokelat), maka kapasitas ujung tiang dihitung sebagai berikut.

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

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

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

qp = 37,5 kg/cm^2 (Gambar 3.4)

= 3608,854 kN/m^2

$Q_p = qp \times A_p$

$= 3608{,}854 \times 0{,}283$

$= 1020{,}379\ kN$

b. Daya dukung selimut tiang (Q_s)

Perhitungan daya dukung selimut tiang dihitung berdasarkan lapisan tanahnya hingga batas kedalaman tiang, yakni 8,1 m dengan ujung tiang berada pada elevasi -12,50 m.

1) Lapisan 1 (4,40 – 6,00)

Tinggi lapisan (L) = 1,6 m

N_{SPT} lapisan 1 = 41

Nilai f_s = 1,45 kg/cm^2 (Gambar 3.5)

= 142,1964 kN/cm^2

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

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

$= 1{,}885\ m$

$Q_{s1} = L \times f_s \times K$

$= 1{,}6 \times 142{,}1964 \times 1{,}885$

$= 428{,}854\ kN$

2) Lapisan 2 (6,00 – 8,00)

Tinggi lapisan (L) = 2 m

N_{SPT} lapisan 2 = 45

Nilai f_s = 1,65 kg/cm^2 (Gambar 3.5)

= 161,809 kN/cm^2

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

= $\pi \times 0,6$

= 1,885 m

Q_{s2} = $L \times f_s \times K$

= $2 \times 161,809 \times 1,885$

= 610,008 kN

3) Lapisan 3 (8,00 – 10,00)

Tinggi lapisan (L) = 2 m

N_{SPT} lapisan 3 = 46

Nilai f_s = 1,67 kg/cm^2 (Gambar 3.5)

= 163,771 kN/cm^2

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

= $\pi \times 0,6$

= 1,885 m

Q_{s3} = $L \times f_s \times K$

= $2 \times 163,771 \times 1,885$

= 617,402 kN

4) Lapisan 4 (10,00 – 12,00)

Tinggi lapisan (L) = 2 m

N_{SPT} lapisan 4 = 46

Nilai f_s = 1,67 kg/cm^2 (Gambar 3.5)

= 163,771 kN/cm^2

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

= $\pi \times 0,6$

= 1,885 m

Q_{s4} = $L \times f_s \times K$

$= 2 \times 163{,}771 \times 1{,}885$

$= 617{,}402$ kN

5) Lapisan 5 (12,00 – 12,50)

Tinggi lapisan (L) = 0,5 m

N_{SPT} lapisan 5 = 46

Nilai f_s = 1,67 kg/cm^2 (Gambar 3.5)

= 163,771 kN/cm^2

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

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

= 1,885 m

Q_{s5} $= L \times f_s \times K$

$= 0{,}5 \times 163{,}771 \times 1{,}885$

= 154,351 kN

6) Q_s total $= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4} + Q_{s5}$

$= 428{,}854 + 610{,}008 + 617{,}402 + 617{,}402 + 154{,}351$

= 2428,0179 kN

c. Kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u)

$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L \times \gamma_{beton}$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}6^2 \times 8{,}1 \times 24$

= 54,9653 kN

$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$

$= 1020{,}3794 + 2428{,}0179 - 54{,}9653$

= 3393,4319 kN

d. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_{all})

SF = 2,5

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

$= \frac{3393{,}4319}{2{,}5}$

= 1357,3728 kN

Dengan menggunakan rumus perhitungan yang sama seperti sebelumnya, hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor tunggal Metode Reese & Wright (1977) dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut.

Tabel 5. 9 Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese & Wright (1977)

Diameter (m)	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_u (kN)	Q_{all} (kN)
0,6	1020,3794	2428,01785	3393,4319	1357,3728
0,8	1814,0077	3237,3571	4953,6488	1981,4595
1	2834,3871	4046,6964	6728,4021	2691,3609

5.4.2 Perhitungan Metode Meyerhof (1976)

1. Tiang dengan diameter 0,6 m pada *frame* 990

   Pada perencanaan variasi dimensi tiang bor, digunakan dimensi tiang sebesar 0,6 m dimana ujung tiang borpile berada pada kedalaman 12,5 m di bawah tanah. Nilai N_{SPT} yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ujung tiang diambil nilai rata-rata yakni 4D di bawah tiang dan 8D di atas tiang. Untuk nilai N_{60} yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut.

Tabel 5. 10 Rekapitulasi Perhitungan

Kedalaman (m)	N_{60} koreksi	N_{60} rata-rata
7,7	26,28	27,97
14,9	29,66	

a. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p)

$f_p = 0{,}4 \times N_{60} \times (L/D) \times \sigma_r \leq 3 \times N_{60} \times \sigma_r$

$= 0{,}4 \times 27{,}97 \times (8{,}1/0{,}6) \times 100 \leq 3 \times 27{,}97 \times 100$

$= 15103{,}532 \leq 8390{,}85 \text{ kN/m}^2$

f_p pakai $= 8390{,}85 \text{ kN/m}^2$

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

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

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

Q_p $= A_p \times f_p$ pakai

$= 0{,}283 \times 8390{,}85$

$= 2372{,}4573\ kN$

b. Daya dukung selimut tiang (Q_s)

Perhitungan daya dukung selimut tiang dihitung berdasarkan lapisan tanahnya hingga batas kedalaman tiang, yakni 8,1m pada elevasi -12,50.

1) Lapisan 1 (4,40 – 6,00)

Tinggi lapisan (t) $= 1{,}6\ m$

N_{60} lapisan 1 $= 22{,}04$

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

$= \pi \times 0{,}6 \times 1{,}6$

$= 3{,}016\ m^2$

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

$= \frac{1}{100} \times 22{,}04 \times 100$

$= 22{,}037\ kN/m^2$

Q_{s1} $= f_s \times As$

$= 22{,}037 \times 3{,}016$

$= 66{,}461\ kN$

2) Lapisan 2 (6,00 – 8,00)

Tinggi lapisan (t) $= 2\ m$

N_{60} lapisan 2 $= 27{,}032$

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

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

$= 3{,}77\ m^2$

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

$= \frac{1}{100} \times 27{,}03 \times 100$

$= 27{,}03\ kN/m^2$

Q_{s2} $= f_s \times A_s$

$= 27{,}03 \times 3{,}77$

$= 101{,}909$ kN

3) Lapisan 3 (8,00 – 10,00)

Tinggi lapisan (t) $= 2$ m

N_{60} lapisan 3 $= 27{,}63$

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

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

$= 3{,}77$ m^2

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

$= \frac{1}{100} \times 27{,}63 \times 100$

$= 27{,}63$ kN/m^2

Q_{s3} $= f_s \times A_s$

$= 27{,}63 \times 3{,}77$

$= 104{,}173$ kN

4) Lapisan 4 (10,00 – 12,00)

Tinggi lapisan (t) $= 2$ m

N_{60} lapisan 4 $= 29{,}09$

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

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

$= 3{,}77$ m^2

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

$= \frac{1}{100} \times 29{,}09 \times 100$

$= 29{,}09$ kN/m^2

Q_{s4} $= f_s \times A_s$

$= 29{,}09 \times 3{,}77$

$= 109{,}656$ kN

5) Lapisan 5 (12,00 – 12,50)

Tinggi lapisan (t) $= 0{,}5$ m

N_{60} lapisan 5 $= 29{,}09$

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

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

$= 0{,}943\ m^2$

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

$= \frac{1}{100} \times 29{,}09 \times 100$

$= 29{,}09\ kN/m^2$

Q_{s5} $= f_s \times A_s$

$= 29{,}09 \times 0{,}943$

$= 27{,}414\ kN$

6) Q_s total $= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4} + Q_{s5}$

$= 66{,}461 + 101{,}909 + 104{,}173 + 109{,}656 + 27{,}414$

$= 409{,}6127\ kN$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u)

$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L \times \gamma_{beton}$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}6^2 \times 8{,}1 \times 24$

$= 54{,}965\ kN$

$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$

$= 2372{,}4573 + 409{,}613 - 54{,}965$

$= 2727{,}1047\ kN$

d. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_{all})

$SF = 2{,}5$

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

$= \frac{2727{,}1047}{2{,}5}$

$= 1090{,}8419\ kN$

Dengan menggunakan rumus perhitungan yang sama seperti sebelumnya, hasil rekapitulasi kapasitas dukung fondasi tiang bor tunggal metode Meyerhof (1976) dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut.

Tabel 5. 11 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhof (1976)

Diameter (m)	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_u (kN)	Q_{all} (kN)
0,6	2372,4573	409,6127	2727,1047	1090,8419
0,8	3954,5276	546,1502	4402,9618	1761,1847
1	5852,4771	682,6878	6382,4835	2552,9934

5.5 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok

Dalam perencanaan fondasi dalam, analisis terhadap beban dan momen yang bekerja pada struktur atas menjadi tahap penting untuk memastikan kapasitas dukung fondasi mampu menahan seluruh gaya yang terjadi. Berdasarkan data hasil pembebanan dan momen pada struktur bangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma, diperoleh nilai beban aksial (P) terbesar yakni 6906,591 kN. Nilai ini kemudian dijadikan acuan dalam analisis verifikasi tiang bor kelompok menggunakan dua metode perhitungan, yakni Reese & Wright (1977) dan Meyerhof (1976). Analisis ini bertujuan untuk menilai kemampuan fondasi tiang bor dalam menahan beban dengan aman serta membandingkan hasil perhitungan dari kedua metode yang digunakan. Metode Reese & Wright (1977) menekankan interaksi tanah–struktur secara lebih detail, sedangkan Meyerhof (1976) menggunakan pendekatan yang lebih sederhana berdasarkan korelasi nilai N_{SPT}. Hasil perbandingan keduanya diharapkan memberikan gambaran yang lebih jelas mengenai kinerja kelompok tiang bor terhadap beban aktual pada struktur gedung.

5.5.1 Metode Reese & Wright (1977)

1. Tiang dengan diameter 0,6 m pada *frame* 990

   a. Jumlah tiang

   P = 6906,591 kN (SAP2000)

   Q_{all} = 1357,3728 kN

   $n = \frac{P}{Q_{all}}$

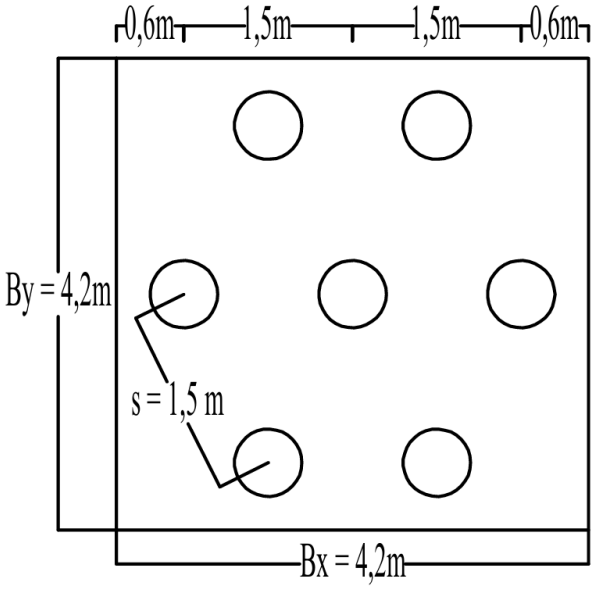
   $= \frac{6906,591}{1357,3728}$

   = 5,0882

   = 7 tiang (diambil 7 tiang agar beban terdistribusi merata ($P_i < Q_{all}$)

b. Susunan tiang

Rencana desain fondasi tiang bor kelompok dengan jumlah tiang yang digunakan yakni 7 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut.



Gambar 5. 9 Susunan Tiang Bor D = 0,6 m Metode Reese & Wright (1977)

Berdasarkan Gambar 5.9 dapat diketahui sebagai berikut.

a = 0,6 m

s = 1,5 m

B_x = 4,2 m

B_y = 4,2 m

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang bor

n = 3 (jumlah tiang arah sumbu y)

m = 3 (jumlah tiang arah sumbu x)

$\theta = \arctan \frac{D}{S}$

$= \arctan \frac{0,6}{1,5}$

$= 0,381$

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

$= 1 - 0{,}381 \frac{(3-1)3+(3-1)3}{90(3)(3)}$

$= 0{,}994$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

Q_{all} = 1357,3728 kN

n = 7 tiang

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

$= 7 \times 1357{,}3728 \times 0{,}994$

= 9448,0475 kN

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, didapat nilai kapasitas dukung tiang bor kelompok sebesar 9448,0475 kN, dimana nilai ini diketahui lebih besar dari nilai beban aksial (P) yakni 6906,591 kN dan sesuai dengan yang tercantum dalam SNI 8460-2017.

d. Analisis distribusi beban

Beban aksial (P) = 6906,591 kN (hasil dari SAP2000)

Berat *pilecap* (W) $= (B \times H \times t)\gamma$

$= (4{,}2 \times 4{,}2 \times 1{,}1)24$

= 465,696 kN

Berat tiang $= (Ap \times \gamma \times n \times L)$

$= ((\frac{1}{4} \times \pi \times D^2) \times \gamma \times n \times L)$

$= ((\frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}6^2) \times 24 \times 7 \times 8{,}1)$

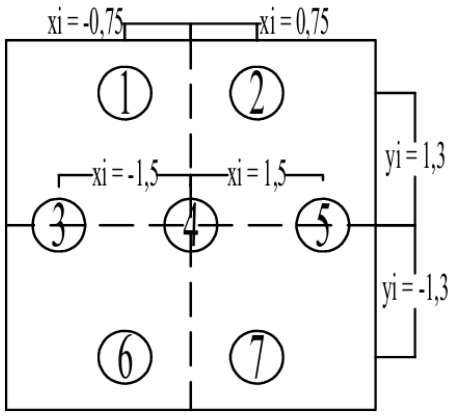
= 384,757 kN

Berat total (P_t) = P + W + Berat tiang

= 6906,591 + 465,696 + 384,757

= 7757,044 kN

Untuk jarak dan rekapitulasi kontrol gaya semua tiang bor berturut-urut dapat dilihat pada Gambar 5.10 dan Tabel 5.12 berikut.



Gambar 5. 10 Jarak Kontrol Semua Tiang Bor D = 0,6 m Metode Reese & Wright (1977)

Tabel 5. 12 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	$P_i < Q_{all}$ (1357,373 kN)
1	-0,75	1,30	0,56	1,69	1249,99	Aman
2	0,75	1,30	0,56	1,69	1346,60	Aman
3	-1,50	0,00	2,25	0,00	1132,51	Aman
4	0,00	0,00	0,00	0,00	1108,15	Aman
5	1,50	0,00	2,25	0,00	1230,39	Aman
6	-0,75	-1,30	0,56	1,69	697,46	Aman
7	0,75	-1,30	0,56	1,69	941,95	Aman
Total			6,75	6,75		

M_x = 1817,75 kNm

M_y = 550,094 kNm

$P_i = \frac{\Sigma P_i}{n} + \frac{M_y.xi}{\sum xi^2} + \frac{M_x.yi}{\sum yi^2}$

$P_{max} = \frac{7757,044}{7} + \frac{550,094 \times 1,50}{6,75} + \frac{1817,75 \times 1,30}{6,75}$

= 1579,96 kN

$P_{min} = \frac{7757,044}{7} + \frac{550,094 \times (-1,50)}{6,75} + \frac{1817,75 \times (-1,30)}{6,75}$

= 697,46 kN

e. Analisis kekuatan tiang

P = 1579,96 kN (beban maksimum yang diterima per satu tiang)

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

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

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

$\sigma = \frac{P}{A}$

$= \frac{1579{,}96}{0{,}283}$

$= 5587{,}967\ kN/m^2$

$\sigma_{izin} = 25\ MPa$

$= 25000\ kN/m^2$

$\sigma = 5587{,}967\ kN/m^2 < \sigma_{izin} = 25000\ kN/m^2$ (Aman)

2. Tiang dengan diameter 0,8 m pada *frame* 990 (Eksisting)

a. Jumlah tiang

$P = 6906{,}591\ kN$ (SAP2000)

$Q_{all} = 1981{,}4595\ kN$

$n = \frac{P}{Q_{all}}$

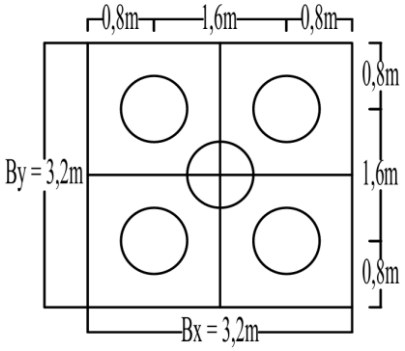
$= \frac{6906{,}591}{1981{,}4595}$

$= 3{,}4856$

$= 5$ tiang

b. Susunan tiang

Rencana desain fondasi tiang bor kelompok dengan jumlah tiang yang digunakan yakni 5 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.11 berikut.



Gambar 5. 11 Susunan Tiang Bor D = 0,8 m Metode Reese & Wright (1977)

Berdasarkan Gambar 5.11 dapat diketahui sebagai berikut.

a = 0,8 m

s = 1,6 m

B_x = 3,2m

B_y = 3,2 m

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang bor

n = 3 (jumlah tiang arah sumbu y)

m = 2 (jumlah tiang arah sumbu x)

$\theta = \arctan \frac{D}{S}$

$= \arctan \frac{0,8}{1,6}$

$= 0,464$

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

$= 1 - 0,464 \frac{(3-1)2+(2-1)3}{90(2)(3)}$

$= 0,994$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

Q_{all} = 1981,4595 kN

n = 5 tiang

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

$= 5 \times 1981,4595 \times 0,994$

$= 9847,752$ kN

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, didapat nilai kapasitas dukung tiang bor kelompok sebesar 9847,752 kN, dimana nilai ini diketahui lebih besar dari nilai beban aksial (P) yakni 6906,591 kN dan sesuai dengan yang tercantum dalam SNI 8460-2017.

d. Analisis distribusi beban

Beban aksial (P) = 6906,591 kN (hasil dari SAP2000)

Berat *pilecap* (W) = $(B \times H \times t)\gamma$

$= (3{,}2 \times 3{,}2 \times 1{,}1)24$

$= 270{,}336$ kN

Berat tiang $= (A_p \times \gamma \times n \times L)$

$= ((\frac{1}{4} \times \pi \times D^2) \times \gamma \times n \times L)$

$= ((\frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}8^2) \times 24 \times 5 \times 8{,}1)$

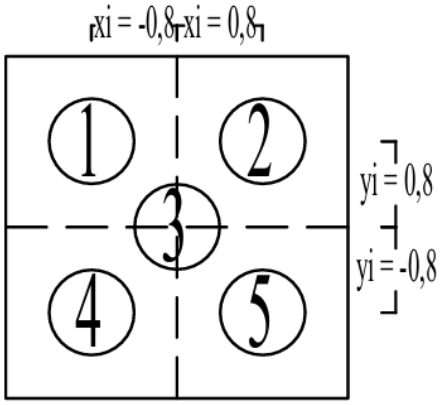
$= 270{,}336$ kN

Berat total (P_t) $= P + W +$ Berat tiang

$= 6906{,}591 + 270{,}336 + 270{,}336$

$= 7665{,}508$ kN

Untuk jarak dan rekapitulasi kontrol gaya semua tiang bor berturut-urut dapat dilihat pada Gambar 5.12 dan Tabel 5.13 berikut.



Gambar 5. 12 Jarak Kontrol Semua Tiang Bor D = 0,8 m Metode Reese & Wright (1977)

Tabel 5. 13 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	$P_i < Q_{all}$ (1981,459 kN)
1	0,80	-0,80	0,64	0,64	1136,96	Aman
2	-0,80	-0,80	0,64	0,64	793,15	Aman
3	0,00	0,00	0,00	0,00	1533,10	Aman
4	0,80	0,80	0,64	0,64	2273,05	Tidak aman
5	-0,80	0,80	0,64	0,64	1929,25	Aman
Total			2,56	2,56		

M_x = 1817,75 kNm

M_y = 550,094 kNm

$P_i = \frac{\Sigma P_i}{n} + \frac{M_y.xi}{\sum xi^2} + \frac{M_x.yi}{\sum yi^2}$

P_{max} = 2273,05 kN

$P_{min} = \frac{7665,508}{5} + \frac{550,094 \times(-0,80)}{2,56} + \frac{1817,75 \times(-0,80)}{2,56}$

= 793,149 kN

e. Analisis kekuatan tiang

P = 2273,05 kN (beban maksimum yang diterima per satu tiang)

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

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2$

$= 0,503\ m^2$

$\sigma = \frac{P}{A}$

$= \frac{2273,05}{0,503}$

$= 4522,0971\ kN/m^2$

σ_{izin} = 25 MPa

$= 25000\ kN/m^2$

$\sigma = 4522,0971\ kN/m^2 < \sigma_{izin} = 25000\ kN/m^2$ (Aman)

Berdasarkan SNI 8460-2017 dan beberapa literatur geoteknik (Poulos, 1980; Das, 2010), kelompok tiang tersebut dinyatakan tidak aman untuk digunakan, karena dalam pendistribusian bebannya terdapat beberapa tiang yang menerima beban melebihi kapasitas izin ($P_i < Q_{all}$). Kondisi ini tetap menunjukkan ketidakamanan meskipun secara keseluruhan kapasitas dukung fondasi telah memenuhi dan tegangan masih berada di bawah batas izin.

3. Tiang dengan diameter 1 m pada *frame* 990

a. Jumlah tiang

P = 6906,591 kN (SAP2000)

Q_{all} = 2691,361 kN

n $= \frac{P}{Q_{all}}$

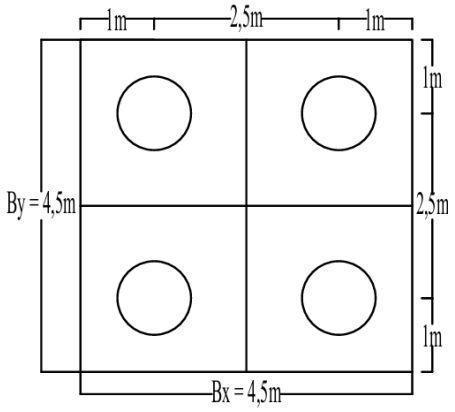
$= \frac{6906,591}{2691,361\ 4}$

= 2,5662

= 4 tiang (diambil 4 tiang agar beban terdistribusi merata ($P_i < Q_{all}$)

b. Susunan tiang

Rencana desain fondasi tiang bor kelompok dengan jumlah tiang yang digunakan yakni 4 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut.



Gambar 5. 13 Susunan Tiang Bor D = 1 m Metode Reese & Wright (1977)

Berdasarkan Gambar 5.13 dapat diketahui sebagai berikut.

a = 1 m

s = 2,5 m

B_x = 4,5 m

B_y = 4,5 m

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang bor

n = 2 (jumlah tiang arah sumbu y)

m = 2 (jumlah tiang arah sumbu x)

θ = arctan $\frac{D}{S}$

= arctan $\frac{1}{2,5}$

= 0,381

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

$= 1 - 0{,}381\frac{(2-1)2+(2-1)2}{90(2)(2)}$

$= 0{,}996$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

Q_{all} = 2691,361 kN

n = 4 tiang

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

$= 4 \times 2691{,}361 \times 0{,}996$

= 10719,93 kN

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, didapat nilai kapasitas dukung tiang bor kelompok sebesar 10719,93 kN, dimana nilai ini diketahui lebih besar dari nilai beban aksial (P) yakni 6906,591 kN. Dengan demikian, fondasi tiang bor kelompok tersebut memenuhi persyaratan perencanaan beban dan dinyatakan aman untuk digunakan.

d. Analisis distribusi beban

Beban aksial (P) = 6906,591 kN (hasil dari SAP2000)

Berat *pilecap* (W) $= (B \times H \times t)\gamma$

$= (4{,}5 \times 4{,}5 \times 1{,}1)24$

= 534,6 kN

Berat tiang $= (A_p \times \gamma \times n \times L)$

$= ((\frac{1}{4} \times \pi \times D^2) \times \gamma \times n \times L)$

$= ((\frac{1}{4} \times \pi \times 1^2) \times 24 \times 4 \times 8{,}1)$

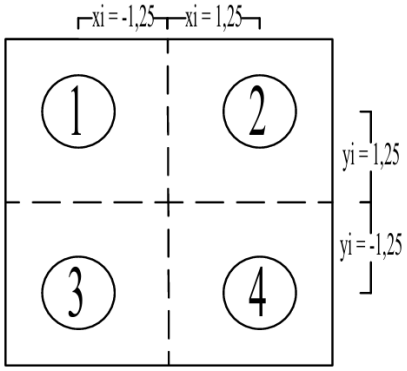
= 610,726 kN

Berat total (P_t) = P + W + Berat tiang

= 6906,591 + 534,6 + 610,726

= 8051,917 kN

Untuk jarak dan rekapitulasi kontrol gaya semua tiang bor berturut-urut dapat dilihat pada Gambar 5.14 dan Tabel 5.14 berikut.



Gambar 5. 14 Jarak Kontrol Semua Tiang Bor D = 1 m Metode Reese & Wright (1977)

Tabel 5. 14 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	$P_i < Q_{all}$ (2691,361 kN)
1	1,25	-1,25	1,56	1,56	1539,41	Aman
2	-1,25	-1,25	1,56	1,56	1759,45	Aman
3	1,25	1,25	1,56	1,56	2266,51	Aman
4	-1,25	1,25	1,56	1,56	2486,55	Aman
Total			6,25	6,25		

M_x = 1817,75 kNm

M_y = 550,094 kNm

$P_i = \frac{\Sigma P_i}{n} + \frac{M_y.xi}{\sum xi^2} + \frac{M_x.yi}{\sum yi^2}$

$P_{max} = \frac{8051,917}{4} + \frac{550,094 \times 1,25}{6,25} + \frac{1817,75 \times 1,25}{6,25}$

= 2486,55 kN

$P_{min} = \frac{8051,917}{4} + \frac{550,094 \times (-1,25)}{6,25} + \frac{1817,75 \times (-1,25)}{6,25}$

= 1539,41 kN

e. Analisis kekuatan tiang

P = 2486,55 kN (beban maksimum yang diterima per satu tiang)

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

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

$= 0,785\ m^2$

$\sigma = \frac{P}{A}$

$= \frac{2486,55}{0,785}$

$= 3165,972 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{izin} = 25 \text{ MPa}$

$= 25000 \text{ kN/m}^2$

$\sigma = 3165,972 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{izin} = 25000 \text{ kN/m}^2$ (Aman)

Rekapitulasi hasil perhitungan kapasitas daya dukung fondasi tiang bor kelompok menggunakan pendekatan Metode Reese & Wright (1977) disajikan pada Tabel 5.15.

Tabel 5. 15 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Blok Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Reese & Wright (1977)

Diameter (m)	0,6	0,8 (Eksisting)	1
P (kN)	6906,59	6906,59	6906,59
n (tiang)	7	5	4
E_g	0,994	0,994	0,996
Q_g (kN)	7757,04	7665,51	8051,92
σ (kN/m^2)	5587,97	4522,10	3165,97
σ_{izin} (kN/m^2)	25000	25000	25000
Cek	Aman	Aman	Aman

5.5.2 Metode Meyerhof (1976)

1. Tiang dengan diameter 0,6 m pada *frame* 990

   a. Jumlah tiang

   $P = 6906,591 \text{ kN (SAP2000)}$

   $Q_{all} = 1090,842 \text{ kN}$

   $n = \frac{P}{Q_{all}}$

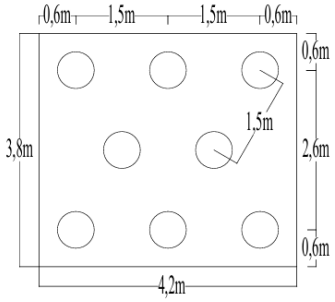
   $= \frac{6906,591}{1090,842}$

   $= 6,331$

   = 8 tiang (diambil 8 tiang agar beban terdistribusi merata ($P_i < Q_{all}$)

b. Susunan tiang

Rencana desain fondasi tiang bor kelompok dengan jumlah tiang yang digunakan yakni 8 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut.



Gambar 5. 15 Susunan Tiang Bor D = 0,6 m Metode Meyerhof (1976)

Berdasarkan Gambar 5.15 dapat diketahui sebagai berikut.

a = 0,6 m

s = 1,5 m

B_x = 4,2 m

B_y = 3,8 m

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang bor

n = 3 (jumlah tiang arah sumbu y)

m = 3 (jumlah tiang arah sumbu x)

$\theta = \arctan \frac{D}{S}$

$= \arctan \frac{0,6}{1,5}$

$= 0,381$

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

$= 1 - 0,381 \frac{(3-1)3+(3-1)3}{90(3)(3)}$

$= 0,994$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

Q_{all} = 1090,842 kN

n = 8 tiang

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

$= 8 \times 1090{,}842 \times 0{,}994$

$= 8677{,}541$ kN

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, didapat nilai kapasitas dukung tiang bor kelompok sebesar 8677,541 kN, dimana nilai ini diketahui lebih besar dari nilai beban aksial (P) yakni 6906,591 kN dan sesuai dengan yang tercantum dalam SNI 8460-2017.

d. Analisis distribusi beban

Beban aksial (P) = 6906,591 kN (hasil dari SAP2000)

Berat *pilecap* (W) $= (B \times H \times t)\gamma$

$= (4{,}2 \times 3{,}8 \times 1{,}1)24$

$= 421{,}344$ kN

Berat tiang $= (Ap \times \gamma \times n \times L)$

$= ((\frac{1}{4} \times \pi \times D^2) \times \gamma \times n \times L)$

$= ((\frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}6^2) \times 24 \times 8 \times 8{,}1)$

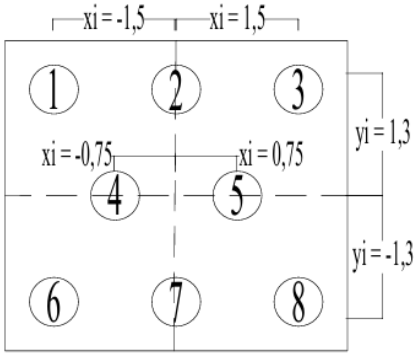
$= 439{,}722$ kN

Berat total (P_t) $= P + W +$ Berat tiang

$= 6906{,}591 + 421{,}344 + 439{,}722$

$= 7767{,}657$ kN

Untuk jarak dan rekapitulasi kontrol gaya semua tiang bor berturut-urut dapat dilihat pada Gambar 5.16 dan Tabel 5.16 berikut.



Gambar 5. 16 Jarak Kontrol Semua Tiang Bor D = 0,6 m Metode Meyerhof (1976)

Tabel 5. 16 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	$P_i < Q_{all}$ (1090,842 kN)
1	1	1,50	1,30	2,25	1078,84	Aman
2	2	0,00	1,30	0,00	1062,64	Aman
3	3	-1,50	1,30	2,25	1048,50	Aman
4	4	0,75	0,00	0,56	1018,53	Aman
5	5	-0,75	0,00	0,56	949,84	Aman
6	6	1,50	-1,30	2,25	899,28	Aman
7	7	0,00	-1,30	0,00	870,77	Aman
8	8	-1,50	-1,30	2,25	839,26	Aman
Total			10,13	10,14		

M_x = 1817,75 kNm

M_y = 550,094 kNm

$P_i = \frac{\Sigma P_i}{n} + \frac{M_y.xi}{\sum xi^2} + \frac{M_x.yi}{\sum yi^2}$

$P_{max} = \frac{7757,044}{7} + \frac{550,094 \times 1,50}{6,75} + \frac{1817,75 \times 1,30}{6,75}$

= 1078,682 kN

$P_{min} = \frac{7757,044}{7} + \frac{550,094 \times (-1,50)}{6,75} + \frac{1817,75 \times (-1,30)}{6,75}$

= 839,26 kN

e. Analisis kekuatan tiang

P = 1078,682 kN (beban maksimum yang diterima per satu tiang)

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

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

$= 0,283\ m^2$

$\sigma = \frac{P}{A}$

$= \frac{1078,682}{0,283}$

$= 3815,616\ kN/m^2$

σ_{izin} = 25 MPa

$= 25000\ kN/m^2$

$\sigma = 3815,616\ kN/m^2 < \sigma_{izin} = 25000\ kN/m^2$ (Aman)

2. Tiang dengan diameter 0,8 m pada *frame* 990 (Eksisting)

a. Jumlah tiang

P = 6906,591 kN (SAP2000)

Q_{all} = 1761,185 kN

n $= \frac{P}{Q_{all}}$

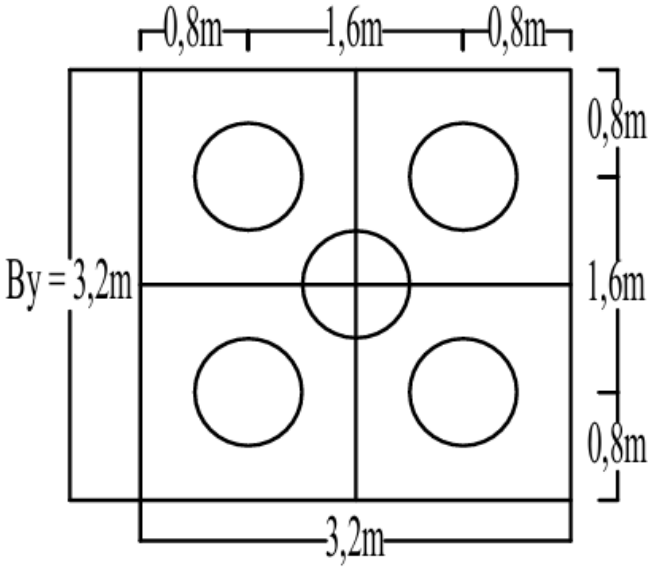
$= \frac{6906,591}{1761,185}$

= 3,922

= 5 tiang

b. Susunan tiang

Rencana desain fondasi tiang bor kelompok dengan jumlah tiang yang digunakan yakni 5 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut.



Gambar 5. 17 Susunan Tiang Bor D = 0,8 m Metode Meyerhof (1976)

Berdasarkan Gambar 5.17 dapat diketahui sebagai berikut.

a = 0,8 m

s = 1,6 m

B_x = 3,2 m

B_y = 3,2 m

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang bor

n = 3 (jumlah tiang arah sumbu y)

m = 2 (jumlah tiang arah sumbu x)

$\theta = \arctan \frac{D}{S}$

$= \arctan \frac{0,8}{1,6}$

$= 0,464$

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

$= 1 - 0,464 \frac{(3-1)2+(2-1)3}{90(2)(3)}$

$= 0,994$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

Q_{all} = 1761,185 kN

n = 5 tiang

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

$= 5 \times 1761,185 \times 0,994$

$= 8752,998$ kN

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, didapat nilai kapasitas dukung tiang bor kelompok sebesar 8752,998 kN, dimana nilai ini diketahui lebih besar dari nilai beban aksial (P) yakni 6906,591 kN dan sesuai dengan yang tercantum dalam SNI 8460-2017.

d. Analisis distribusi beban

Beban aksial (P) = 6906,591 kN (hasil dari SAP2000)

Berat *pilecap* (W) $= (B \times H \times t)\gamma$

$= (3,2 \times 3,2 \times 1,1)24$

$= 270,336$ kN

Berat tiang $= (A_p \times \gamma \times n \times L)$

$= ((\frac{1}{4} \times \pi \times D^2) \times \gamma \times n \times L)$

$= ((\frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2) \times 24 \times 5 \times 8,1)$

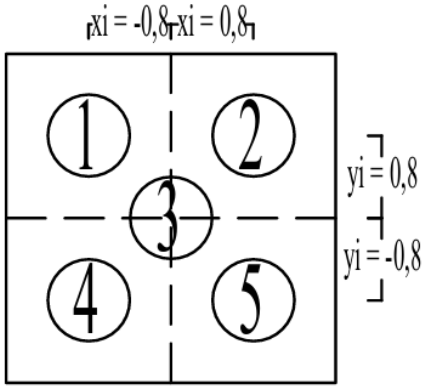
$= 488,581$ kN

Berat total (P_t) = P + W + Berat tiang

= 6906,591 + 270,336 + 488,581

= 7665,508 kN

Untuk jarak dan rekapitulasi kontrol gaya semua tiang bor berturut-urut dapat dilihat pada Gambar 5.18 dan Tabel 5.17 berikut.



Gambar 5. 18 Jarak Kontrol Semua Tiang Bor D = 0,8 m Metode Meyerhof (1976)

Tabel 5. 17 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	$P_i < Q_{all}$ (1761,185 kN)
1	0,80	-0,80	0,64	0,64	1136,96	Aman
2	-0,80	-0,80	0,64	0,64	793,15	Aman
3	0,00	0,00	0,00	0,00	1533,10	Aman
4	0,80	0,80	0,64	0,64	2273,05	Tidak aman
5	-0,80	0,80	0,64	0,64	1929,25	Tidak aman
Total			2,56	2,56		

M_x = 1817,75 kNm

M_y = 550,094 kNm

$P_i = \frac{\Sigma P_i}{n} + \frac{M_y.xi}{\sum xi^2} + \frac{M_x.yi}{\sum yi^2}$

P_{max} = 2273,054 kN

$P_{min} = \frac{7665,508}{5} + \frac{550,094 \times (-0,80)}{2,56} + \frac{1817,75 \times (-0,80)}{2,56}$

= 793,149 kN

e. Analisis kekuatan tiang

P = 2273,054 kN (beban maksimum yang diterima per satu tiang)

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

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}8^2$

$= 0{,}503\ m^2$

$\sigma = \frac{P}{A}$

$= \frac{2273{,}054}{0{,}503}$

$= 4522{,}097\ kN/m^2$

$\sigma_{izin} = 25\ MPa$

$= 25000\ kN/m^2$

$\sigma = 4522{,}097\ kN/m^2 < \sigma_{izin} = 25000\ kN/m^2$ (Aman)

Berdasarkan SNI 8460-2017 dan beberapa literatur geoteknik (Poulos, 1980; Das, 2010), kelompok tiang tersebut dinyatakan tidak aman untuk digunakan, karena dalam pendistribusian bebannya terdapat beberapa tiang yang menerima beban melebihi kapasitas izin ($P_i < Q_{all}$). Kondisi ini tetap menunjukkan ketidakamanan meskipun secara keseluruhan kapasitas dukung fondasi telah memenuhi dan tegangan masih berada di bawah batas izin.

3. Tiang dengan diameter 1 m pada *frame* 990

a. Jumlah tiang

P = 6906,591 kN (SAP2000)

Q_{all} = 2552,993 kN

$n = \frac{P}{Q_{all}}$

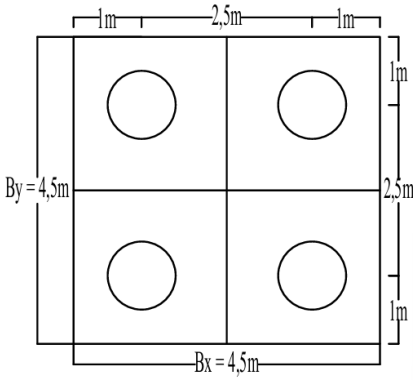
$= \frac{6906{,}591}{2552{,}993}$

$= 2{,}705$

= 4 tiang (diambil 4 tiang agar beban terdistribusi merata ($P_i < Q_{all}$)

b. Susunan tiang

Rencana desain fondasi tiang bor kelompok dengan jumlah tiang yang digunakan yakni 4 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.19 berikut.



Gambar 5. 19 Susunan Tiang Bor D = 1 m Metode Meyerhof (1976)

Berdasarkan Gambar 5.19 dapat diketahui sebagai berikut.

a = 1 m

s = 2,5 m

B_x = 4,5 m

B_y = 4,5 m

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang bor

n = 2 (jumlah tiang arah sumbu y)

m = 2 (jumlah tiang arah sumbu x)

$\theta = \arctan \frac{D}{S}$

$= \arctan \frac{1}{2,5}$

$= 0,381$

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

$= 1 - 0,381 \frac{(2-1)2+(2-1)2}{90(2)(2)}$

$= 0,996$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

Q_{all} = 2552,993 kN

n = 4 tiang

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

$= 4 \times 2552,993 \times 0,996$

$= 10168,799$ kN

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, didapat nilai kapasitas dukung tiang bor kelompok sebesar 10168,799 kN, dimana nilai ini diketahui lebih besar dari nilai beban aksial (P) yakni 6906,591 kN. Dengan demikian, fondasi tiang bor kelompok tersebut memenuhi persyaratan perencanaan beban dan dinyatakan aman untuk digunakan.

d. Analisis distribusi beban

Beban aksial (P) = 6906,591 kN (hasil dari SAP2000)

Berat *pilecap* (W) $= (B \times H \times t)\gamma$

$= (4{,}5 \times 4{,}5 \times 1{,}1)24$

$= 534{,}6$ kN

Berat tiang $= (A_p \times \gamma \times n \times L)$

$= ((\frac{1}{4} \times \pi \times D^2) \times \gamma \times n \times L)$

$= ((\frac{1}{4} \times \pi \times 1^2) \times 24 \times 4 \times 8{,}1)$

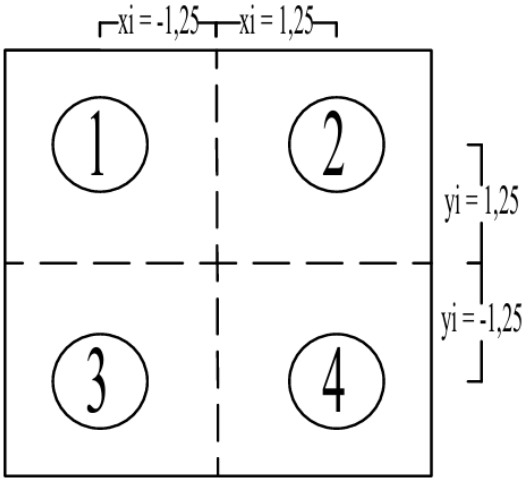
$= 610{,}726$ kN

Berat total (P_t) $= P + W +$ Berat tiang

$= 6906{,}591 + 534{,}6 + 610{,}726$

$= 8051{,}917$ kN

Untuk jarak dan rekapitulasi kontrol gaya semua tiang bor berturut-urut dapat dilihat pada Gambar 5.20 dan Tabel 5.18 berikut.



Gambar 5. 20 Jarak Kontrol Semua Tiang Bor D = 1 m Metode Meyerhof (1976)

Tabel 5. 18 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	$P_i < Q_{all}$ (2552,993 kN)
1	-1,25	-1,25	1,56	1,56	1539,41	Aman
2	1,25	-1,25	1,56	1,56	1759,45	Aman
3	-1,25	1,25	1,56	1,56	2266,51	Aman
4	1,25	1,25	1,56	1,56	2486,55	Aman
TOTAL			6,25	6,25		

M_x = 1817,75 kNm

M_y = 550,094 kNm

$P_i = \frac{\Sigma P_i}{n} + \frac{M_y.xi}{\sum xi^2} + \frac{M_x.yi}{\sum yi^2}$

$P_{max} = \frac{7899,235}{3} + \frac{550,094 \times 1,25}{4,69} + \frac{1817,75 \times 1,25}{4,69}$

= 2486,5487 kN

$P_{min} = \frac{7899,235}{3} + \frac{550,094 \times (-1,25)}{4,69} + \frac{1817,75 \times (-1,25)}{4,69}$

= 1539,4096 kN

e. Analisis kekuatan tiang

P = 2486,5487 kN (beban maksimum yang diterima per satu tiang)

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

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

$= 0,785\ m^2$

$\sigma = \frac{P}{A}$

$= \frac{2486,5487}{0,785}$

$= 3165,9722\ kN/m^2$

σ_{izin} = 25 MPa

$= 25000\ kN/m^2$

$\sigma = 3165,9722\ kN/m^2 < \sigma_{izin} = 25000\ kN/m^2$ (Aman)

Rekapitulasi hasil perhitungan kapasitas daya dukung fondasi tiang bor kelompok menggunakan pendekatan Metode Meyerhof (1976) disajikan pada Tabel 5.19. Tabel tersebut memuat ringkasan nilai

kapasitas yang diperoleh dari analisis, sehingga dapat memberikan gambaran yang lebih jelas mengenai kemampuan tiang bor dalam menahan beban yang bekerja pada struktur.

Tabel 5. 19 Rekapitulasi Kapasitas Daya Dukung Blok Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Meyerhof (1976)

Diameter (m)	0,6	0,8 (Eksisting)	1
P (kN)	6906,591	6906,591	6906,591
n (tiang)	8	5	4
E_g	0,994	0,994	0,996
Q_g (kN)	8677,54	8753,00	10168,80
σ (kN/m^2)	3815,62	4522,10	3165,97
σ_{izin} (kN/m^2)	25000	25000	25000
Cek	Aman	Aman	Aman

5.6 Penurunan Fondasi Tiang Bor

5.6.1 Penurunan Fondasi Tiang Bor Tunggal

Untuk perhitungan penurunan fondasi tiang bor tunggal dari hasil perhitungan kapasitas dukung Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976) dilakukan dengan menggunakan rumus perhitungan yang sama. Sebagaimana berikut.

1. Hasil perhitungan Metode Reese & Wright (1977) untuk D = 0,6 m

$$Q_w = \frac{P}{n}$$
$$= \frac{6906,591}{7}$$
$$= 986,656 \text{ kN}$$

$$Q_{wp} = \frac{Q_p}{Q_p+Q_s} \times Q_w$$
$$= \frac{1020,3794}{1020,3794+2428,0179} \times 986,656$$
$$= 291,95 \text{ kN}$$

$$Q_{ws} = \frac{Q_s}{Q_p+Q_s} \times Q_w$$
$$= \frac{2428,0179}{1020,3794+2428,0179} \times 986,656$$
$$= 694,70 \text{ kN}$$

$S_{e1} = \frac{(Q_{wp} + (\xi \times Q_{ws})) \times L}{A_p \times E_p}$

$= \frac{(291{,}95 + (0{,}5 \times 694{,}70)) \times 8{,}1}{0{,}283 \times 23500000}$

$= 0{,}000779$ m

$S_{e2} = \frac{q_{wp} \times D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \times I_{wp}$

$= \frac{1032{,}5657 \times 0{,}6}{120000} \times (1 - 0{,}3^2) \times 0{,}85$

$= 0{,}003994$ m

$S_{e3} = \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L}\right) \times \left(\frac{D}{E_s}\right) \times (1 - \mu_s^2) \times I_{ws}$

$= \frac{694{,}70}{1{,}885 \times 8{,}1} \times \frac{0{,}6}{120000} \times (1 - 0{,}3^2) \times 3{,}286$

$= 0{,}0006803$ m

$S_e = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3}$

$S_e = 0{,}000779 + 0{,}003994 + 0{,}0006803$

$= 0{,}005453$ m

$S_e \leq S_{izin}\ (10\% \times D)$

$0{,}005453 \text{ m} \leq 10\% \times 0{,}6$

$0{,}005453 \text{ m} \leq 0{,}06 \text{ m}$ (Aman)

2. Hasil Perhitungan Metode Reese & Wright (1977) untuk D = 0,8 m (eksisting)

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

$= \frac{6906{,}591}{5}$

$= 1381{,}318$ kN

$Q_{wp} = \frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \times Q_w$

$= \frac{1814{,}0078}{1814{,}0078 + 3237{,}3571} \times 1381{,}318$

$= 496{,}05$ kN

$Q_{ws} = \frac{Q_s}{Q_p + Q_s} \times Q_w$

$= \frac{3237{,}3571}{1814{,}0078 + 3237{,}3571} \times 1381{,}318$

$= 885{,}27$ kN

$S_{e1} = \frac{(Q_{wp} + (\xi \times Q_{ws})) \times L}{A_p \times E_p}$

$= \frac{(496{,}05 + (0{,}5 \times 874{,}72)) \times 8{,}1}{0{,}503 \times 23500000}$

$= 0{,}0006437$ m

$S_{e2} = \frac{q_{wp} \times D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \times I_{wp}$

$= \frac{1007{,}84 \times 0{,}8}{120000} \times (1 - 0{,}3^2) \times 0{,}85$

$= 0{,}005089$ m

$S_{e3} = \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L}\right) \times \left(\frac{D}{E_s}\right) \times (1 - \mu_s^2) \times I_{ws}$

$= \frac{986{,}8571}{2{,}513 \times 8{,}1} \times \frac{0{,}8}{120000} \times (1 - 0{,}3^2) \times 3{,}114$

$= 0{,}0008214$ m

$S_e = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3}$

$S_e = 0{,}0006437 + 0{,}005089 + 0{,}0008214$

$= 0{,}006554$ m

$S_e \leq S_{izin}\ (10\% \times D)$

$0{,}00655$ m $\leq 10\% \times 0{,}8$

$0{,}00655$ m $\leq 0{,}08$ m (Aman)

3. Hasil Perhitungan Metode Reese & Wright (1977) untuk D = 1 m

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

$= \frac{6906{,}591}{4}$

$= 1726{,}65$ kN

$Q_{wp} = \frac{Q_p}{Q_p + Q_s} \times Q_w$

$= \frac{2834{,}387}{2834{,}387 + 4046{,}696} \times 1726{,}65$

$= 711{,}22$ kN

$Q_{ws} = \frac{Q_s}{Q_p + Q_s} \times Q_w$

$= \frac{4046{,}696}{2834{,}387 + 4046{,}696} \times 1726{,}65$

$= 1015{,}42$ kN

$S_{e1} = \frac{(Q_{wp} + (\xi \times Q_{ws})) \times L}{A_p \times E_p}$

$= \frac{(711{,}22 + (0{,}5 \times 1001{,}57)) \times 8{,}1}{0{,}785 \times 23500000}$

$= 0{,}0005349$ m

$S_{e2} = \frac{q_{wp} \times D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \times I_{wp}$

$= \frac{905{,}5579 \times 1}{120000} \times (1 - 0{,}3^2) \times 0{,}85$

$= 0{,}005837$ m

$S_{e3} = \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L}\right) \times \left(\frac{D}{E_s}\right) \times (1 - \mu_s^2) \times I_{ws}$

$= \frac{1015{,}42}{3{,}142 \times 8{,}1} \times \frac{1}{120000} \times (1 - 0{,}3^2) \times 2{,}996$

$= 0{,}000907$ m

$S_e = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3}$

$S_e = 0{,}0005349 + 0{,}005837 + 0{,}000907$

$= 0{,}007279$ m

$S_e \leq S_{izin}$ (10% × D)

0,00728 m ≤ 10% × 1

0,00728 m ≤ 0,1 m (Aman)

Perhitungan penurunan fondasi tiang bor tunggal dari hasil perhitungan kapasitas daya dukung Metode Meyerhof (1976) dilakukan dengan cara yang sama seperti sebelumnya. Untuk hasil rekapitulasi perhitungan penurunan fondasi tiang bor tunggal dapat dilihat pada Tabel 5.20 berikut.

Tabel 5. 20 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Fondasi Tiang Bor Tunggal

Diameter (m)	S_e (m)		S_{izin} (10% × D)	$S_e \leq S_{izin}$
	Reese & Wright (1977)	Meyerhof (1976)		
0,6	0,005453	0,01038	0,06	Aman
0,8	0,00655	0,01277	0,08	Aman
1	0,007279	0,01297	0,1	Aman

5.6.2 Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok

Untuk perhitungan penurunan fondasi tiang bor kelompok dari hasil perhitungan kapasitas dukung Metode Reese & Wright (1977) dan Metode

Meyerhof (1976) dilakukan dengan menggunakan rumus perhitungan yang sama. Sebagaimana berikut.

1. Hasil Perhitungan Metode Reese & Wright (1977) untuk D = 0,6 m

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

$= 0{,}005453 \times \sqrt{\frac{4{,}2}{0{,}6}}$

$= 0{,}01443$ m

$S_g \leq S_{izin}$

$0{,}01443 \text{ m} \leq 15 \text{ cm} + \frac{b}{600}$

$0{,}01443 \text{ m} \leq 15 \text{ cm} + \frac{420}{600}$

$0{,}01443 \text{ m} \leq 0{,}157 \text{ m}$ (Aman)

2. Hasil Perhitungan Metode Reese & Wright (1977) untuk D = 0,8 m (eksisting)

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

$= 0{,}00655 \times \sqrt{\frac{3{,}2}{0{,}8}}$

$= 0{,}01311$ m

$S_g \leq S_{izin}$

$0{,}01311 \text{ m} \leq 15 \text{ cm} + \frac{b}{600}$

$0{,}01311 \text{ m} \leq 15 \text{ cm} + \frac{320}{600}$

$0{,}01311 \text{ m} \leq 0{,}1553 \text{ m}$ (Aman)

3. Hasil Perhitungan Metode Reese & Wright (1977) untuk D = 1 m

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

$= 0{,}007279 \times \sqrt{\frac{4{,}5}{1}}$

$= 0{,}01544$ m

$S_g \leq S_{izin}$

$0{,}01544 \text{ m} \leq 15 \text{ cm} + \frac{b}{600}$

$0{,}01544 \text{ m} \leq 15 \text{ cm} + \frac{450}{600}$

$0{,}01544 \text{ m} \leq 0{,}1575 \text{ m}$ (Aman)

Perhitungan penurunan fondasi tiang bor kelompok dari hasil perhitungan kapasitas daya dukung Metode Meyerhof (1976) dilakukan dengan cara yang sama seperti sebelumnya. Untuk hasil rekapitulasi perhitungan penurunan fondasi tiang bor kelompok dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut.

Tabel 5. 21 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok

Diameter (m)	Reese & Wright (1977)	S_{izin}	Meyerhof (1976)	S_{izin}	$S_g \leq S_{izin}$ $\left(15 \text{ cm} + \frac{b \text{ (cm)}}{600}\right)$
0,6	0,01443 m	0,157 m	0,02747 m	0,157 m	Aman
0,8	0,01311 m	0,155 m	0,02553 m	0,155 m	Aman
1	0,01544 m	0,157 m	0,02752 m	0,157 m	Aman

5.7 Analisis Fondasi dengan *Software* PLAXIS 2D V21

Analisis Metode Elemen Hingga (MEH) dilakukan menggunakan program PLAXIS 2D V21 yang merupakan representasi dari kondisi pembebanan fondasi tiang yang menyerupai situasi nyata di lapangan. Analisis ini dilakukan berdasarkan pada kondisi tiang bor eksisting (0,8 m) dan variasi diameter 0,6 m dan 1 m dengan kedalaman tiang yang sama pada kondisi *real*, yakni 8,1 m. Tiang-tiang ini kemudian dibebankan berdasarkan beban dari kolom utama sebesar 6906,591 kN hasil analisis *software* SAP2000.

5.7.1 *Input* Data

Untuk data parameter tanah dan elemen struktur yang digunakan dalam proses analisis dengan *software* PLAXIS 2D disajikan pada Tabel 5.22 dan Tabel 5.23 berikut. Tabel tersebut memuat informasi penting yang menjadi dasar permodelan serta perhitungan, sehingga hasil analisis yang diperoleh dapat menggambarkan kondisi lapangan secara lebih representatif.

Tabel 5. 22 Data *Input Soil Properties*

No.	Data *Input*	Lapis 1	Lapis 2	Lapis 3	Lapis 4	Lapis 5
1.	γ_{sat} (kN/m^3)	17,47	17,42	17,37	17,37	17,37
2.	γ_{unsat} (kN/m^3)	14,13	14,33	14,61	14,61	14,61
3.	E_s (kN/m^2)	120000	120000	120000	120000	120000
4.	μ_s (*Poisson Ratio)*	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
5.	c (kN/m^2)	1	1	1	1	1
6.	ϕ (^{o})	32,25	32,54	32,68	20,00	41,34

Tabel 5. 23 Data *Input Pile Properties* dengan *Embeded Beam*

No.	Data *Input*	Nilai
1.	Berat jenis beton (γ)	24 kN/m^3
2.	Modulus elastisitas beton (E_{ref})	23500000 kN/m^2

Tahapan analisis pada *software* PLAXIS 2D terletak pada fase *Stage Construction*. Rincian setiap fase dalam *Stage Construction* dapat dilihat pada Tabel 5.24 berikut.

Tabel 5. 24 Fase pada *Stage Construction* PLAXIS 2D

No.	**Fase**	**Keterangan**
1.	*Initial Phase*	Kondisi tegangan awal tanah dan tinggi muka air tanah
2.	*Install Pile*	Aktivasi elemen tiang
3.	*Install Pile Cap*	Aktivasi elemen *pile cap*
4.	*Loading*	Tahap penerapan beban eksternal
5.	*Safety*	Menghitung faktor keamanan setelah fase pembebanan
6.	*Earthquake (Pseudostatic)*	Pembebanan dinamis akibat gempa *pseudostatic*
7.	*Safety*	Menghitung faktor keamanan setelah fase pembebanan dan fase gempa

Untuk analisis pembebanan gempa *pseudostatic* yang digunakan rumus percepatan (*acceleration*) yang merupakan turunan atau modifikasi dari rumus percepatan gempa efektif (a_h). Rumus ini mengacu pada pendekatan empiris dari SNI 1726-2019 serta beberapa referensi geoteknik (Hardiyatmo, 2011; Das, 2010) yang digunakan untuk memperoleh nilai percepatan desain di permukaan tanah (A_{max} atau a_h). Perhitungan nilai *pseudostatic* yang digunakan sebagai berikut.

PGA = 0,4979 g (didapat dari website resmi puskim)

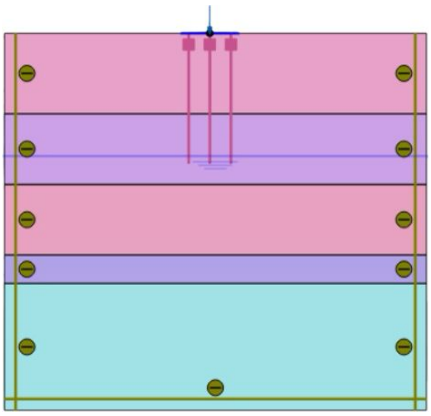
kh $= \frac{0,4979}{2}$

= 0,2490 g

5.7.2 *Output* Penurunan Tiang

Output penurunan tiang ini memberikan informasi mengenai pergeseran vertikal seperti perubahan elevasi tanah yang terjadi di sepanjang struktur tiang tersebut. Hal ini dapat mengevaluasi potensi deformasi tanah yang terjadi akibat pengaruh beban dari struktur diatasnya, aktivitas konstruksi, maupun perubahan kondisi lingkungan disekitarnya, seperti penurunan muka air tanah, dan sebagainya. Hasil dari *output* penurunan tiang ini sangat penting untuk menjamin stabilitas dan keamanan jangka panjang dari bangunan infrastruktur yang berdiri diatas tanah tersebut.

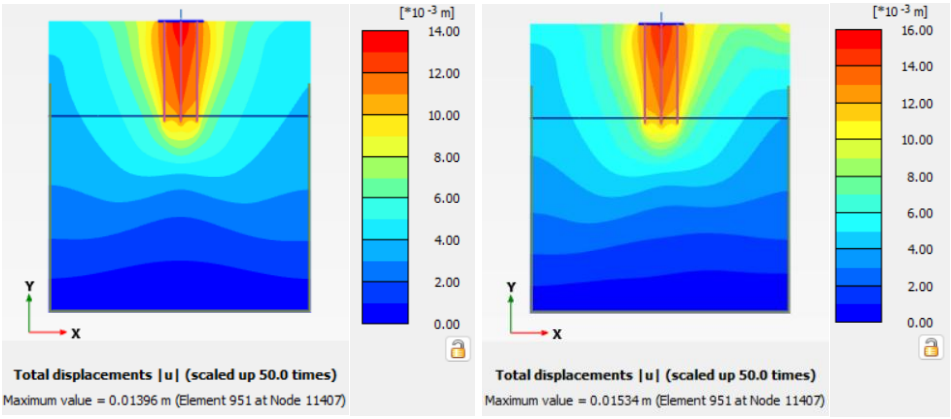
Untuk lapisan tanah program PLAXIS 2D dapat dilihat pada Gambar 5.21 dibawah ini.



Gambar 5. 21 Lapisan Tanah

1. Reese & Wright (1977) diameter 0,6 m

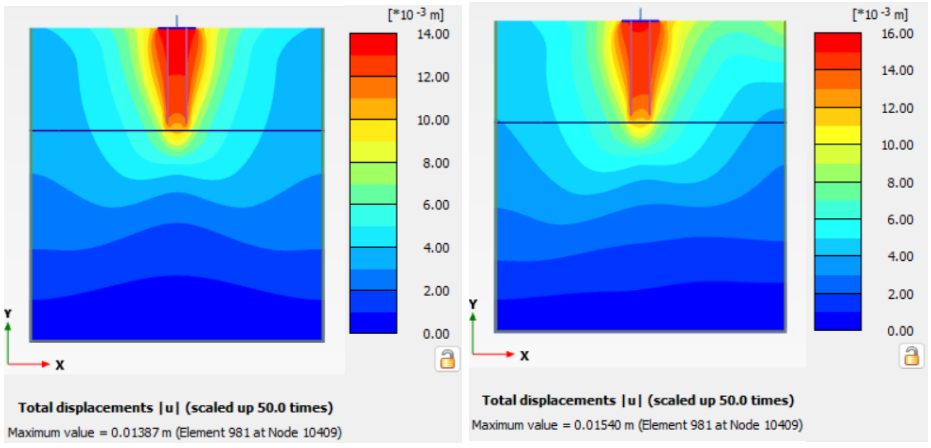
Hasil penurunan fondasi tiang bor kelompok variasi diameter 0,6 m dari analisis PLAXIS 2D dengan Metode Reese & Wright (1977) ditunjukkan pada Gambar 5.22, dimana sisi kiri menunjukkan penurunan statis akibat beban bangunan dan sisi kanan penurunan statis akibat gempa ekuivalen.



Gambar 5. 22 *Output* PLAXIS 2D Metode Reese & Wright (1977) diameter 0,6 m

2. Reese & Wright (1977) diameter 0,8 m

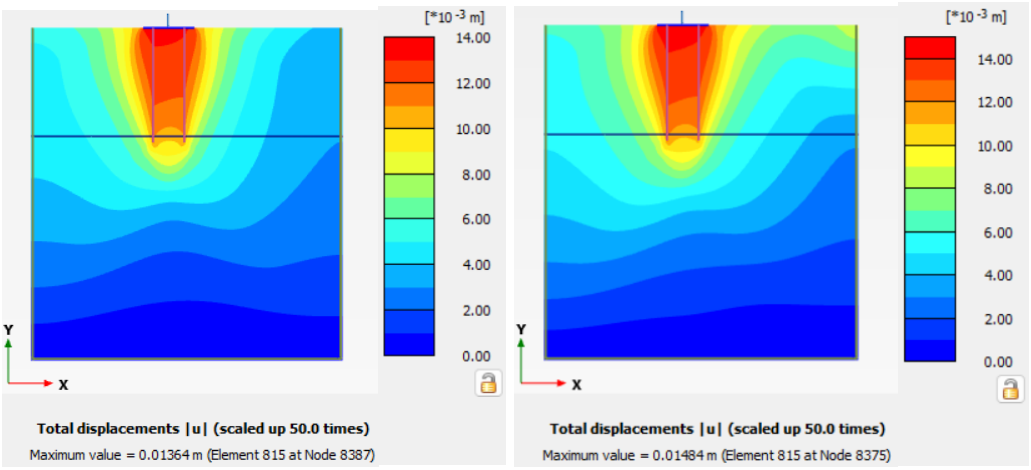
Hasil penurunan fondasi tiang bor kelompok variasi diameter 0,8 m dari analisis PLAXIS 2D dengan Metode Reese & Wright (1977) ditunjukkan pada Gambar 5.23, dimana sisi kiri menunjukkan penurunan statis akibat beban bangunan dan sisi kanan penurunan statis akibat gempa ekuivalen.



Gambar 5. 23 *Output* PLAXIS 2D Metode Reese & Wright (1977) diameter 0,8 m

3. Reese & Wright (1977) diameter 1 m

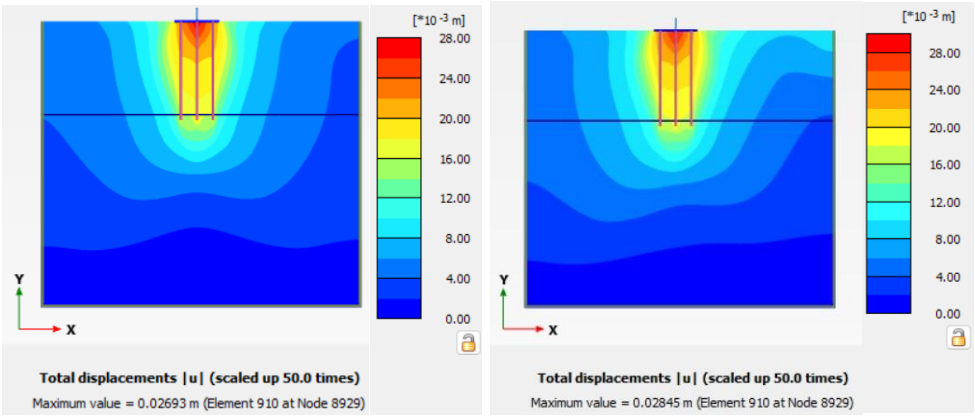
Hasil penurunan fondasi tiang bor kelompok variasi diameter 1 m dari analisis PLAXIS 2D dengan Metode Reese & Wright (1977) ditunjukkan pada Gambar 5.24, dimana sisi kiri menunjukkan penurunan statis akibat beban bangunan dan sisi kanan penurunan statis akibat gempa ekuivalen.



Gambar 5. 24 *Output* PLAXIS 2D Metode Reese & Wright (1977) diameter 1 m

4. Meyerhof (1976) diameter 0,6 m

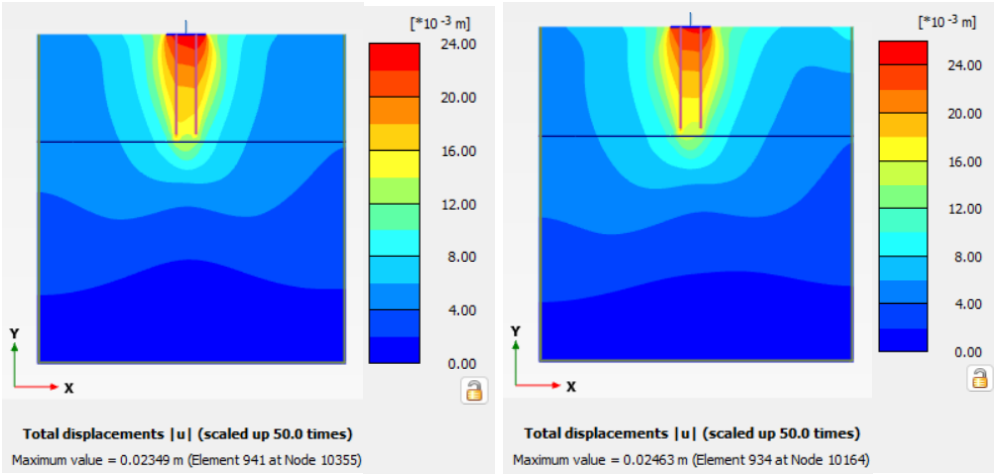
Hasil penurunan fondasi tiang bor kelompok variasi diameter 0,6 m dari analisis PLAXIS 2D dengan Metode Meyerhof (1976) ditunjukkan pada Gambar 5.25, dimana sisi kiri menunjukkan penurunan statis akibat beban bangunan dan sisi kanan penurunan statis akibat gempa ekuivalen.



Gambar 5. 25 *Output* PLAXIS 2D Metode Meyerhof (1976) diameter 0,6 m

5. Meyerhof (1976) diameter 0,8 m

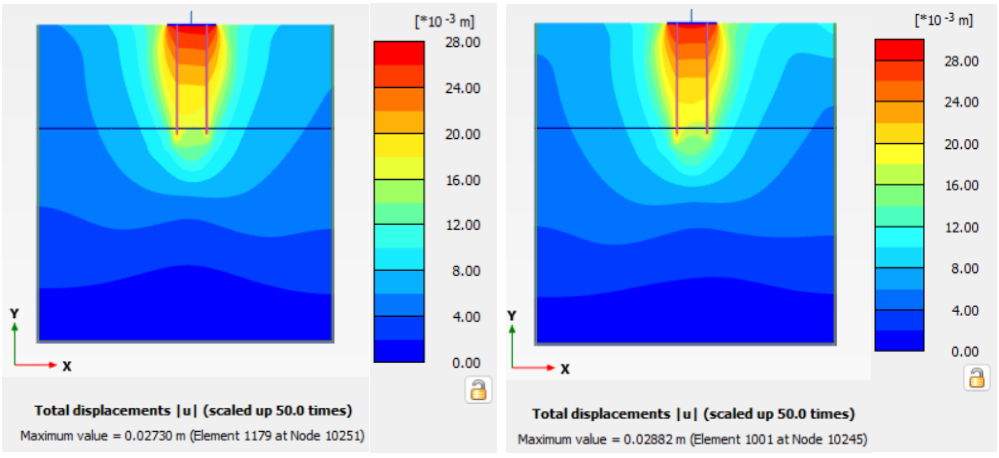
Hasil penurunan fondasi tiang bor kelompok variasi diameter 0,8 m dari analisis PLAXIS 2D dengan Metode Meyerhof (1976) ditunjukkan pada Gambar 5.26, dimana sisi kiri menunjukkan penurunan statis akibat beban bangunan dan sisi kanan penurunan statis akibat gempa ekuivalen.



Gambar 5. 26 *Output* PLAXIS 2D Metode Meyerhof (1976) diameter 0,8 m

6. Meyerhof (1976) diameter 1 m

Hasil penurunan fondasi tiang bor kelompok variasi diameter 1 m dari analisis PLAXIS 2D dengan Metode Meyerhof (1976) ditunjukkan pada Gambar 5.27, dimana sisi kiri menunjukkan penurunan statis akibat beban bangunan dan sisi kanan penurunan statis akibat gempa ekuivalen.



Gambar 5. 27 *Output* PLAXIS 2D Metode Meyerhof (1976) diameter 1 m

Rekapitulasi penurunan hasil kalkulasi PLAXIS 2D terhadap variasi diameter tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.25 berikut.

Tabel 5. 25 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok Hasil Kalkulasi PLAXIS 2D

Metode	Reese & Wright 91977)			Meyerhof (1976)		
Diameter (m)	0,6	0,8	1	0,6	0,8	1
Penurunan statis (m)	0,01396	0,0138	0,01364	0,02693	0,02349	0,02730
Penurunan pseudostatis (m)	0,01534	0,0154	0,01484	0,02845	0,02463	0,02882

5.7.3 *Output* Faktor Keamanan

Selain menganalisis penurunan, PLAXIS 2D juga menghitung faktor keamanan dan kapasitas dukung fondasi tiang. Dari hasil analisis menggunakan PLAXIS 2D, diperoleh nilai ΣM_{sf} yang kemudian dapat dimanfaatkan untuk menghitung daya dukung ultimit tiang bor (Q_u) melalui persamaan berikut.

$$Q_{all} = P_{all} = \frac{Q_u}{\Sigma M_{sf}}$$

$$Q_u = Q_{all} \times \sum M_{sf}$$

$$= 1357{,}37 \times 2{,}101$$

$$= 2851{,}84 \text{ kN}$$

dimana :

Q_{all} = P_{all} = kapasitas izin tiang yang digunakan untuk desain fondasi (kN),

Q_u = daya dukung ultimit (kN), dan

$\sum M_{sf}$ = faktor pengali hasil *safety calculation* PLAXIS, ekuivalen dengan faktor keamanan.

Rekapitulasi kapasitas daya dukung tiang bor hasil kalkulasi nilai $\sum M_{sf}$ dengan beban yang di *input* pada PLAXIS 2D terhadap variasi diameter tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.26 berikut.

Tabel 5. 26 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Ultimit Fondasi Tiang Bor Kelompok Hasil Kalkulasi PLAXIS 2D

	Reese & Wright (1977)			Meyerhof (1976)		
Diameter (m)	0,6	0,8	1	0,6	0,8	1
Q_{all} (kN)	1357,37	1981,46	2691,36	1090,84	1761,19	2552,99
$\sum M_{sf}$ statis	2,101	2,05	2,124	1,754	1,61	1,559
Q_u statis (kN)	2851,84	4061,99	5716,45	1913,34	2835,51	3980,12
$\sum M_{sf}$ pseudostatis	2,519	2,27	2,567	2,052	1,875	1,826
Q_u pseudostatis (kN)	3419,22	4497,91	6908,72	2238,41	3302,22	4661,77

5.8 Pembahasan

Dalam setiap proses perencanaan bangunan, khususnya gedung bertingkat, aspek fondasi selalu menjadi bagian yang sangat krusial. Fondasi merupakan elemen struktur bawah yang berfungsi menyalurkan beban dari bagian atas bangunan menuju tanah pendukung di bawahnya. Perencanaan fondasi harus memastikan bahwa tanah dasar memiliki kapasitas cukup untuk menahan beban tersebut tanpa menimbulkan kerusakan pada struktur maupun penurunan (*settlement*) yang melebihi batas aman. Dengan kata lain, fondasi tidak hanya dirancang untuk menopang beban vertikal yang bekerja, tetapi juga harus mampu menahan beban tambahan yang mungkin timbul selama umur bangunan.

Pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta, dilakukan penyelidikan tanah terlebih dahulu untuk memahami karakteristik tanah lokasi tersebut. Penyelidikan ini dilakukan dengan uji *Standard Penetration Test* (SPT) menggunakan mesin bor pada satu titik dengan interval kedalaman setiap 2 meter. Hasil pengujian tersebut kemudian menjadi dasar dalam penentuan parameter tanah yang digunakan pada perencanaan fondasi, sehingga kapasitas daya dukung yang dihitung lebih mendekati kondisi nyata lapangan.

Dalam perencanaan fondasi, beban yang bekerja pada struktur menjadi faktor yang sangat menentukan. Kapasitas dukung tiang ditentukan melalui analisis yang

memperhitungkan hasil uji tanah, besar beban aksial, ukuran dan dimensi tiang, kedalaman fondasi, jarak antar tiang, serta mutu beton yang digunakan. Pada penelitian ini, kapasitas dukung fondasi tiang bor dihitung dengan menggunakan metode analisis statis, sehingga hasilnya dapat memberikan gambaran yang lebih terukur mengenai kemampuan fondasi dalam menahan beban bangunan.

5.8.1 Hasil Analisis Struktur Program SAP2000

Output program SAP2000 yang digunakan yakni antara lain berupa beban aksial (P), momen arah x (M_x), dan momen arah y (M_y). Beban aksial ini sendiri merupakan beban yang bekerja sejajar dengan arah sumbu vertikal tiang. Pada fondasi tiang bor, beban aksial biasanya berasal dari berat sendiri bangunan, beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), serta beban tambahan lainnya. Beban yang diterima ini kemudian ditransfer dari kolom lalu diterima oleh *pilecap* kemudian disalurkan lagi ke tiang bor, lalu disalurkan ke tanah. Sedangkan untuk momen, yakni gaya yang menyebabkan tiang mengalami lenturan (*bending*) akibat beban lateral ataupun eksentrisitas bebannya. Dalam fondasi tiang bor, penyebab momen timbul salah duanya adalah karena adanya beban struktur yang tidak simetris, kondisi interaksi tanah yang tidak seragam, dan sebagainya. Momen ini sendiri kemudian akan menghasilkan gaya dalam berupa tegangan tarik dan tekan di sepanjang tiang bor.

Berikut *output* SAP2000 terhadap *frame* 990.

Gaya aksial (P) = 6906,591 kN
Momen arah X (M_x) = 1817,754 kNm
Momen arah Y (M_y) = 550,094 kNm

Nilai gaya maksimum pada kolom dasar dari hasil pemodelan struktur bangunan pada SAP2000 inilah yang kemudian akan dimanfaatkan sebagai dasar penentuan beban rencana dalam perhitungan analisis fondasi tiang bor.

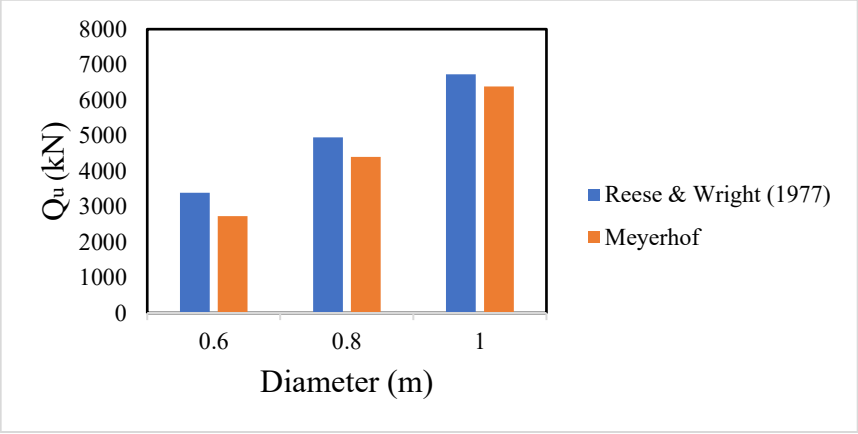
5.8.2 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal

Analisis kapasitas fondasi tiang bor dilakukan berdasarkan pada kondisi eksisting (diameter 0,8 m) dan dua variasi diameter (0,6 m dan 1 m). Panjang tiang tidak divariasikan, tetap 8,1 m dengan ujung pada kedalaman -12,5 m. Perhitungan

menggunakan faktor keamanan 2,5 serta Metode Reese & Wright (1977) dan Meyerhof (1976). Kapasitas dukung dihitung dari kombinasi tahanan ujung dan gesekan selimut tiang. Hasil lengkap ditampilkan pada Tabel 5.27 dan Gambar 5.28.

Tabel 5. 27 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976)

Metode	Diameter (m)	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_u (kN)
Reese & Wright (1977)	0,6	1020,38	2428,02	3393,43
	0,8	1814,01	3237,36	4953,65
	1	2834,39	4046,70	6728,40
Meyerhof (1976)	0,6	2372,46	409,61	2727,11
	0,8	3954,53	546,15	4402,96
	1	5852,48	682,69	6382,48



Gambar 5. 28 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976)

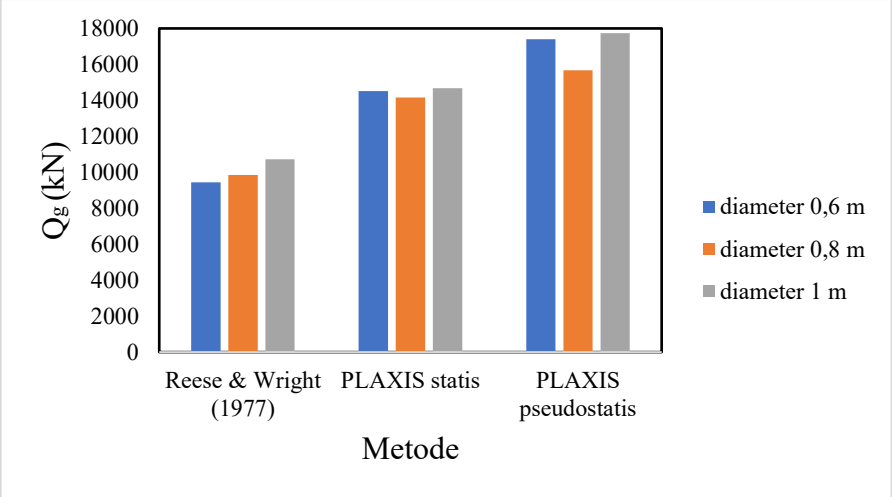
Berdasarkan Tabel 5.27 dan Gambar 5.28 diatas didapatkan hasil kapasitas daya dukung ultimit tiang bor (Q_u) tunggal untuk Metode Reese & Wright (1977) berdasarkan diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut sebesar 4953,65 kN; 3393,43 kN; dan 6728,40 kN. Sedangkan untuk kapasitas daya dukung ultimit tiang bor (Q_u) tunggal untuk Metode Meyerhof (1976) berdasarkan diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut sebesar 4402,96 kN; 2727,11 kN; dan 6382,48 kN.

5.8.3 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok

Analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor kelompok dilakukan dengan menghitung kapasitas tiang bor tunggal sebagai dasar penentuan jumlah tiang, kemudian dibandingkan menggunakan beberapa pendekatan serta analisis PLAXIS 2D. Hasil perbandingan kapasitas dukung ditampilkan pada Tabel 5.28, Gambar 5.29, dan Gambar 5.30 berikut.

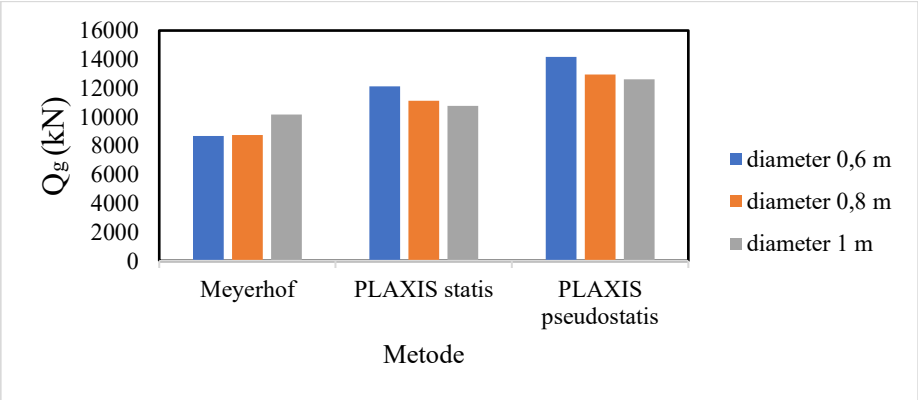
Tabel 5. 28 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok dan PLAXIS 2D

	Reese & Wright (1977)			Meyerhof (1976)		
Diameter (m)	0,6	0,8 (eksisting)	1	0,6	0,8 (eksisting)	1
P (kN)	6906,591	6906,591	6906,591	6906,591	6906,591	6906,591
Q_{all} (kN)	1357,373	1981,460	2691,361	1090,842	1761,185	2552,993
n (tiang)	7	5	4	8	5	4
Eg	0,994	0,994	0,996	0,994	0,994	0,996
Q_g (kN)	9448,048	9847,752	10719,929	8677,541	8752,998	10168,799
Q_g statis PLAXIS 2D (kN)	14510,75	14158,51	14669,6	12114,16	11119,61	10767,38
Q_g pseudostatis PLAXIS 2D (kN)	17397,7	15677,96	17729,22	14172,32	12949,86	12611,44
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman



Gambar 5. 29 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Reese & Wright (1977) dan PLAXIS 2D

Suatu struktur fondasi akan dianggap aman apabila kapasitas daya dukung kelompok tiang (Q_g) yang didapat melebihi nilai beban rencana bangunan yang diterima oleh fondasi kelompok tersebut. Berdasarkan Tabel 5.28 dan Gambar 5.29 didapat kapasitas daya dukung tiang bor kelompok Metode Reese & Wright (1977) berdasarkan diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 9847,752 kN; 9448,048 kN; dan 10719,929 kN. Untuk kapasitas daya dukung statis *software* PLAXIS 2D berdasarkan diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 14158,51 kN; 14510,75 kN; dan 14669,6 kN. Sedangkan untuk kapasitas daya dukung pseudostatis *software* PLAXIS 2D berdasarkan diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 15677,96 kN; 17397,7 kN; dan 17729,22 kN. Berdasarkan hasil perhitungan kapasitas daya dukung kelompok (Q_g) dengan berbagai metode, diperoleh bahwa seluruh nilai Q_g telah melebihi beban rencana (P) sebesar 6906,591 kN, sehingga secara umum variasi diameter tiang tersebut dapat dikatakan aman digunakan. Namun demikian, hasil analisis menunjukkan adanya pendistribusian beban yang tidak merata pada tiang bor kelompok kondisi eksisting. Oleh karena itu, perlu dilakukan kajian ulang terhadap pola distribusi beban antar tiang, potensi terjadinya *overstress* lokal, serta dampaknya terhadap stabilitas dan penurunan total fondasi agar dapat dipastikan bahwa sistem fondasi tetap bekerja secara aman dan efisien.



Gambar 5. 30 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Meyerhof (1976) dan PLAXIS 2D

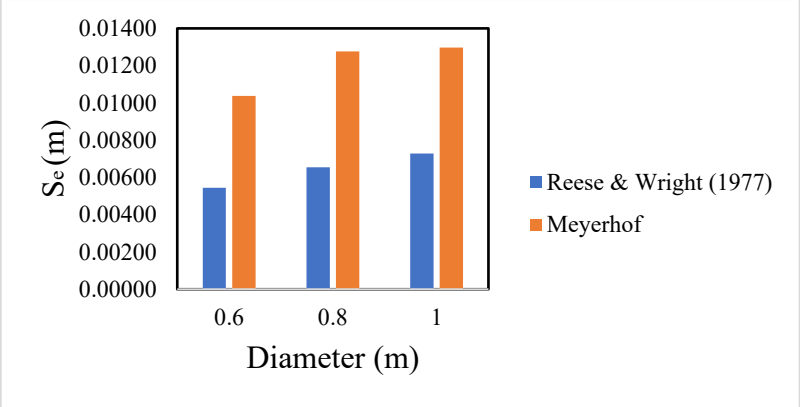
Berdasarkan Tabel 5.28 dan Gambar 5.30 didapat kapasitas daya dukung tiang bor kelompok Metode Meyerhof (1976) terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 8752,998 kN; 8677,541 kN; dan 10168,799 kN. Untuk kapasitas daya dukung statis *software* PLAXIS 2D berdasarkan diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 11119,61 kN; 12114,16 kN; dan 10767,38 kN. Sedangkan untuk kapasitas daya dukung pseudostatis *software* PLAXIS 2D berdasarkan diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 12949,86 kN; 14172,32 kN; dan 12611,44 kN. Berdasarkan hasil perhitungan kapasitas daya dukung kelompok (Q_g) dengan berbagai metode, diperoleh bahwa seluruh nilai Q_g telah melebihi beban rencana (P) sebesar 6906,591 kN, sehingga secara umum variasi diameter tiang tersebut dapat dikatakan aman digunakan. Namun demikian, hasil analisis menunjukkan adanya pendistribusian beban yang tidak merata pada tiang bor kelompok kondisi eksisting. Oleh karena itu, perlu dilakukan kajian ulang terhadap pola distribusi beban antar tiang, potensi terjadinya *overstress* lokal, serta dampaknya terhadap stabilitas dan penurunan total fondasi agar dapat dipastikan bahwa sistem fondasi tetap bekerja secara aman dan efisien.

5.8.4 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor Tunggal

Besarnya nilai penurunan fondasi tiang bor tunggal dipengaruhi oleh beberapa faktor penting, antara lain diameter dan panjang tiang yang menentukan luas penampang serta kedalaman penetrasi tiang, besar beban kerja yang diterima oleh fondasi, kondisi tanah di sekitar dan di bawah ujung tiang yang mencakup jenis, kepadatan, serta lapisan tanah, serta modulus elastisitas tanah yang merepresentasikan tingkat kekakuan dan kemampuan tanah dalam menahan deformasi. Selain itu, interaksi antara tiang dan tanah, termasuk distribusi tegangan di sepanjang sisi dan ujung tiang, serta konsolidasi tanah akibat pembebanan jangka panjang, juga berperan signifikan dalam menentukan besar kecilnya penurunan yang terjadi pada fondasi tiang bor. Hasil analisis penurunan fondasi tiang bor tunggal dapat dilihat pada Tabel 5.29 dan Gambar 5.31 berikut.

Tabel 5. 29 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor Tunggal Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976)

Diameter (m)	S_e (m)		S_{izin} (10% × D)	$S_e \leq S_{izin}$
	Reese & Wright (1977)	Meyerhof (1976)		
0,6	0,00545	0,01038	0,06	Aman
0,8	0,00655	0,01277	0,08	Aman
1	0,00728	0,01297	0,1	Aman



Gambar 5. 31 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor Tunggal Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976)

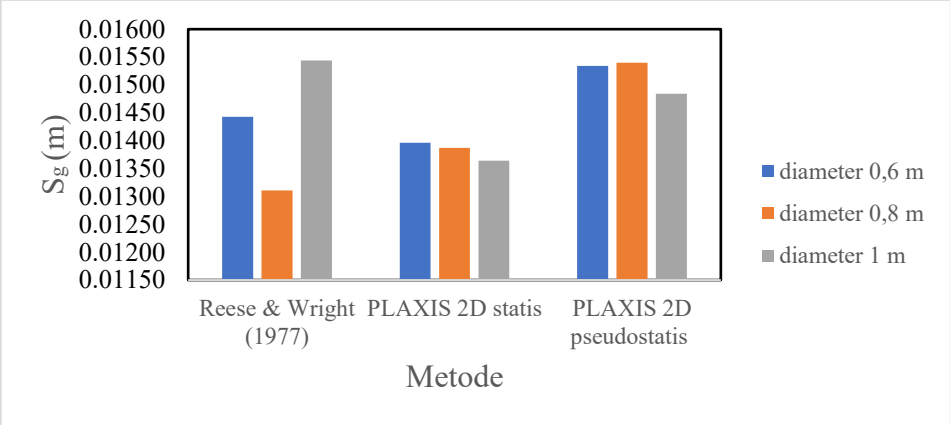
Berdasarkan Tabel 5.29 dan Gambar 5.31 didapat penurunan tiang bor tunggal Metode Reese & Wright (1977) terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 0,00655 m; 0,00545 m; dan 0,00728 m. Sedangkan untuk Metode Meyerhof (1976) didapat penurunan tiang bor tunggal terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 0,01277 m; 0,01038 m; dan 0,01297 m. Dari hasil perhitungan Metode Reese & Wright (1977) dan Metode Meyerhof (1976) diperoleh bahwa penurunan tiang tunggal pada setiap variasi diameter masih berada di bawah batas penurunan izin, yaitu sebesar 10% × D. Dengan demikian, variasi diameter fondasi tiang bor yang dianalisis dinyatakan aman untuk digunakan pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta.

5.8.5 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok

Besarnya nilai penurunan fondasi tiang bor tunggal dipengaruhi oleh jumlah dan jarak tiang, diameter tiang, konfigurasi kelompok tiang, efisiensi kelompok tiang, kondisi tanah, panjang tiang, beban kerja, serta modulus elastisitasnya Perbandingan penurunan fondasi tiang bor kelompok dilakukan untuk menilai perbedaan hasil analisis antar metode perhitungan dan memastikan bahwa nilai penurunan yang terjadi masih berada di bawah batas penurunan izin. Hasil analisis penurunan fondasi tiang bor kelompok dapat dilihat pada Tabel 5.30, Tabel 5.31, Gambar 5.32, dan Gambar 5.33 berikut.

Tabel 5. 30 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Reese & Wright (1977) dan PLAXIS 2D

Diameter (m)	S_g (m)			S_{izin}	$S_g \leq S_{izin}$
	Reese & Wright (1977)	PLAXIS 2D statis	PLAXIS 2D pseudostatis		
0,6	0,01443	0,01396	0,01534	0,157	Aman
0,8	0,01311	0,01387	0,0154	0,155	Aman
1	0,01544	0,01364	0,01484	0,157	Aman



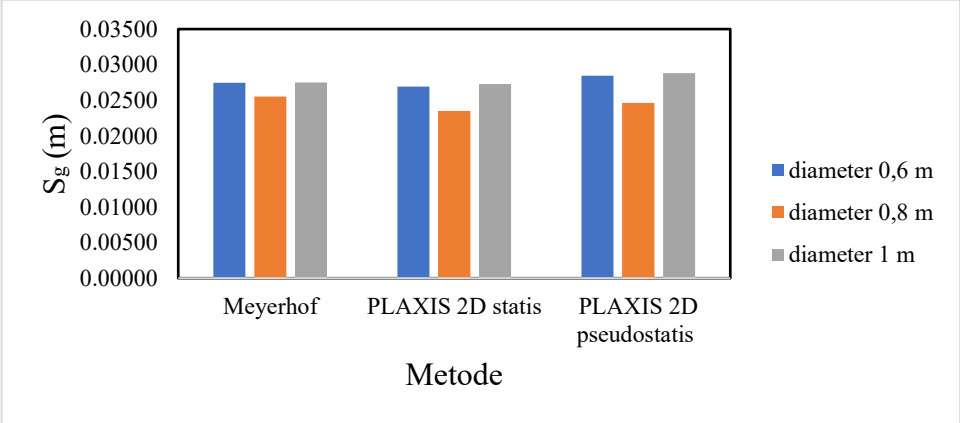
Gambar 5. 32 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Reese & Wright (1977) dan PLAXIS 2D

Berdasarkan Tabel 5.30 dan Gambar 5.32 didapat penurunan tiang bor kelompok Metode Reese & Wright (1977) terhadap diameter eksisting dan variasi

diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 0,01311 m; 0,01443 m; dan 0,01544 m. Untuk penurunan statis fondasi tiang bor kelompok hasil analisis *software* PLAXIS 2D terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 0,01387 m; 0,01396 m; dan 0,01364 m. Sedangkan untuk penurunan pseudostatis fondasi tiang bor kelompok hasil analisis *software* PLAXIS 2D terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 0,01540 m; 0,01534 m; dan 0,01484 m. Berdasarkan hasil analisis dengan Metode Reese & Wright (1977) maupun PLAXIS 2D kondisi beban statis dan pseudostatis, penurunan kelompok tiang pada setiap variasi diameter tidak melampaui batas penurunan izin. Dengan demikian, kelompok fondasi tiang bor eksisting dan variasi diameter fondasi tiang bor yang dianalisis dinyatakan aman untuk digunakan pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta.

Tabel 5. 31 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Meyerhof (1976) dan PLAXIS 2D

Diameter (m)	S_g (m)			S_{izin}	$S_g \leq S_{izin}$
	Meyerhof (1976)	PLAXIS 2D statis	PLAXIS 2D pseudostatis		
0,6	0,02747	0,02693	0,02845	0,157	Aman
0,8	0,02553	0,02349	0,02463	0,155	Aman
1	0,02752	0,02730	0,02882	0,157	Aman



Gambar 5. 33 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok Metode Meyerhof (1976) dan PLAXIS 2D

Berdasarkan Tabel 5.31 dan Gambar 5.33 didapat penurunan tiang bor kelompok Metode Meyerhof (1976) terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 0,02553 m; 0,02747 m; dan 0,02752 m. Untuk penurunan statis fondasi tiang bor kelompok hasil analisis *software* PLAXIS 2D terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 0,02349 m; 0,02693 m; dan 0,02730 m. Sedangkan untuk penurunan pseudostatis fondasi tiang bor kelompok hasil analisis *software* PLAXIS 2D terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), berturut-turut diperoleh sebesar 0,02463 m; 0,02845 m; dan 0,02882 m. Berdasarkan hasil perhitungan Metode Meyerhof (1976) maupun *software* PLAXIS 2D pada kondisi beban statis dan pseudostatis, diperoleh bahwa penurunan tiang kelompok pada setiap variasi diameter masih berada di bawah batas penurunan izin. Dengan demikian, fondasi tiang bor kelompok eksisting dan variasi diameter fondasi tiang bor yang dianalisis dinyatakan aman untuk digunakan pada pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta.

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis kapasitas daya dukung dan penurunan fondasi tiang bor yang telah dilakukan, baik melalui perhitungan dengan metode analisis statis maupun dengan pendekatan metode numerik menggunakan *software* PLAXIS 2D V21, pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta, maka dapat dirumuskan beberapa kesimpulan penting yang menjadi dasar dalam evaluasi dan perencanaan fondasi pada proyek ini.

1. Hasil perhitungan kapasitas daya dukung fondasi tiang bor tunggal terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), pada kedalaman tiang 8,1 m menunjukkan bahwa Metode Reese & Wright (1977) menghasilkan Q_u berturut-turut sebesar 4953,649 kN; 3393,432 kN; dan 6728,402 kN, sedangkan untuk Meyerhof (1976), memberikan nilai 4402,962 kN; 2727,105 kN; dan 6382,483 kN.
2. Hasil perhitungan penurunan fondasi tiang bor tunggal terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), pada kedalaman 8,1 m menunjukkan bahwa Metode Reese & Wright (1977) menghasilkan penurunan masing-masing 0,00655 m; 0,00545 m; dan 0,00728 m, sedangkan Metode Meyerhof (1976) memberikan 0,01277 m; 0,01038 m; dan 0,01297 m. Kedua metode tersebut menunjukkan bahwa penurunan masih berada di bawah batas izin (10% × D), sehingga seluruh variasi diameter tiang bor dinyatakan aman untuk digunakan pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta.
3. Hasil perhitungan kapasitas daya dukung tiang bor kelompok dengan Metode Reese & Wright (1977) terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m), masing-masing sebesar 9847,752 kN; 9448,048 kN; dan 10719,929 kN. Sementara itu, dengan Metode Meyerhof (1976) diperoleh nilai 8752,998 kN; 8677,541 kN; dan 10168,799 kN. Berdasarkan hasil

perhitungan kapasitas daya dukung kelompok tiang (Q_g), seluruh variasi diameter menunjukkan nilai Q_g yang melebihi beban rencana (P) sebesar 6906,591 kN, sehingga secara umum fondasi dinyatakan aman. Namun, analisis distribusi beban menunjukkan adanya ketidakteraturan dan potensi *overstress* lokal, yaitu pada tiang bor kelompok kondisi eksisting. Oleh karena itu, diperlukan peninjauan ulang terhadap pola distribusi beban antar tiang, serta penyesuaian konfigurasi atau diameter tiang sebagai solusi untuk memastikan kinerja fondasi yang stabil dan efisien pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma.

4. Hasil perhitungan penurunan fondasi tiang bor kelompok terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m) pada kedalaman 8,1 m menunjukkan bahwa Metode Reese & Wright (1977) menghasilkan penurunan sebesar 0,01311 m; 0,01443 m; dan 0,01544 m, sedangkan Metode Meyerhof (1976) memberikan nilai 0,02553 m; 0,02747 m; dan 0,02752 m. Kedua metode ini menunjukkan bahwa penurunan masih berada di bawah batas izin (15 cm + b/600), sehingga seluruh variasi diameter tiang bor dinyatakan aman. Namun, analisis distribusi beban menunjukkan adanya ketidakteraturan dan potensi *overstress* lokal, yaitu pada tiang bor kelompok kondisi eksisting. Oleh karena itu, diperlukan peninjauan ulang terhadap pola distribusi beban antar tiang, serta penyesuaian konfigurasi atau diameter tiang sebagai solusi untuk memastikan kinerja fondasi yang stabil dan efisien pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma.
5. Hasil perhitungan kapasitas dukung tiang bor kelompok terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m) pada kedalaman 8,1 m menunjukkan bahwa, berdasarkan Metode Reese & Wright (1977) yang dianalisis menggunakan PLAXIS 2D, kapasitas dukung statis berturut-turut sebesar 14158,512 kN; 14510,748 kN; dan 14669,599 kN, sedangkan kapasitas dukung pseudostatis masing-masing sebesar 15677,962 kN; 17397,703 kN; dan 17729,219 kN. Sementara itu, Metode Meyerhof (1976) dengan analisis PLAXIS 2D menghasilkan kapasitas dukung statis sebesar 11119,612 kN; 12114,161 kN; dan 10767,375 kN, serta kapasitas pseudostatis

masing-masing sebesar 12949,858 kN; 14172,325 kN; dan 12611,435 kN. Seluruh nilai Q_g tersebut terbukti lebih besar dari beban yang direncanakan (P = 6906,591 kN), sehingga variasi diameter tiang bor yang dianalisis dinyatakan aman untuk digunakan pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta.

6. Hasil perhitungan penurunan kelompok tiang bor terhadap diameter eksisting dan variasi diameter (0,8 m, 0,6 m dan 1 m) pada kedalaman 8,1 m menunjukkan bahwa, berdasarkan Metode Reese & Wright (1977) dengan analisis PLAXIS 2D, penurunan statis masing-masing sebesar 0,01387 m; 0,01396 m; dan 0,01364 m, sedangkan penurunan pseudostatis berturut-turut sebesar 0,01540 m; 0,01534 m; dan 0,01484 m. Adapun Metode Meyerhof (1976) menghasilkan penurunan statis sebesar 0,02349 m; 0,02693 m; dan 0,02730 m, serta penurunan pseudostatis berturut-turut sebesar 0,02463 m; 0,02845 m; dan 0,02882 m. Seluruh hasil tersebut masih berada di bawah batas izin (15 cm + b/600), sehingga semua variasi diameter tiang bor dapat dinyatakan aman digunakan pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta.

6.2 Saran

Dalam rangka meningkatkan ketelitian dan efektivitas perencanaan fondasi tiang bor, disarankan untuk melakukan analisis yang lebih komprehensif dengan langkah-langkah sebagai berikut.

1. Melakukan analisis perhitungan penurunan dinamis berdasarkan *Time History* dengan menggunakan *software* PLAXIS 2D untuk mengetahui besarnya nilai penurunan yang terjadi,
2. Melakukan pemodelan numerik lanjutan, yaitu dengan mengembangkan analisis menggunakan *software* geoteknik berbasis 3D untuk menggambarkan perilaku interaksi antar kelompok tiang dan tanah secara lebih komprehensif, dan
3. Melakukan evaluasi variasi parameter desain untuk mengkaji pengaruh perubahan parameter lain seperti panjang tiang, jarak antar tiang, dan

konfigurasi kelompok, guna mengetahui pengaruhnya terhadap performa fondasi serta menghasilkan rancangan yang lebih optimal.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional. 2017. *SNI 8460-2017: Persyaratan Perancangan Geoteknik*. Jakarta.

Badan Standardisasi Nasional. 2019a. *SNI 2847-2019: Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*. Jakarta.

Badan Standardisasi Nasional. 2019b. *SNI 1726-2019: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung*. Jakarta.

Badan Standardisasi Nasional. 2020. *SNI 1727-2020: Tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung*. Jakarta.

Bowles, J. E. 1997. *Foundation Analysis and Design*, 5th ed. Washington D. C.

Bowles, J. E. 1988. *Analisa dan Desain Fondasi 1*. 4th ed. Penerbit Erlangga. Jakarta.

Bowles, J. E. 1988. *Analisa dan Desain Fondasi 2*. 4th ed. Penerbit Erlangga. Jakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2002. *Mekanika Tanah 1*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2002. *Mekanika Tanah 2*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2008. *Teknik Fondasi 2*. Beta Offset. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2015. *Analisis dan Perancangan Fondasi II*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2018. *Analisis dan Perancangan Fondasi II.* 4th ed. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Kulhawy, F. H. 1991. *Foundation Engineering Handbook*. 2nd ed. Van Nostrand Reinhold. New York.

Mayerhof, G. G. 1951. The Ultimate Bearing Capacity of Foundation. *Geotechnique*, 2(4), 301-332. https://doi.org/10.1680/geot.1951.2.4.301

Mayerhof, G. G. 1965. Shallow Foundation. *Journal of Soil Mechanic Foundation Division, ASCE,* 91(2),21-31.

Sardjono, H. S. 1988. *Fondasi Tiang Pancang*. Sinar Wijaya. Surabaya.

Sardjono, H. S. 1998. *Teknik Fondasi 1*. Universitas Gadjah Mada Press. Yogyakarta.

Terzaghi, K., dan Peck, R. 1943. *Theoritical Soil Mechanic*. John Willey & Sons. New York.

Das, B. M. 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis).* Terjemahan oleh Noor Endah dan Indrasurya B. Mochtar. 1995. Penerbit Erlangga. Jakarta.

Das, B. M. 1990. *Principles of Foundation Engineering*. 7th ed. Publishing Company. Pws-Kent United States.

Das, B. M. 2019. *Principles of Foundation Engineering*. 9th ed. Cengage Learning.

Vesic, A. S. 1977. *Design of Pile Foundations.* NCHRP Report No.42. Washington D. C.

Brown, D. A., Turner, J. P., & Castelli, R. J. 2010. *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*. Federal Highway Administration (FHWA), U.S. Department of Transportation. Washington D. C.

Paulus, J. 2016. Analisis Efisiensi Kelompok Tiang pada Tanah Non-Kohesif Berdasarkan Variasi Jarak dan Pola Tiang. *Tugas Akhir*. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Kristen Petra. Surabaya.

Rangkite, R. 2024. Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Bor Terhadap Variasi Dimensi Menggunakan Program PLAXIS 2D. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Hashfi, T. M. A. 2022. Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Bored pile dengan Variasi Dimensi. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Husnirizqi, U. F. 2022. Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Berdasarkan Data Lapangan dan Laboratorium Terhadap Variasi Dimensi. *Tugas Akhir.* Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Khairunnisa, J. 2025. Analisis Daya Dukung Fondasi Bored pile Berdasarkan Data SPT Pada Proyek Pembangunan RSUD Kota Yogyakarta. *Tugas Akhir.* Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Al-Kinani, A. M., dan Ahmed, M.D. 2020. Comparison of Single and Group Bored piles Settlement Based on Field Test and Theoretical Methods. *Journal of Engineering.*

Muluk, M., Hamid, D., Satwarnirat, Dalrino, & Santi, M. 2020. Studi Perbandingan Fondasi Tiang Pancang dengan Fondasi Bore Pile (Studi Kasus: Pelaksanaan Pembangunan Fondasi Tower Grand Kamala Lagoon-Bekasi). *Jurnal Teknik Sipil Institut Teknologi Padang, 7*(1), 26-33. https://doi.org/10.21063/jts.2020.V701.026-33

Rodji, A. P., Sihombing, S. M., & Ramadhan, M. R. 2022, Mei. Analisis Fondasi Bored pile Pada Proyek Metrostater Depok Jawa Barat. *Jurnal Forum Mekanika, 11*(1), 11-21. https://doi.org/10.33322/forummekanika.v11i1.1663

Yogaswara, D., & Riyantini, R. 2025, April. Analisis Pengendalian Mutu Fondasi Tiang Bor Berdasarkan Uji PDA dan Uji PIT. *Jurnal Teknik Sipil*, *21*(1), 32-47. https://doi.org/10.28932/jts.v21i1.7345

Haider, D., Saleem, I., Andrade, J., & Guidolin, T. 2025. Data-driven approach to enhance deep foundation safety: Reliable methods for predicting *bored pile* capacity. *International Journal of Geo-Engineering, 16,* Article 24. https://doi.org/10.1186/s40703-025-00247-3

Indonesian Geotechnical Journal. 2023, December. Evaluation of Empiricial Formulas to Estimate Axial Capacity of Bored pile in West Java, Indonesia. *Indonesian Geotechnical Journal, 2*(3), 73-84. https://doi.org/10.56144/igj.v2i3.62

Ali, A. I., Razak, A. A., Azfar, M. I., Zainal Abidin, Z., & Al-Makky, M. 2023. Comparing a single pile's axial bearing capacity using numerical and experimental approaches. *Result in Engineering, 19,* 100893. https://doi.org/10.1016/j.rineng.2023.100893

Abdelwhab, M., Elsersy, A., Shehata, M., & Riad, M. 2025. Management of pile end sediment and its influence on the bearing capacity of bored pile using HSDT. *Buildings, 15*(8), 1389. https://doi.org/10.3390/buildings15081389

Wang, Q., Li, J., Fang, T., & Yu, S. 2024. Database Analysis of Long-Term Settlement Behavior of Pile Foundations in Shanghai Soft Coastal Clays. *Buildings, 14*(11), 3334. https://doi.org/10.3390/buildings14113334

LAMPIRAN

Lampiran 1 Data SPT pada Titik BH

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:

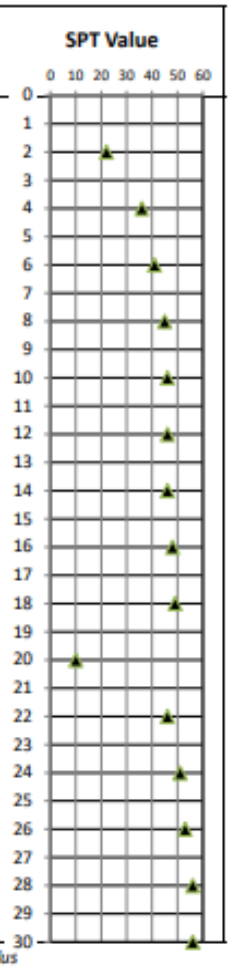
BH - 1

BOR LOG

CLIENT: Yayasan Sanata Dharma
PROJECT CONTRACT NUMBER: 014/LMKT/FT.UAJY/04/2022
PROJECT TITLE : Pembangunan Gedung Pasca Sarjana Universitas
PROJECT LOCATION : Jalan STM Pembangunan, Caturtunggal, Depok, Sleman, D.I. Yogyakarta

DATE STARTED: 12 Mei 2022
DATE COMPLETED : 12 Mei 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 : ± 0,00 m from road level
HOLE SIZE : 7.295cm
GROUND WATER LEVEL : -12,00 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		Pasir sedang (coklat)	2						
2					2	10	12	22	
3		Pasir berkerikil (coklat, abu-abu)	7						
4					7	15	21	36	
5									
6					6	13	28	41	
7									
8					10	14	31	45	
9									
10		Pasir sedang (abu-abu, coklat)	5	I	12	16	30	46	
11									
12					12	14	32	46	▼ 12.00
13									
14					14	20	26	46	
15		Pasir kasar (abu-abu, coklat)	5	II					
16					14	23	25	48	
17									
18					14	24	25	49	
19									
20		Pasir berlanau (abu-abu, coklat)	2		4	4	6	10	
21									
22		Pasir kasar (abu-abu)	9		13	20	26	46	
23									
24					14	20	31	51	
25									
26					16	23	30	53	
27									
28					16	23	33	56	
29									
30					16	22	34	56	



Catatan: Pada pengamatan di lapangan, lanau bisa tampak seperti pasir halus atau pasir sangat halus

Lampiran 2 Rekap Hasil Pengujian Laboratorium

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

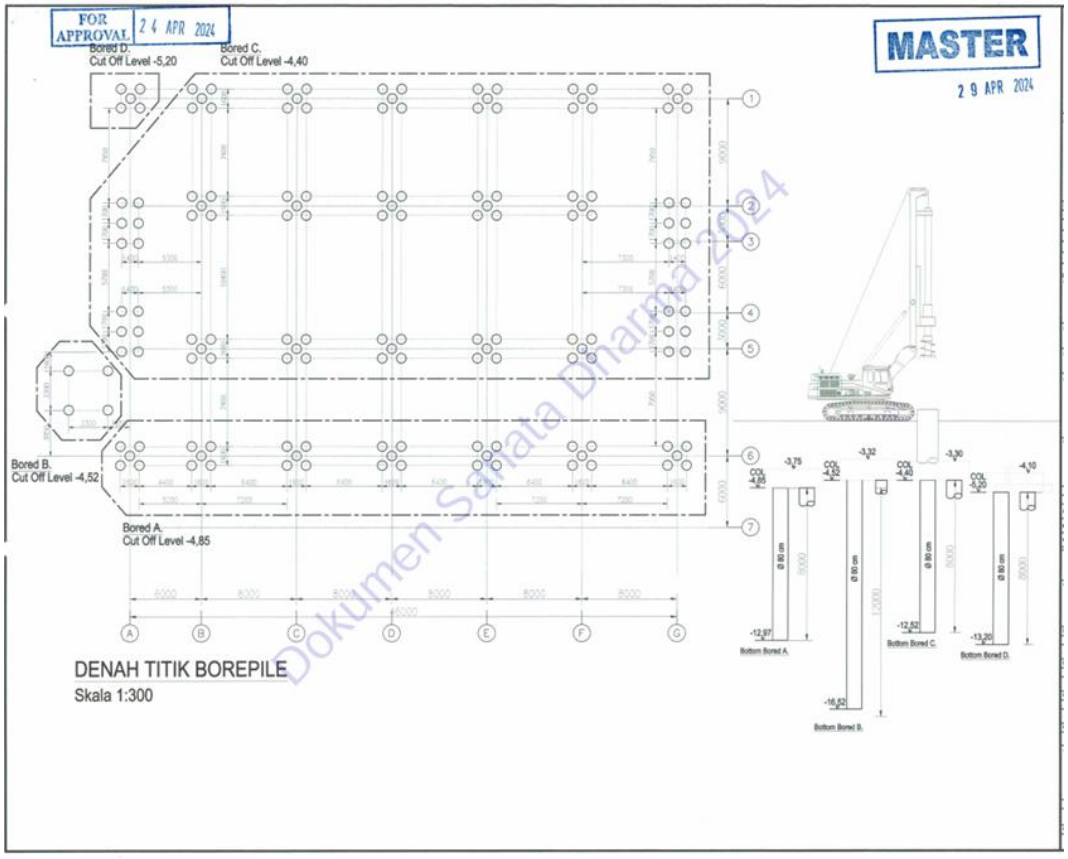
Proyek : Pembangunan Gedung Pasca Sarjana
Lokasi : Jalan STM Pembangunan, Caturtunggal, Depok, Sleman, D.I. Yogyakarta
Tanggal : 21 Mei 2022

Titik	Kedalaman (m)	Kadar Air (%)	Berat Jenis (G)	γ_b	γ_k	Pengujian Geser Langsung	
				(gr/cm^3)	(gr/cm^3)	c (kg/cm^2)	θ°
BH 1	10.00	23.57	2.69	1.78	1.44	0.00	32.25
	15.00	18.69	2.67	1.77	1.49	0.00	32.61
BH 2	10.00	22.30	2.68	1.75	1.43	0.00	31.82
	15.00	15.30	2.68	1.78	1.55	0.00	32.57

Lampiran 3 *Output* SAP2000

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
990	0	COMB7	Combination	Min	-6906.591	-76.984	-308.776	-30.5601	-1817.754	-550.0942
990	0	COMB8	Combination	Min	-6906.591	-76.984	-308.776	-30.5601	-1817.754	-550.0942
990	0	COMB9	Combination	Min	-6906.591	-76.984	-308.776	-30.5601	-1817.754	-550.0942
990	0	COMB10	Combination	Min	-6906.591	-76.984	-308.776	-30.5601	-1817.754	-550.0942
990	1.6	COMB7	Combination	Min	-6864.29	-76.984	-308.776	-30.5601	-1343.745	-505.4963
990	1.6	COMB8	Combination	Min	-6864.29	-76.984	-308.776	-30.5601	-1343.745	-505.4963
990	1.6	COMB9	Combination	Min	-6864.29	-76.984	-308.776	-30.5601	-1343.745	-505.4963
990	1.6	COMB10	Combination	Min	-6864.29	-76.984	-308.776	-30.5601	-1343.745	-505.4963
990	3.2	COMB7	Combination	Min	-6821.989	-76.984	-308.776	-30.5601	-889.6652	-481.9558
990	3.2	COMB8	Combination	Min	-6821.989	-76.984	-308.776	-30.5601	-889.6652	-481.9558
990	3.2	COMB9	Combination	Min	-6821.989	-76.984	-308.776	-30.5601	-889.6652	-481.9558
990	3.2	COMB10	Combination	Min	-6821.989	-76.984	-308.776	-30.5601	-889.6652	-481.9558
996	0	COMB7	Combination	Min	-6780.921	-82.886	-120.234	-30.5601	-1636.121	-614.5724
996	0	COMB8	Combination	Min	-6780.921	-82.886	-120.234	-30.5601	-1636.121	-614.5724
996	0	COMB9	Combination	Min	-6780.921	-82.886	-120.234	-30.5601	-1636.121	-614.5724
996	0	COMB10	Combination	Min	-6780.921	-82.886	-120.234	-30.5601	-1636.121	-614.5724
996	1.6	COMB7	Combination	Min	-6738.619	-82.886	-120.234	-30.5601	-1457.231	-518.056
996	1.6	COMB8	Combination	Min	-6738.619	-82.886	-120.234	-30.5601	-1457.231	-518.056
996	1.6	COMB9	Combination	Min	-6738.619	-82.886	-120.234	-30.5601	-1457.231	-518.056
996	1.6	COMB10	Combination	Min	-6738.619	-82.886	-120.234	-30.5601	-1457.231	-518.056
996	3.2	COMB7	Combination	Min	-6696.318	-82.886	-120.234	-30.5601	-1288.451	-459.265
996	3.2	COMB8	Combination	Min	-6696.318	-82.886	-120.234	-30.5601	-1288.451	-459.265
996	3.2	COMB9	Combination	Min	-6696.318	-82.886	-120.234	-30.5601	-1288.451	-459.265
996	3.2	COMB10	Combination	Min	-6696.318	-82.886	-120.234	-30.5601	-1288.451	-459.265
923	0	COMB3	Combination	Min	-6639.839	-193.608	-22.545	-31.5019	-647.5212	-1694.5132
923	0	COMB4	Combination	Min	-6639.839	-193.608	-22.545	-31.5019	-647.5212	-1694.5132
923	0	COMB5	Combination	Min	-6639.839	-193.608	-22.545	-31.5019	-647.5212	-1694.5132
923	0	COMB6	Combination	Min	-6639.839	-193.608	-22.545	-31.5019	-647.5212	-1694.5132
923	1.6	COMB3	Combination	Min	-6597.537	-193.608	-22.545	-31.5019	-622.0612	-1396.3724
923	1.6	COMB4	Combination	Min	-6597.537	-193.608	-22.545	-31.5019	-622.0612	-1396.3724
923	1.6	COMB5	Combination	Min	-6597.537	-193.608	-22.545	-31.5019	-622.0612	-1396.3724
923	1.6	COMB6	Combination	Min	-6597.537	-193.608	-22.545	-31.5019	-622.0612	-1396.3724
923	3.2	COMB3	Combination	Min	-6555.236	-193.608	-22.545	-31.5019	-672.3634	-1105.2598
923	3.2	COMB4	Combination	Min	-6555.236	-193.608	-22.545	-31.5019	-672.3634	-1105.2598
923	3.2	COMB5	Combination	Min	-6555.236	-193.608	-22.545	-31.5019	-672.3634	-1105.2598
923	3.2	COMB6	Combination	Min	-6555.236	-193.608	-22.545	-31.5019	-672.3634	-1105.2598
990	0	COMB3	Combination	Min	-6543.623	-174.566	-227.937	-31.5019	-861.7557	-1496.1376
990	0	COMB4	Combination	Min	-6543.623	-174.566	-227.937	-31.5019	-861.7557	-1496.1376
990	0	COMB5	Combination	Min	-6543.623	-174.566	-227.937	-31.5019	-861.7557	-1496.1376
990	0	COMB6	Combination	Min	-6543.623	-174.566	-227.937	-31.5019	-861.7557	-1496.1376
990	1.6	COMB3	Combination	Min	-6501.322	-174.566	-227.937	-31.5019	-521.9099	-1250.2079
990	1.6	COMB4	Combination	Min	-6501.322	-174.566	-227.937	-31.5019	-521.9099	-1250.2079
990	1.6	COMB5	Combination	Min	-6501.322	-174.566	-227.937	-31.5019	-521.9099	-1250.2079
990	1.6	COMB6	Combination	Min	-6501.322	-174.566	-227.937	-31.5019	-521.9099	-1250.2079
990	3.2	COMB3	Combination	Min	-6459.021	-174.566	-227.937	-31.5019	-225.413	-1016.4197
990	3.2	COMB4	Combination	Min	-6459.021	-174.566	-227.937	-31.5019	-225.413	-1016.4197
990	3.2	COMB5	Combination	Min	-6459.021	-174.566	-227.937	-31.5019	-225.413	-1016.4197
990	3.2	COMB6	Combination	Min	-6459.021	-174.566	-227.937	-31.5019	-225.413	-1016.4197
917	0	COMB3	Combination	Min	-6453.236	-155.305	-338.018	-31.5019	-960.5764	-1471.2829
917	0	COMB4	Combination	Min	-6453.236	-155.305	-338.018	-31.5019	-960.5764	-1471.2829
917	0	COMB5	Combination	Min	-6453.236	-155.305	-338.018	-31.5019	-960.5764	-1471.2829
917	0	COMB6	Combination	Min	-6453.236	-155.305	-338.018	-31.5019	-960.5764	-1471.2829

Lampiran 4 Denah Fondasi



Lampiran 5 Detail Penulangan Tiang Bor

