

TUGAS AKHIR

PERHITUNGAN KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN FONDASI EKSISTING TIANG BOR SERTA FONDASI ALTERNATIF TIANG PANCANG MENGUNAKAN VARIASI DIMENSI (CALCULATION OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF EXISTING BORED PILE FOUNDATIONS AND ALTERNATIVE DRIVEN PILE FOUNDATIONS USING DIMENSIONAL VARIATIONS)

(Studi Kasus: Gedung Keuangan Negara Mamuju)

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



**ADZFAR AZIZ MUSTHOFA
21511048**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2026**

TUGAS AKHIR

PERHITUNGAN KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN FONDASI EKSISTING TIANG BOR SERTA FONDASI ALTERNATIF TIANG PANCANG MENGGUNAKAN VARIASI DIMENSI (CALCULATION OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF EXISTING BORED PILE FOUNDATIONS AND ALTERNATIVE DRIVEN PILE FOUNDATIONS USING DIMENSIONAL VARIATIONS)

(Studi Kasus: Gedung Keuangan Negara Mamuju)

Disusun oleh

ADZFAR AZIZ MUSTHOFA
21511048

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
Untuk memperoleh derajat sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

Penguji I

Penguji II

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

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



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 ini 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, 13 Maret 2026

Yang Membuat Pernyataan,

A handwritten signature in black ink is written over a yellow postage stamp. The stamp features the Garuda Pancasila emblem and the text 'METERAI TEMPEL' and 'BE4ANX040222523'.

Adzfar Aziz Musthofa
(21511048)

KATA PENGANTAR

Puji Syukur saya panjatkan kepada Allah subhanahu wa ta'ala sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Perhitungan Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Eksisting Tiang Bor serta Fondasi Alternatif Tiang Pancang Menggunakan Variasi Dimensi. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi Tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

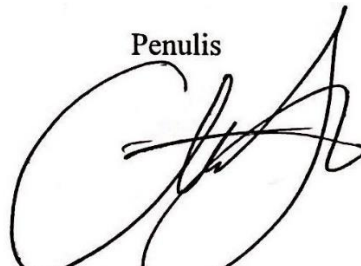
Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang saya hadapi, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, saya ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Ibu Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing yang telah memberikan bimbingan, saran, serta masukan-masukan selama penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Astriana Hardawati, S.T., M.Eng., selaku Dosen Penguji I yang telah memberikan saran, kritik, serta masukan-masukan selama proses Sidang Tugas Akhir ini.
3. Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng., selaku Dosen Penguji II yang telah memberikan saran, kritik, serta masukan-masukan selama proses Sidang Tugas Akhir ini.
4. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D., Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
5. Ibu Herni Lestari dan Bapak Paidi Mufid Muchtar sebagai orangtua kandung yang telah mendidik, memberikan do'a, semangat, motivasi, dan semua yang telah saya dapatkan selama hidup dan bisa menyelesaikan Tugas Akhir ini.

6. Ahmad Faaza Firdaus, S.Ars sebagai Kakak kandung dan Lathifah Rusyida sebagai Adik kandung yang telah memberikan do'a, motivasi dan semangat sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.
7. Semua keluarga saya yang telah memberikan doa'a dan motivasi sehingga saya bisa menyelesaikan Tugas Akhir ini.
8. Teman saya Bhara, Adnan, Arkan, Oji, Syauqy, Dipo, Agung, Akmal, Kemal, Athar, Iyos, jikri, Karan, Tandy, Yanshobi, Nopak, Thoriq, Rasyad, dan Lushyva yang telah menemani selama masa perkuliahan, menjadi bagian penting dalam perjalanan akademik, serta menjadi tempat berbagi cerita, pengalaman, dan dukungannya semua sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.
9. Keluarga Teknik Sipil 21 yang telah menjadi rekan dan teman semasa kuliah.

Yogyakarta, 13 Maret 2026

Penulis



Adzfar Aziz Musthofa
(21511048)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	
Error! Bookmark not defined.	
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	ii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR LAMPIRAN	xvii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xviii
ABSTRAK	xx
<i>ABSTRACT</i>	xxi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	4
1.4 Batasan Penelitian	4
1.5 Manfaat Penelitian	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Tinjauan Umum	7
2.2 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi	8
2.3 Kapasitas Dukung Fondasi tiang Bor Menggunakan Metode Meyerhoft	8
2.4 Kapasitas Dukung Tiang Pancang Menggunakan Metode Luciano Decourt	9
2.5 Penurunan Fondasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Vesic	9

2.6	Kapasitas Dukung Tiang Bor Menggunakan Metode Reese dan Wright serta Metode Poulos dan Davis pada Tiang Pancang	10
2.7	Perbedaan dengan Penelitian Sebelumnya	11
BAB III LANDASAN TEORI		15
3.1	Tanah	15
3.2	Penyelidikan Tanah	15
	3.2.1 Standar Penetration Test (SPT)	16
3.3	Pembebanan	17
	3.3.1 Beban Mati	17
	3.3.2 Beban Hidup	18
	3.3.3 Beban Lingkungan	18
	3.3.4 Beban Gempa	18
3.4	Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)	27
3.5	Fondasi Tiang	28
	3.5.1 Fondasi Tiang Bor	29
	3.5.2 Fondasi Tiang Pancang	29
3.6	Kapasitas Dukung Tiang Bor	30
	3.6.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof (1976)	30
	3.6.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese dan Wright (1977)	32
3.7	Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang	34
	3.7.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Luciano Decourt (1982)	34
	3.7.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Poulos dan Davis (1980)	37
3.8	Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	42
3.9	Penurunan Fondasi Tiang	46
3.10	Software Plaxis 2D	51

BAB IV METODOLOGI PENELITIAN	53
4.1 Metode Penelitian	53
4.2 Data Penelitian	53
4.3 Lokasi Penelitian	53
4.4 Tahap Penelitian	54
4.5 Bagan Alir Penelitian	55
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN	59
5.1 Data Gedung	59
5.1.1 Data Umum Proyek	59
5.1.2 Spesifikasi Material	59
5.1.3 Denah Konstruksi	61
5.2 Pembebanan Struktur	61
5.2.1 Pembebanan Lantai Dasar	62
5.2.2 Pembebanan Lantai 1 – Lantai 3	62
5.2.3 Pembebanan Lantai 4 – Mesin Lift	63
5.2.4 Pembebanan Atap	64
5.2.5 Pembebanan Kanopi Atap	66
5.2.6 Pembebanan Pelat	67
5.2.7 Pembebanan Tangga dan Bordes	68
5.2.8 Pembebanan Gording	69
5.2.9 Beban Gempa	70
5.2.10 Kombinasi Pembebanan	78
5.3 Output Program Etabs	82
5.4 Data Penyelidikan Tanah	86
5.5 Kapasitas Dukung Tunggal Tiang	87
5.5.1 Perhitungan Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhoft (1976)	87
5.5.2 Perhitungan Fondasi Tiang Bor Metode Reese dan Wright (1977)	90

5.5.3 Perhitungan Fondasi Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1982)	93
5.5.4 Perhitungan Fondasi Tiang Pancang Metode Poulos dan Davis (1980)	96
5.6 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	98
5.6.1 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor Metode Meyerhoft (1976)	98
5.6.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor Metode Reese dan Wright (1977)	103
5.6.3 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1982)	108
5.6.4 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang Metode Poulos & Davis (1980)	113
5.7 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal dan Kelompok	118
5.8 Analisis Fondasi dengan Program Plaxis 2D	122
5.8.1 Input Data Tanah	122
5.8.2 Output Penurunan Tiang	123
5.9 Pembahasan	130
5.9.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal	130
5.9.2 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok	133
5.9.3 Hasil Analisis Penurunan Fondasi Tiang Kelompok	136
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	143
6.1 Kesimpulan	143
6.2 Saran	145
DAFTAR PUSTAKA	146
LAMPIRAN	148

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Skema Pengujian Standard Penetration Test (SPT)	17
Gambar 3.2	Parameter Gerak Tanah Periode Pendek 0,9, Ss	22
Gambar 3.3	Parameter Gerak Tanah Periode Panjang 2, S1	22
Gambar 3.4	Grafik Kapasitas Dukung Ujung Batas Tiang Bor pada Tanah Pasir	32
Gambar 3.5	Nilai N-SPT yang Digunakan untuk Desain Tahanan Ujung	35
Gambar 3.6	Hubungan antara ϕ dan N-SPT	38
Gambar 3.7	Hubungan z_c/d untuk Tiang pada Tanah Pasir	39
Gambar 3.8	Hubungan N_q dan ϕ	39
Gambar 3.9	Jarak Antar Tiang Dalam Kelompok	43
Gambar 3.10	Susunan Tiang Yang Umum Digunakan Dilapangan	43
Gambar 3.11	Kelompok Tiang yang Bekerja sebagai Blok	45
Gambar 3.12	Pembebanan Pondasi dan Momen Kelompok Tiang	46
Gambar 4.1	lokasi Penelitian Gedung Keuangan Negara Mamuju	54
Gambar 4.2	Bagan Alir Analisis Struktur dengan Program ETABS	56
Gambar 4.3	Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir	57
Gambar 4.4	Bagan Alir Program Plaxis 2D	58
Gambar 5.1	Denah Rencana Pile Cap	61
Gambar 5.2	Respon Spektrum	72
Gambar 5.3	Hasil Output Nilai T_c Dari Etabs	74
Gambar 5.4	Tampak 3D Etabs	83
Gambar 5.5	Tampak Portal 3D Etabs	83
Gambar 5.6	Tampak - LT Dasar – Z = 0 (m) Etabs	84
Gambar 5.7	Tampak - B Elevasi Samping Etabs	84
Gambar 5.8	Pemodelan Beban pada Fondasi Tiang Bor	87

Gambar 5.9 Susunan Tiang Metode Meyerhoft Diameter 0,45 m pada frame 259	99
Gambar 5.10 Susunan Tiang Metode Reese dan Wright Diameter 0,45 m pada frame 259	104
Gambar 5.11 Susunan Tiang Metode Luciano Decourt Diameter 0,45 m pada frame 259	109
Gambar 5.12 Susunan Tiang Metode Poulos dan Davis Diameter 0,45 m pada frame 259	114
Gambar 5.13 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,45 m	123
Gambar 5.14 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,5 m	124
Gambar 5.15 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,6 m	124
Gambar 5.16 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,45 m	125
Gambar 5.17 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,5 m	125
Gambar 5.18 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,6 m	126
Gambar 5.19 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,45 m	126
Gambar 5.20 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,5 m	127
Gambar 5.21 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,6 m	127
Gambar 5.22 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,45 m	128
Gambar 5.23 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,5 m	128
Gambar 5.24 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,6 m	129
Gambar 5.25 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tunggal	132
Gambar 5.26 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Frame 259	134
Gambar 5.27 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Frame 174	135
Gambar 5.28 Perbandingan Penurunan Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhoft dan Plaxis 2D Frame 259	137
Gambar 5.29 Perbandingan Penurunan Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Reese and Wright dan Plaxis 2D Frame 259	138

Gambar 5.30 Perbandingan Penurunan Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Luciano De Court dan Plaxis 2D Frame 259	138
Gambar 5.31 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Pancang Metode Poulos & Davis dan Plaxis 2D Frame 259	139
Gambar 5.32 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor dan Tiang Pancang Frame 174	140

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbedaan dengan Penelitian Sebelumnya	12
Tabel 3.1	Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung	19
Tabel 3.2	Faktor Keutamaan Gempa	20
Tabel 3.3	Klasifikasi Situs	21
Tabel 3.4	Koefisien Situs, F_a	23
Tabel 3.5	Koefisien Situs, F_v	23
Tabel 3.6	Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	24
Tabel 3.7	Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	25
Tabel 3.8	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	25
Tabel 3.9	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik	26
Tabel 3.10	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem pemikul Gaya Seismik	26
Tabel 3.11	Nilai Koefisien Berdasarkan dari Jenis Tanah	35
Tabel 3.12	Koefisien Selimut Tiang β	36
Tabel 3.13	Koefisien Dasar Tiang α	37
Tabel 3.14	Adhesi ultimit (c_d) untuk tiang pancang dalam tanah lempung	41
Tabel 3.15	Koefisien C_p	48
Tabel 3.16	Nilai Elastisitas Tanah	50
Tabel 3.17	Angka Poisson Ratio	51
Tabel 5.1	Kalkulasi Tributary Area Lantai Dasar	62
Tabel 5.2	Kalkulasi Tributary Area Lantai 1 – Lantai 3	63
Tabel 5.3	Kalkulasi Tributary Area Lantai 4 – Mesin Lift	64
Tabel 5.4	Beban Hidup Pelat Tebal 130 mm	67
Tabel 5.5	Beban Hidup Pelat Tebal 150 mm	67

Tabel 5.6	Beban Mati Tangga	68
Tabel 5.7	Beban Mati Bordes	68
Tabel 5.8	Beban Mati Gording	69
Tabel 5.9	Perhitungan N Rata - Rata	70
Tabel 5.10	Berat Seismik Efektif	75
Tabel 5.11	Gaya Geser Dinamik	76
Tabel 5.12	Kontrol Gaya Geser Dinamik dan Statik	77
Tabel 5.13	Gaya Gempa Vertikal Statik	78
Tabel 5.14	Rekapitulasi Beban Mati GKN Mamuju	85
Tabel 5.15	Nilai N60' Rata-Rata	88
Tabel 5.16	Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Selimut Tiang Bor Metode Meyerhoft	89
Tabel 5.17	Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tunggal Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhof	90
Tabel 5.18	Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Selimut Tiang Bor Metode Reese dan Wright	91
Tabel 5.19	Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tunggal Fondasi Tiang Bor Metode Reese dan Wright	93
Tabel 5.20	Nilai N60' Rata-Rata	93
Tabel 5.21	Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Selimut Tiang Pancang Metode Luciano Decourt	94
Tabel 5.22	Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tunggal Fondasi Tiang Pancang Metode Luciano Decourt	95
Tabel 5.23	Rekapitulasi Perhitungan Nilai Qs Metode Poulos dan Davis	97
Tabel 5.24	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kapasitas Dukung Tunggal Fondasi Tiang Pancang Metode Poulos dan Davis	98
Tabel 5.25	Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor Diameter 0,45 m Metode Meyerhoft Frame 259	102

Tabel 5.26 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor Metode Meyerhof	103
Tabel 5.27 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor Diameter 0,45 m Metode Reese dan Wright Frame 259	107
Tabel 5.28 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor Metode Reese dan Wright	108
Tabel 5.29 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Pancang Diameter 0,45 Metode Luciano Decourt Frame 259	112
Tabel 5.30 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang Metode Luciano De Court	113
Tabel 5.31 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Pancang Diameter 0,45 Metode Poulos dan Davis Frame 259	117
Tabel 5. 32 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang Metode Paoulos dan Davis	118
Tabel 5.33 Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Metode Meyerhoft	120
Tabel 5.34 Rekapitulasi Penurunan Tiang Bor Metode Reese & Wright	120
Tabel 5.35 Rekapitulasi Penurunan Tiang Pancang Metode Luciano Decourt	121
Tabel 5. 36 Rekapitulasi Penurunan Tiang Pancang Metode Poulos & Davis	121
Tabel 5.37 Data Parameter Tanah	122
Tabel 5.38 Rekapitulasi Angka Penurunan Hasil Kalkulasi Plaxis 2D pada Tiang Bor	129
Tabel 5.39 Rekapitulasi Angka Penurunan Hasil Kalkulasi Plaxis 2D pada Tiang Pancang	130
Tabel 5.40 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal Metode Meyerhof	131
Tabel 5.41 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal Metode Reese dan Wright	131

Tabel 5.42 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Metode Luciano Decourt	132
Tabel 5.43 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Metode Poulos & Davis	132
Tabel 5.44 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Frame 259	134
Tabel 5.45 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Frame 174	135
Tabel 5.46 Rekapitulasi Penurunan Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhofs dan Plaxis Frame 259	137
Tabel 5.47 Rekapitulasi Penurunan Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Reese and Wright dan Plaxis 2D Frame 259	137
Tabel 5.48 Rekapitulasi Penurunan Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Luciano Decourt dan Plaxis 2D Frame 259	138
Tabel 5.49 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Pancang Metode Poulos & Davis dan Plaxis 2D Frame 259	139
Tabel 5.50 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor dan Tiang Pancang Frame 174	140

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Pengujian <i>Standart Penteration Test</i> (SPT)	149
Lampiran 2 Hasil Pengujian Laboratorium BH1	151
Lampiran 3 Denah Titik Pengujian Tanah dan Boring	152
Lampiran 4 Hasil ETABS	153

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Q_p	= Daya dukung ujung tiang (kN)
Q_s	= Daya dukung selimut tiang (kN)
Q_u	= Daya dukung ultimit tiang bor (kN)
Q_{all}	= Daya dukung izin tiang (kN)
Q_g	= Daya dukung kelompok tiang (kN)
n	= Jumlah tiang
P_{max}	= Beban maksimum (kN)
M_x	= Momen arah sumbu x (kNm)
M_y	= Momen arah sumbu y (kNm)
q_p	= Tahanan ujung tiang (kN/m ²)
A_p	= Luas penampang ujung tiang (m ²)
σ_r	= Tegangan referensi (kN/m ²)
σ'_r	= Tegangan efektif (kN/m ²)
f_s	= Gesekan selimut (kN/m ²)
SF	= Faktor keamanan
N60	= Nilai N-SPT rata-rata di sekitar ujung bawah tiang bor
ϕ	= Sudut gesek dalam tanah (°)
γ	= Berat isi tanah (kN/m ³)
γ_{sat}	= Berat isi tanah jenuh (kN/m ³)
c_u	= Nilai kohesitas tanah (Kpa)
E_p	= Modulus elastisitas material tiang (kN/m ²)
E_s	= Modulus elastisitas tanah (kN/m ²)
B_g	= Lebar tiang kelompok (m)
L_g	= Panjang tiang kelompok (m)
E_g	= Efisiensi kelompok tiang
T	= Waktu getar struktur (detik)
I	= Faktor keutamaan

R = Faktor reduksi gempa
 C = Spektrum respons gempa
 s = Jarak antar tiang (m)
 m = Jumlah baris tiang kelompok
 n = Jumlah tiang per baris
 z = Kedalaman di tengah-tengah lapisan tanah (m)
 L = Panjang tiang (m)
 D = Diameter tiang (m)
 P = Keliling penampang tiang (m)
 I_{ws} = Faktor pengaruh
 μ_s = Angka Poisson
 C_p = Koefisien empiris
 Q_{wp} = Beban kerja pada titik tiang (kN)
 Q_{ws} = Beban kerja sepanjang poros tiang (kN)
 ξ = Konstanta dalam kisaran 0,50 – 0,67
 $Se_{(1)}$ = Penurunan elastis tiang (m)
 $Se_{(2)}$ = Penurunan tiang akibat beban yang bekerja pada titik tiang (m)
 $Se_{(3)}$ = Penurunan tiang akibat beban yang bekerja sepanjang poros tiang (m)
 S_g = Penurunan kelompok tiang (m)
 S_{izin} = Penurunan yang diizinkan (m)
 F'_c = Mutu beton (MPa)

ABSTRAK

Fondasi berperan penting dalam mendistribusikan beban struktur ke tanah pendukung sehingga stabilitas bangunan sangat dipengaruhi oleh kemampuan tanah dalam menahan beban tanpa menimbulkan penurunan yang berlebihan. Pada pembangunan Gedung Keuangan Negara Mamuju, Sulawesi Barat, digunakan fondasi eksisting berupa tiang bor dengan diameter 0,6 m dan kedalaman tiang 30 m. Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor eksisting serta mengevaluasi fondasi tiang pancang sebagai alternatif desain dengan variasi diameter tiang. Variasi diameter yang dianalisis adalah 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m dengan kedalaman tiang tetap 30 m.

Metode analisis yang digunakan meliputi perhitungan kapasitas dukung dan penurunan fondasi secara teoritis. Pada fondasi tiang bor digunakan metode Meyerhof (1976) dan Reese & Wright (1977), sedangkan pada fondasi tiang pancang digunakan metode Luciano Decourt (1982) dan Poulos & Davis (1980). Selain itu, analisis numerik dilakukan menggunakan perangkat lunak Plaxis 2D untuk mengevaluasi penurunan fondasi dan membandingkannya dengan hasil perhitungan empiris.

Hasil analisis menunjukkan bahwa kapasitas dukung tiang tunggal fondasi tiang bor dengan metode Meyerhof untuk diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m sebesar 786,485 kN, 963,407 kN, dan 1328,562 kN, sedangkan metode Reese & Wright sebesar 619,660 kN, 716,417 kN, dan 937,124 kN. Pada fondasi tiang pancang, metode Luciano Decourt menghasilkan 869,158 kN, 1067,434 kN, dan 1525,007 kN, sedangkan metode Poulos & Davis sebesar 1167,706 kN, 1284,543 kN, dan 1476,588 kN. Kapasitas dukung kelompok tiang bor sebesar 7045,748 kN, 7670,519 kN, dan 7938,124 kN untuk Meyerhof, sedangkan 7399,517 kN, 6417,015 kN, dan 5599,291 kN untuk Reese & Wright. Pada tiang pancang metode Luciano Decourt sebesar 6921,229 kN, 7440,873, dan 9111,882 kN, serta metode Poulos & Davis sebesar 9298,606 kN, 8954,300 kN, dan 8822,577 kN. Nilai penurunan terbesar yang diperoleh sebesar 0,054 m pada metode Luciano Decourt untuk tiang pancang, sedangkan hasil analisis numerik menggunakan Plaxis 2D menunjukkan nilai penurunan yang relatif lebih kecil dibandingkan perhitungan empiris. Berdasarkan hasil analisis tersebut, seluruh nilai kapasitas dukung kelompok lebih besar dari beban aksial yang bekerja dan seluruh nilai penurunan masih berada di bawah batas yang diizinkan menurut Vesic (1977) dan SNI 8460:2017, sehingga fondasi dinyatakan aman.

Kata Kunci: Fondasi tiang, Kapasitas dukung fondasi, Penurunan fondasi, Plaxis 2D

ABSTRACT

Foundations play an important role in distributing structural loads to the supporting soil; therefore, the stability of a structure is strongly influenced by the soil's ability to carry loads without causing excessive settlement. In the construction of the State Finance Building in Mamuju, West Sulawesi, the existing foundation used is a bored pile foundation with a diameter of 0.6 m and a pile depth of 30 m. This study aims to analyze the bearing capacity and settlement of the existing bored pile foundation and to evaluate driven piles as an alternative foundation design with variations in pile diameter. The analyzed pile diameters are 0.45 m, 0.5 m, and 0.6 m, with a constant pile depth of 30 m.

The analysis methods used include theoretical calculations of bearing capacity and foundation settlement. For bored pile foundations, the Meyerhof (1976) and Reese & Wright (1977) methods were applied, while for driven pile foundations the Luciano Decourt (1982) and Poulos & Davis (1980) methods were used. In addition, numerical analysis was carried out using Plaxis 2D software to evaluate foundation settlement and to compare the results with empirical calculations.

The analysis results indicate that the bearing capacity of a single bored pile foundation using the Meyerhof method for diameters of 0.45 m, 0.50 m, and 0.60 m are 786.485 kN, 963.407 kN, and 1328.562 kN, respectively. Meanwhile, the Reese & Wright method yields bearing capacities of 619.660 kN, 716.417 kN, and 937.124 kN. For driven pile foundations, the Luciano Decourt method produces bearing capacities of 869.158 kN, 1067.434 kN, and 1525.007 kN, whereas the Poulos & Davis method gives values of 1167.706 kN, 1284.543 kN, and 1476.588 kN. For the pile group capacity of bored piles, the Meyerhof method results in capacities of 7045.748 kN, 7670.519 kN, and 7938.124 kN for each diameter variation. In comparison, the Reese & Wright method produces capacities of 7399.517 kN, 6417.015 kN, and 5599.291 kN. For driven pile groups, the Luciano Decourt method results in capacities of 6921.229 kN, 7440.873 kN, and 9111.882 kN, while the Poulos & Davis method produces capacities of 9298.606 kN, 8954.300 kN, and 8822.577 kN. The settlement analysis shows that the maximum settlement occurs in the driven pile foundation calculated using the Luciano Decourt method, with a value of 0.054 m. Meanwhile, the numerical analysis using the Plaxis 2D program indicates relatively smaller settlement values compared to those obtained from empirical calculations. Based on these results, all pile group bearing capacities are greater than the applied axial load, and all settlement values remain below the allowable settlement limits according to Vesic (1977) and SNI 8460:2017. Therefore, the foundation system can be considered safe.

Keywords: *Pile foundation, Bearing capacity, Foundation settlement, Plaxis 2D*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Perkembangan pembangunan gedung bertingkat di Indonesia semakin pesat, terutama pada wilayah dengan kepadatan penduduk yang tinggi. Salah satu aspek krusial dalam pembangunan gedung bertingkat adalah sistem fondasi yang mampu menyalurkan beban struktur ke tanah dengan aman dan efisien. Salah satu jenis fondasi dalam yang banyak digunakan pada kondisi tanah lunak hingga keras adalah fondasi tiang bor, karena kemampuannya menyalurkan beban maksimum dan resiko gangguan terhadap lingkungan sekitar sangat minim.

Dalam perancangan fondasi tiang, dua hal utama yang harus diperhatikan adalah kapasitas dukung dan penurunan. Kapasitas dukung menentukan kekuatan fondasi menahan beban bangunan, sedangkan penurunan berpengaruh terhadap kestabilan dan kenyamanan bangunan dalam jangka panjang. Salah satu parameter penting yang memengaruhi kedua aspek tersebut adalah diameter tiang.

Fondasi memiliki peran krusial dalam proses pembangunan karena berfungsi untuk menopang dan mendistribusikan beban dari struktur di atasnya ke lapisan tanah di bawah. Stabilitas bangunan sangat bergantung pada kemampuan fondasi dalam mentransfer beban ke tanah pendukung. Sebuah bangunan dikatakan stabil apabila tanah di bawah fondasi mampu menahan beban tanpa menyebabkan penurunan yang berlebihan.

Dalam penelitian ini dilakukan studi pada bangunan gedung eksisting yang berlokasi di Provinsi Sulawesi Barat. Berdasarkan laporan hasil penyelidikan tanah yang diperoleh dari pengujian Standard Penetration Test (SPT) serta pengujian laboratorium terhadap sampel tanah, pada tahap perencanaan awal direkomendasikan penggunaan fondasi dalam berupa tiang pancang sebagai sistem fondasi yang sesuai dengan kondisi tanah di lokasi proyek. Rekomendasi tersebut

didasarkan pada interpretasi parameter tanah dari data bor log dan hasil pengujian laboratorium yang menunjukkan bahwa penggunaan tiang pancang dinilai mampu memberikan kapasitas dukung yang memadai serta lebih efektif dalam menyalurkan beban struktur ke lapisan tanah yang lebih kuat. Namun demikian, pada tahap pelaksanaan konstruksi hingga bangunan terealisasi dan menjadi kondisi eksisting, sistem fondasi yang digunakan adalah fondasi tiang bor, sehingga terdapat perbedaan antara rekomendasi awal hasil investigasi tanah dengan tipe fondasi yang diterapkan di lapangan.

Perbedaan ini menjadi salah satu alasan penting dilakukannya kajian evaluasi terhadap kinerja fondasi yang digunakan, khususnya dalam meninjau kembali kapasitas dukung dan besarnya penurunan yang terjadi. Dengan mempertimbangkan besarnya beban bangunan serta dalamnya letak tanah keras, maka fondasi dalam berupa tiang dapat dijadikan sebagai alternatif sistem fondasi yang lebih sesuai untuk menjamin stabilitas struktur. Oleh karena itu, saya mengangkat judul tugas akhir: “Perhitungan Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Eksisting Tiang Bor serta Fondasi Alternatif Tiang Pancang Menggunakan Variasi Dimensi” (Studi Kasus: Proyek Gedung Keuangan Negara Mamuju, Jl. Soekarno–Hatta, Kota Mamuju, Sulawesi Barat). Hasil penelitian ini diharapkan dapat memberikan kontribusi informasi serta menjadi referensi dalam perhitungan dan evaluasi kapasitas daya dukung serta penurunan fondasi pada bangunan bertingkat.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor eksisting serta fondasi alternatif tiang pancang dengan variasi dimensi yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Berapa nilai kapasitas dukung tunggal dan kelompok fondasi tiang bor dan tiang pancang pada kondisi eksisting dengan diameter 0,6 m dan panjang tiang 30 m menggunakan masing-masing metode Meyerhof (1976) dan Reese & Wright (1977) untuk tiang bor, sedangkan metode Luciano Decourt (1982) dan Poulos & Davis (1980) untuk tiang pancang?

2. Berapa nilai kapasitas dukung tunggal dan kelompok fondasi tiang bor pada variasi diameter 0,45 m dan 0,5 m dengan panjang tiang 30 m menggunakan metode Meyerhofs (1976) dan Reese & Wright (1977)?
3. Berapa nilai kapasitas dukung tunggal dan kelompok fondasi tiang pancang pada variasi diameter 0,45 m dan 0,5 m dengan panjang tiang 30 m menggunakan metode Luciano Decourt (1982) dan Poulos & Davis (1980)?
4. Bagaimana perbedaan kapasitas dukung tunggal dan kelompok pada masing-masing metode yang digunakan untuk tiang bor serta tiang pancang dari hasil analisis data kondisi eksisting?
5. Bagaimana hasil penurunan kelompok fondasi tiang bor serta tiang pancang pada masing-masing metode dan variasi diameter dengan menggunakan perhitungan empiris dan *software* Plaxis 2D?
6. Bagaimanakah hasil perbandingan penurunan kelompok tiang bor eksisting dengan tiang pancang sebagai alternatif desain?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah di atas, Penelitian ini bertujuan untuk:

1. Mengetahui nilai kapasitas dukung tunggal dan kelompok fondasi tiang bor dan tiang pancang pada kondisi eksisting dengan diameter 0,6 m dan panjang tiang 30 m menggunakan masing-masing metode Meyerhof (1976) dan Reese & Wright (1977) untuk tiang bor, sedangkan metode Luciano Decourt (1982) dan Poulos & Davis (1980) untuk tiang pancang.
2. Mengetahui nilai kapasitas dukung tunggal dan kelompok fondasi tiang bor pada variasi diameter 0,45 m dan 0,5 m dengan panjang tiang 30 m menggunakan metode Meyerhof (1976) dan Reese & Wright (1977).
3. Mengetahui nilai kapasitas dukung tunggal dan kelompok fondasi tiang pancang pada variasi diameter 0,45 m dan 0,5 m dengan panjang tiang 30 m menggunakan metode Luciano Decourt (1982) dan Poulos & Davis (1980).
4. Mengetahui perbedaan kapasitas dukung tunggal dan kelompok pada masing-masing metode yang digunakan untuk tiang bor serta tiang pancang dari hasil analisis data kondisi eksisting.
5. Mengetahui hasil penurunan kelompok fondasi tiang bor dan tiang pancang pada kondisi eksisting dan variasi diameter dengan menggunakan *software* Plaxis 2D.
6. Mengetahui hasil perbandingan penurunan kelompok tiang bor eksisting dengan tiang pancang sebagai alternatif desain.

1.4 Batasan Penelitian

Batasan penelitian Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Data tanah yang digunakan pada penelitian ini adalah hasil penyelidikan tanah *N-Standard Penetration Test* (SPT) pada lahan proyek konstruksi gedung yang dilakukan oleh Laboratorium Penyelidikan Tanah Jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Ujung Pandang.
2. Beban gempa yang digunakan disesuaikan dengan lokasi gedung.

3. Untuk beban aksial yang digunakan dalam analisis ini bukanlah beban maksimum dari keseluruhan area yang ada pada desain pembebanan, tetapi beban aksial maksimum yang berada di tepi bangunan yang digunakan untuk desain kapasitas dukung dan penurunan fondasi.
4. Struktur bawah yang digunakan pada desain alternatif adalah fondasi tiang pancang.
5. Perhitungan struktur bangunan gedung yang disesuaikan dengan SNI 2847-2019 tentang Tata Cara Perhitungan Beton untuk Bangunan Gedung.
6. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) tahun 1983.
7. Perencanaan bangunan gedung tahan gempa yang disesuaikan dengan SNI 1726-2019 tentang Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung.
8. Analisis perhitungan menggunakan metode Meyerhof, Reese & Wright, Luciano Decourt, Poulos & Davis, dan Vesic.
9. Diameter fondasi tiang pancang yang digunakan 0,45 m, 0,5 m, 0,6 m, dan panjang tiang 30 m, sedangkan diameter fondasi existing 0,45 m, 0,5 m, 0,6 m dengan panjang tiang 30 m.
10. *Safety Factor* atau angka aman yang digunakan pada studi kasus ini adalah 2,5.
11. Penelitian ini tidak meninjau dari segi rencana anggaran biaya (RAB), Manajemen Konstruksi, Maupun dalam segi pelaksanaan.
12. Program yang digunakan untuk analisis pembebanan yaitu menggunakan Etabs.
13. Perhitungan digunakan menggunakan program *Ms. Excel*.
14. Program yang digunakan untuk analisis numerik yaitu menggunakan program Plaxis 2D.

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat dari tersusunnya penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Dapat dijadikan bahan referensi kepada pembaca untuk merancang suatu konstruksi bangunan bertingkat menggunakan fondasi tiang.

2. Memberikan rekomendasi dasar dalam perencanaan fondasi tiang dan pemahaman ilmu dalam bidang geoteknik.
3. Sebagai bahan evaluasi bagi pembaca atau perencana struktur dan geoteknik dalam membandingkan antara desain eksisting dan alternatif desain fondasi dari aspek kapasitas dukung, penurunan, serta tegangan yang terjadi pada fondasi, sehingga dapat dipilih solusi yang paling efisien dan aman.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Fondasi tiang pancang merupakan salah satu komponen struktur bangunan yang berfungsi menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke lapisan tanah pendukung pada kedalaman tertentu. Jenis fondasi ini diterapkan apabila tanah pada lapisan dangkal tidak memiliki kapasitas dukung yang cukup untuk memikul beban bangunan di atasnya (Sardjono, 1988).

Sementara itu, fondasi tiang bor (bored pile) adalah jenis fondasi tiang yang pelaksanaannya diawali dengan proses pengeboran tanah, kemudian dipasang rangka tulangan baja dan dilanjutkan dengan pengecoran beton. Pada kondisi tanah yang mengandung air, umumnya digunakan pipa baja sementara (*temporary casing*) untuk menjaga kestabilan dinding lubang agar tidak mengalami keruntuhan. Pipa tersebut dilepaskan secara bertahap selama proses pengecoran berlangsung (Hardiyatmo, 2010).

Fondasi tiang bor pada umumnya diterapkan pada tanah yang stabil dan relatif kaku, karena kondisi ini memungkinkan lubang bor tetap terbentuk dengan baik tanpa mengalami runtuh. Namun, apabila tanah bersifat tidak stabil atau memiliki kadar air yang tinggi, maka digunakan pipa pelindung (*casing*) dari baja untuk menopang dinding lubang bor. Pipa pelindung tersebut kemudian ditarik ke atas secara bertahap seiring dengan pelaksanaan pengecoran beton.

Pada lapisan tanah keras atau batuan lunak, ujung dasar tiang dapat diperbesar (*under-reamed*) dengan tujuan meningkatkan kapasitas dukung fondasi melalui penambahan tahanan ujung (*end bearing*).

Tiang pancang umumnya berupa elemen beton bertulang berbentuk silinder atau persegi yang diproduksi terlebih dahulu (pracetak), kemudian dipasang ke dalam tanah melalui metode pemancangan atau penekanan. Proses pemasangan

dapat dilakukan secara mekanis menggunakan alat pemancang (*pile driver*) maupun dengan sistem tekan hidrolik, bergantung pada kondisi tanah serta karakteristik lokasi proyek.

2.2 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi

Penelitian yang dilakukan oleh Prayogo dan rekan-rekannya (2021) dengan judul “*Comparison Between the Results of the Pile Bearing Capacity Analysis Based on Empirical Method and Finite Element Method Using the Result of Dynamic Analysis on the Field*” bertujuan untuk membandingkan hasil analisis kapasitas daya dukung fondasi tiang menggunakan beberapa pendekatan perhitungan. Metode yang diterapkan dalam penelitian tersebut mencakup metode empiris, yaitu Schmertmann, Meyerhof, dan L. Decourt, serta metode elemen hingga (*Finite Element Method/FEM*). Hasil penelitian menunjukkan bahwa perbandingan antara metode empiris dan FEM terhadap hasil analisis dinamis di lapangan (PDA) mengindikasikan bahwa tidak seluruh metode mampu memberikan hasil yang akurat atau andal jika dibandingkan dengan data PDA. Dari seluruh metode yang dianalisis, metode Meyerhof dinilai paling representatif dalam memperkirakan kapasitas daya dukung tiang, dengan nilai rasio rata-rata Q_p dan Q_s masing-masing sebesar 0,91 dan 0,71. Nilai rasio tersebut merupakan yang paling mendekati kondisi ideal, yaitu bernilai 1, apabila dibandingkan dengan metode L. Decourt dan Schmertmann.

2.3 Kapasitas Dukung Fondasi tiang Bor Menggunakan Metode Meyerhof

Penelitian yang dilakukan oleh Mutiarasella (2021) dengan judul “*Analisis Daya Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Bor (Bored Pile) pada Gedung Masjid Hajjah Yuliana*” bertujuan untuk mengevaluasi kapasitas daya dukung serta besarnya penurunan fondasi tiang bor yang memiliki diameter 0,6 meter dan kedalaman 13 meter. Perhitungan kapasitas daya dukung dilakukan menggunakan metode Meyerhof berdasarkan data hasil pengujian laboratorium, sedangkan analisis penurunan tiang tunggal dan kelompok dilakukan dengan menggunakan metode Poulos & Davis serta Vesic. Hasil analisis menunjukkan bahwa kapasitas ultimit fondasi tiang bor sebesar 6744,230 kN dan kapasitas izin sebesar 2697,692

kN, dengan kapasitas daya dukung kelompok (Q_g) sebesar 5395,384 kN. Sebagai pembanding, fondasi eksisting tipe telapak memiliki kapasitas ultimit sebesar 3303,349 kN dan kapasitas izin sebesar 1321,340 kN. Penurunan pada fondasi alternatif tiang bor tercatat lebih kecil, yaitu sebesar 3,6 cm untuk tiang tunggal dan 6,4 cm untuk kelompok tiang, dibandingkan dengan penurunan fondasi eksisting yang mencapai 12,2 cm. Seluruh nilai penurunan tersebut masih berada dalam batas yang diperkenankan sesuai dengan ketentuan SNI 8460:2017.

2.4 Kapasitas Dukung Tiang Pancang Menggunakan Metode Luciano Decourt

Penelitian yang dilakukan oleh Taufiqurrohman (2023) dengan judul “*Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung B Rumah Sakit Muhammadiyah Semarang dengan Fondasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Meyerhof dan Metode Luciano Decourt*” bertujuan untuk mengevaluasi kapasitas daya dukung serta penurunan fondasi tiang pancang dengan tiga variasi diameter, yaitu 40 cm, 50 cm, dan 60 cm pada kedalaman 14 meter. Perhitungan kapasitas daya dukung dilakukan menggunakan metode Meyerhof dan Luciano Decourt berdasarkan data hasil uji SPT (N-SPT). Hasil analisis menunjukkan bahwa tiang pancang dengan diameter 60 cm menghasilkan kapasitas daya dukung paling besar, yaitu sebesar 543,288 ton menurut metode Meyerhof dan 500,152 ton menurut metode Luciano Decourt, serta menunjukkan nilai penurunan yang masih berada dalam batas aman, masing-masing sebesar 0,046 m dan 0,041 m. Berdasarkan evaluasi terhadap kapasitas daya dukung dan besarnya penurunan, alternatif fondasi tiang pancang dengan diameter 60 cm dan konfigurasi dua tiang dalam satu kelompok dipilih karena memenuhi persyaratan keamanan serta ketentuan batas penurunan sesuai dengan SNI 8460:2017.

2.5 Penurunan Fondasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Vesic

Penelitian yang dilakukan oleh Rochmatullah (2023) dengan judul “*Analisis Perencanaan Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter pada Tower Pegadaian*” bertujuan untuk mengkaji kapasitas daya dukung serta penurunan fondasi tiang pancang dengan empat variasi diameter, yaitu 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m,

dan 1,0 m. Analisis dilakukan berdasarkan data Detail Engineering Design (DED), hasil pengujian SPT, serta data fondasi eksisting. Perhitungan kapasitas daya dukung dilakukan menggunakan metode Meyerhof, Skempton, dan Tomlinson, sedangkan analisis penurunan dilakukan dengan metode Poulos & Davis, Vesic, serta metode penyebaran beban 2:1. Hasil analisis menunjukkan bahwa alternatif yang paling optimal adalah fondasi tiang pancang dengan diameter 1,0 m dan konfigurasi lima tiang dalam satu kelompok berdasarkan metode Tomlinson, dengan kapasitas daya dukung kelompok (Q_g) sebesar 12554,91 kN, yang lebih besar dibandingkan beban aksial sebesar 11436,13 kN. Penurunan awal yang diperoleh sebesar 25,57 cm melebihi batas yang diizinkan. Namun, setelah dilakukan optimasi berupa penambahan panjang tiang hingga 42 m serta pengaturan ulang jarak antar tiang, nilai penurunan berkurang menjadi 13,89 cm dan masih berada dalam batas yang diperkenankan, yaitu 15,17 cm. Dengan demikian, alternatif tiang pancang berdiameter 1,0 m dinyatakan memenuhi persyaratan keamanan dan kelayakan sesuai dengan ketentuan yang berlaku.

2.6 Kapasitas Dukung Tiang Bor Menggunakan Metode Reese dan Wright serta Metode Poulos dan Davis pada Tiang Pancang

Penelitian yang dilakukan oleh Alviani (2024) dengan judul “*Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter (Studi Kasus: Pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM)*” bertujuan untuk mengevaluasi kapasitas daya dukung serta penurunan fondasi tiang pancang dengan tiga variasi diameter, yaitu 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m pada kedalaman 12 meter. Analisis dilakukan dengan memanfaatkan data hasil uji SPT, Detail Engineering Design (DED), serta perangkat lunak SAP2000 versi 20, dengan mempertimbangkan pengaruh beban gempa di wilayah Yogyakarta. Perhitungan kapasitas daya dukung dilakukan menggunakan metode Meyerhof, Reese & Wright, dan Poulos & Davis, sedangkan analisis penurunan fondasi dilakukan dengan metode Poulos & Davis dan Vesic. Hasil analisis menunjukkan bahwa peningkatan diameter tiang sejalan dengan bertambahnya kapasitas daya dukung kelompok. Nilai kapasitas terbesar diperoleh pada diameter 0,6 m, yaitu sebesar

4.803,383 kN berdasarkan metode Poulos & Davis dan 4.533,659 kN berdasarkan metode Meyerhof. Selain itu, penurunan kelompok tiang terkecil juga terjadi pada diameter 0,6 m, yakni sebesar 0,547 cm. Meskipun terdapat perbedaan hasil antar metode dan variasi diameter, seluruh nilai penurunan masih berada dalam batas yang diperkenankan oleh standar yang berlaku. Dengan demikian, alternatif fondasi tiang pancang berdiameter 0,6 m dinilai paling optimal dan memenuhi kriteria teknis yang telah ditetapkan.

2.7 Perbedaan dengan Penelitian Sebelumnya

Berikut adalah perbedaan dengan penelitian sebelumnya dapat dilihat pada Tabel 2.1 sebagai berikut.

Tabel 2.1 Perbedaan dengan Penelitian Sebelumnya

Penelitian Sebelumnya						Penelitian yang Dilakukan
Peneliti	Prayogo dkk. (2021)	Mutiarasella (2022)	Taufiqurrohman (2023)	Rochmatullah (2023)	Alviani (2024)	Musthofa (2026)
Judul	Comparison Between The Results Of The Pile Bearing Capacity Analysis Based On Empirical Method And Finite Element Method Using The Results Of Dynamic Analysis On The Field	Analisa Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor (Bored Pile) Pada Gedung Masjid Hajjah Yuliana	Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung B Rumah Sakit Muhammdiyah Semarang Dengan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Mayerhoff Dan Metode Luciano Decourt	Analisis Perencanaan Fondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Diameter Pada Tower Pegadaian	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter (Studi Kasus: Pembangunan Rumah Susun Tenaga Pendidik UGM)	Perhitungan Kapasitas Dukung Dan Penurunan Fondasi Eksisting Tiang Bor Dan Fondasi Alternatif Tiang Pancang Menggunakan Variasi Dimensi
Tujuan	Membandingkan hasil daya dukung pondasi menggunakan beberapa metode	Mengetahui Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor Yang Akan Dibandingkan Pada Pondasi Eksisting (telapak)	Evaluasi kinerja fondasi tiang bor existing dan alternatif tiang pancang berdasarkan kapasitas dukung dan penurunan	Membandingkan kapasitas dukung dan penurunan antara tiang bor existing dan tiang pancang	Analisis perbandingan kapasitas dukung dan penurunan antara fondasi tiang bor existing dan fondasi tiang pancang dengan berbagai diameter	Mengetahui perbandingan kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang dengan fondasi eksisting (fondasi tiang bor).
Metode	Schmertmann, Meyerhof, L.Decourt, dan metode elemen hingga (FEM)	Metode Meyerhoff, Metode Numerik (SAP 2000), Metode Poulos Davis (1980), Metode Vesic	Meyerhoff dan Luciano Decourt	Skempton, Tomlison, dan Meyerhoff	Meyerhof, Reese & Wright, Poulos & Davis, Vesic	Metode Meyerhof, Metode Reese & Wright, Metode Luciano Decourt, Metode Poulos & Davis, dan Metode Vesic

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan dengan Penelitian Sebelumnya

Penelitian Sebelumnya						Penelitian yang Dilakukan
Peneliti	Prayogo dkk. (2021)	Mutiarasella (2022)	Taufiqurrohman (2023)	Rochmatullah (2023)	Alviani (2024)	Musthofa (2026)
Hasil	Mendapatkan hasil metode empiris yang representatif untuk menganalisis daya dukung pondasi terhadap hasil PDA adalah metode Meyerhof dengan rata-rata rasio Q_p dan Q_s adalah 0,91 dan 0,71.	Mendapatkan hasil pondasi eksisting (telapak) dan pondasi alternatif (pondasi tiang bor) secara keseluruhan telah memenuhi syarat penurunan pada pondasi menurut SNI 8460-2017.	Mendapatkan hasil penelitian Fondasi tiang bor existing berdiameter 1,0 m pada kedalaman 39 m memiliki kapasitas dukung sekitar 4429–4446 kN dengan penurunan 25 cm. Alternatif tiang pancang terbaik dengan diameter dan jumlah tiang yang sama menghasilkan kapasitas 12554,91 kN dan penurunan awal 25,57 cm. Setelah optimasi desain (memperpanjang tiang menjadi 42 m dan mengatur jarak), penurunan berkurang	Mendapatkan hasil Alternatif fondasi tiang pancang dengan diameter 0,6 m menggunakan metode Meyerhof berdasarkan data NSPT menghasilkan kapasitas dukung kelompok sebesar 543,288 ton dengan 2 tiang per kelompok. Nilai Q_g lebih besar dari beban kerja (P) dan beban total (P_t), yaitu $543,288 > 367,02$ ton dan $543,288 > 396,378$ ton, sehingga	Mendapatkan hasil analisis kapasitas dukung tiang kelompok (Q_g) menggunakan metode Poulos & Davis dan Meyerhof menunjukkan bahwa peningkatan diameter tiang (0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m) meningkatkan kapasitas dukung, masing-masing mencapai hingga 4.803,383 kN (Poulos & Davis) dan 4.533,659 kN (Meyerhof). Penurunan tiang kelompok (S_g) yang dihitung juga menurun seiring bertambahnya diameter, dari 1,397 cm menjadi 0,547 cm. Perbandingan kedua metode	Pada kondisi eksisting, kapasitas dukung tiang tunggal berbeda pada setiap metode akibat perbedaan pendekatan perhitungan tahanan ujung dan gesekan selimut. Variasi diameter tiang menunjukkan peningkatan kapasitas dukung seiring bertambahnya diameter. Pada tiang pancang, metode Poulos & Davis memberikan estimasi kapasitas dukung lebih besar dibandingkan Luciano Decourt. Kapasitas dukung kelompok tiang pada Frame 259 dan Frame 174 lebih besar dari beban aksial sehingga desain fondasi

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan dengan Penelitian Sebelumnya

Penelitian Sebelumnya						Penelitian yang Dilakukan
Peneliti	Prayogo dkk. (2021)	Mutiarasella (2022)	Taufiqurrohman (2023)	Rochmatullah (2023)	Alviani (2024)	Musthofa (2026)
Hasil			menjadi 13,89 cm, di bawah batas izin 15, 17 cm. Desain akhir memenuhi kriteria kapasitas dan penurunan secara teknis.	desain dinyatakan aman secara kapasitas. aman secara kapasitas.	menunjukkan penurunan kapasitas hingga 12,2% pada diameter 0,45 m, dan peningkatan kapasitas hingga 31,2% pada diameter lebih besar. Meskipun terjadi variasi penurunan hingga 155%, semua hasil masih berada dalam batas penurunan yang diizinkan.	dinyatakan aman. Analisis penurunan pada Frame 259 menunjukkan nilai terbesar pada tiang pancang, namun hasil analitis dan numerik menggunakan Plaxis 2D masih berada di bawah batas penurunan yang diizinkan. Pada Frame 174, penurunan tiang pancang lebih besar dibandingkan tiang bor, tetapi seluruh nilai penurunan masih memenuhi batas yang diizinkan.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Tanah merupakan material yang tersusun atas butiran mineral padat yang tidak terikat secara kimia, sisa-sisa bahan organik hasil pelapukan, serta zat cair dan gas yang mengisi rongga di antara partikel-partikel padat tersebut. Dalam bidang teknik sipil, tanah memegang peranan yang sangat penting karena berfungsi sebagai media pendukung utama bagi bangunan dan berbagai kegiatan konstruksi.

Secara teknis, tanah dapat didefinisikan sebagai kumpulan mineral, bahan organik, dan endapan yang bersifat relatif lepas serta berada di atas batuan dasar. Ikatan antarbutiran umumnya lemah dan dapat terbentuk akibat adanya karbonat, bahan organik, atau oksida yang mengendap di antara partikel-partikel tanah. Rongga antarpartikel tersebut dapat terisi oleh air, udara, atau kombinasi keduanya (Hardiyatmo, 1992).

Klasifikasi tanah pada umumnya didasarkan pada ukuran butiran penyusunnya, seperti pasir, lanau, lempung, dan lumpur. Istilah-istilah tersebut juga digunakan untuk menggambarkan karakteristik tanah tertentu, misalnya tanah lempung yang memiliki sifat kohesif dan plastis, sedangkan tanah pasir dicirikan sebagai tanah yang tidak kohesif dan tidak plastis.

3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan rangkaian kegiatan yang bertujuan untuk mengetahui karakteristik serta kemampuan tanah dalam memikul beban bangunan yang akan direncanakan. Penyelidikan ini dilakukan hingga kedalaman tertentu yang memiliki daya dukung cukup untuk menahan beban struktur. Secara umum, pelaksanaan penyelidikan tanah meliputi tiga tahapan utama, yaitu pengeboran tanah, pengambilan sampel, serta pengujian tanah baik di lapangan maupun di laboratorium.

Di Indonesia, pengujian laboratorium umumnya mencakup pengujian sifat fisik dan sifat keteknikan tanah. Adapun pengujian lapangan yang sering digunakan antara lain *Cone Penetration Test* (CPT) dan *Standard Penetration Test* (SPT). Sampel tanah yang digunakan dalam pengujian dibedakan menjadi dua jenis, yaitu sampel tanah terganggu (*disturbed sample*) dan sampel tanah tidak terganggu (*undisturbed sample*). Sampel tanah terganggu merupakan contoh tanah yang struktur alaminya telah mengalami perubahan akibat proses pengambilan atau penanganan, sehingga hanya dapat dimanfaatkan untuk pengujian sifat fisik, seperti kadar air dan analisis ukuran butir. Sebaliknya, sampel tanah tidak terganggu adalah contoh tanah yang struktur aslinya masih terjaga, sehingga dapat digunakan untuk pengujian sifat teknis tanah, seperti kuat geser dan konsolidasi.

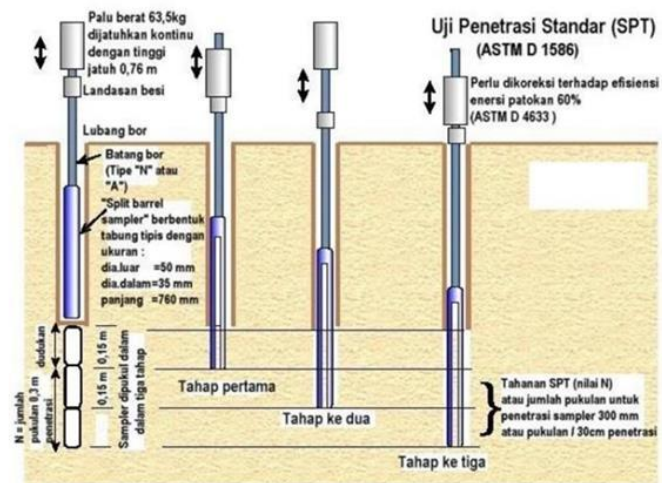
Pengujian dilakukan terhadap tanah asli yang tidak mengandung bahan organik, seperti humus atau akar tanaman. Dalam penelitian ini, data tanah yang digunakan merupakan data sekunder yang diperoleh dari instansi terkait.

3.2.1 Standar Penetration Test (SPT)

Standard Penetration Test (SPT) merupakan salah satu metode pengujian tanah yang digunakan untuk mengetahui kekuatan serta karakteristik tanah pada lapisan tertentu. Pengujian ini dilaksanakan di dalam lubang bor setelah dilakukan pengambilan sampel tanah pada setiap interval kedalaman 2 meter.

Cara pelaksanaan pengujian ini dilakukan dengan memasukkan alat standard split spoon sampler ke dalam lubang bor, kemudian diberikan beban penumbuk (*drive weight*) seberat 63,50 kg (140 lbs) yang dijatuhkan secara bebas dari ketinggian 0,76 meter (30 inci) hingga tercapai penetrasi sedalam 0,45 meter. Jumlah pukulan yang dicatat adalah jumlah pukulan untuk penetrasi 0,30 meter terakhir, sedangkan 0,15 meter awal tidak diperhitungkan karena dianggap sebagai koreksi atau pengamanan terhadap kemungkinan adanya sisa-sisa cutting. Meskipun demikian, sebelum pelaksanaan pengujian SPT, lubang bor telah diupayakan dalam kondisi sebersih mungkin (*free of cutting*).

Nilai pukulan tersebut selanjutnya digunakan sebagai parameter untuk menilai tingkat kepadatan dan kekuatan relatif tanah. Skema pelaksanaan Standard Penetration Test (SPT) ditunjukkan pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Skema Pengujian *Standard Penetration Test* (SPT)

(Sumber: SNI 4153:2008)

3.3 Pembebanan

Dalam merencanakan konstruksi bangunan, salah satunya yaitu bangunan gedung, diperlukan adanya analisis pembebanan. Fungsi dari analisis pembebanan ini adalah untuk mengetahui beban yang akan diteruskan ke struktur bawah yaitu fondasi.

3.3.1 Beban Mati

Menurut Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983, Pasal 2.1 Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung digunakan untuk menentukan beban mati sesuai nilai pada Tabel 2.1 PPIUG 1983. Jika berat bahan bangunan setempat berbeda lebih dari 10% dari nilai dalam tabel, maka berat tersebut harus ditentukan dengan mempertimbangkan kelembaban setempat dan digunakan sebagai pengganti nilai pada tabel. Penyimpangan ini dapat terjadi terutama pada bahan seperti pasir, koral (campuran kerikil dan pasir), batu pecah, batu alam, batu bata, genteng, serta beberapa jenis kayu. Sementara itu, untuk bahan bangunan atau komponen gedung yang tidak tercantum dalam Tabel 2.1 PPIUG 1983, berat sendirinya harus ditentukan secara tersendiri.

Sedangkan dalam Pasal 2.2 PPIUG menyatakan, apabila beban mati memberikan pengaruh yang menguntungkan terhadap kekuatan atau kestabilan

suatu struktur maupun unsur struktur gedung, maka nilai beban mati yang digunakan harus mengacu pada Tabel 2.1 dengan menerapkan koefisien reduksi sebesar 0,9. Dengan demikian, jika beban mati sebagian atau seluruhnya memberikan kontribusi yang menguntungkan terhadap pengerahan kekuatan atau kemandapan struktur, nilainya perlu dikalikan dengan faktor reduksi 0,9.

3.3.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang timbul akibat aktivitas pengguna dan penghuni pada bangunan gedung atau struktur lainnya, yang tidak termasuk ke dalam beban konstruksi maupun beban lingkungan sesuai dengan SNI 1727:2013. Berdasarkan SNI 1727-2020 tentang *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung*, perencanaan struktur dilakukan dengan mempertimbangkan fungsi bangunan serta penggunaan setiap ruang di dalamnya.

3.3.3 Beban Lingkungan

Beban lingkungan yang digunakan dalam analisis ini terdiri dari dua jenis, yaitu beban air hujan dan beban angin. Berdasarkan SNI 1727:2020, beban air hujan pada atap yang dianggap tidak mengalami lendutan dinyatakan dalam satuan lb/ft^2 (kN/m^2). Kondisi atap tidak melendut berarti pengaruh lendutan akibat beban yang bekerja, termasuk beban mati, tidak diperhitungkan dalam menentukan akumulasi air hujan pada atap.

Menurut SNI 1727:2020, kecepatan angin dasar (V) untuk perhitungan beban angin rencana pada bangunan gedung dan struktur lainnya ditentukan berdasarkan Buku Peta Angin Indonesia, kecuali pada kondisi tertentu yang diatur dalam Pasal 26.5.2 dan 26.5.3. Dalam perencanaan, angin diasumsikan dapat datang dari semua arah horizontal. Nilai kecepatan angin dasar juga dapat disesuaikan apabila data pencatatan atau kondisi lapangan menunjukkan kecepatan angin yang lebih besar dari nilai pada peta tersebut.

3.3.4 Beban Gempa

Terdapat beberapa tahapan perhitungan yang harus dilakukan dalam menganalisis distribusi beban gempa pada struktur bangunan. Analisis ini mengacu

pada ketentuan dalam SNI 1726:2019, dan proses perhitungannya dilakukan melalui beberapa langkah sebagai berikut.

1. **Kategori Risiko Struktur Bangunan dan Koefisien Keutamaan Gempa**
Setiap bangunan memiliki fungsi penggunaan yang berbeda-beda, dan masing-masing fungsi tersebut membawa tingkat risiko yang tidak sama. Bangunan dengan fungsi yang berkaitan langsung dengan keselamatan jiwa manusia memerlukan struktur dengan tingkat ketahanan tinggi agar tetap aman atau hanya mengalami kerusakan minimal ketika terjadi gempa. Sebaliknya, bangunan dengan fungsi yang berisiko lebih rendah tidak memerlukan tingkat ketahanan sebesar itu. Berdasarkan hal tersebut, dilakukan pengelompokan kategori risiko bangunan sesuai dengan fungsinya, serta ditetapkan nilai faktor keutamaan gempa (I_e) yang ditunjukkan pada Tabel 3.1 dan Tabel 3.2.

Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo 	III

Lanjutan Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi 	III
<p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p> <p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber: SNI 1726 (2019), Pasal 4.1

Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Sumber: Tabel 4 SNI-1726 (2019)

2. Klasifikasi situs

Klasifikasi situs merupakan salah satu kriteria dalam desain seismik yang berkaitan dengan faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Kriteria ini ditentukan berdasarkan kondisi lapisan tanah guna memperkirakan besarnya amplifikasi percepatan gempa dari batuan dasar hingga ke permukaan tanah pada suatu lokasi. Dalam SNI 1726:2019, jenis tanah diklasifikasikan ke dalam enam kategori, sebagaimana ditampilkan pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3.3 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w > 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

Sumber: Tabel 5 SNI-1726 (2019)

CATATAN: N/A tidak dapat dipakai

Untuk menentukan kelas situs diperlukan nilai \bar{N} . Nilai \bar{N} dapat ditentukan menggunakan rumus pada Persamaan 3.1 sebagai berikut.

$$\bar{N} = \frac{30}{\sum N} \quad (3.1)$$

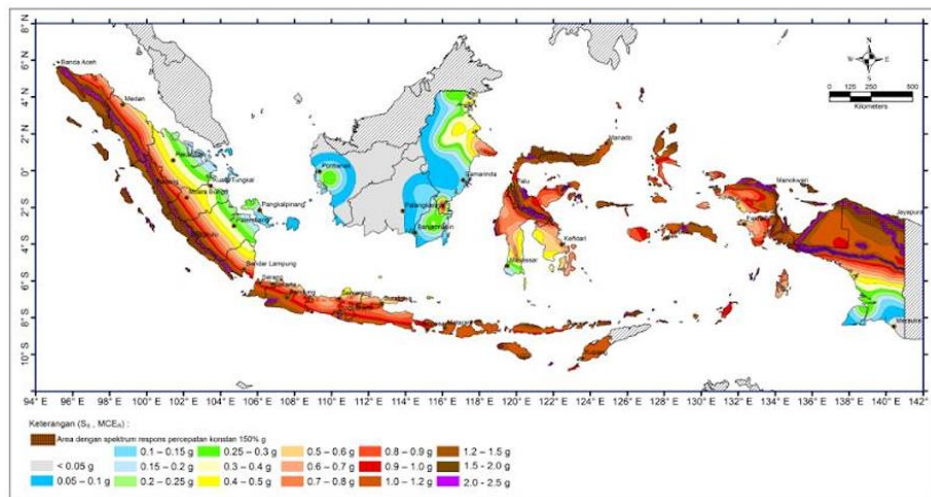
Keterangan:

30 = Kedalaman dalam satuan meter, dan

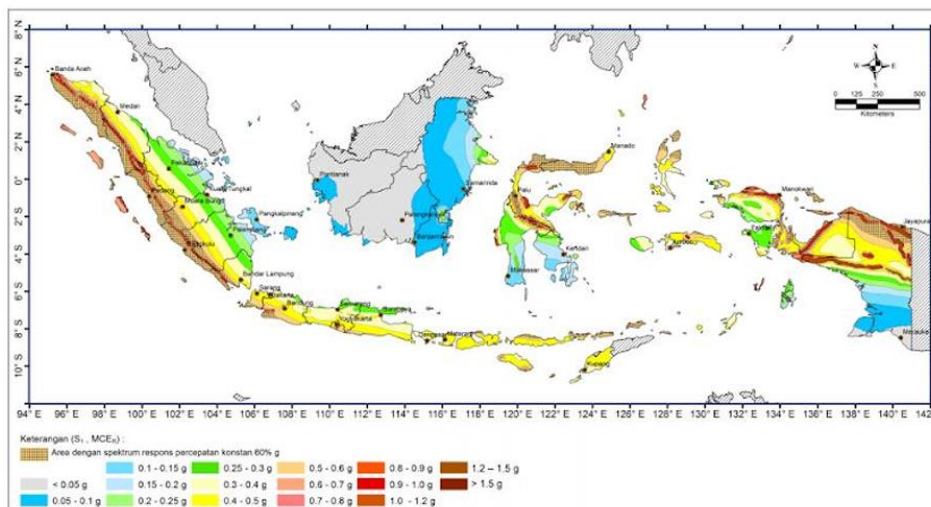
$\sum N$ = Total nilai rasio ketebalan lapisan tanah dibagi nilai NSPT.

3. Nilai Respon Spektrum Gempa

Nilai respons spektrum percepatan pada periode 0,2 detik dan 1 detik yang tercantum dalam peta gerak tanah seismik digunakan sebagai dasar dalam penentuan parameter S_s , yaitu percepatan batuan dasar pada periode pendek, serta S_1 , yaitu percepatan batuan dasar pada periode 1 detik. Peta distribusi wilayah untuk parameter S_s dan S_1 masing-masing ditunjukkan pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3.



Gambar 3.2 Parameter Gerak Tanah Periode Pendek 0,9, S_s
(Sumber: rsa.ciptakarya)



Gambar 3.3 Parameter Gerak Tanah Periode Panjang 2, S_1
(Sumber: rsa.ciptakarya)

Berdasarkan SNI 1726:2019, koefisien situs F_a dan F_v dapat dilihat pada Tabel 3.4 dan 3.5 berikut.

Tabel 3.4 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					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

Sumber: Tabel 6 SNI-1726 (2019)

Tabel 3.5 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
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: Tabel 7 SNI-1726 (2019)

Parameter respons spektral percepatan untuk periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1), yang telah disesuaikan dengan klasifikasi situs, ditentukan menggunakan rumus pada Persamaan 3.2, 3.3, 3.4, dan 3.5 sebagai berikut.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.2)$$

$$S_{MI} = F_v \times S_1 \quad (3.3)$$

Keterangan:

F_a = faktor amplifikasi getaran untuk percepatan pada periode pendek,

F_v = faktor amplifikasi getaran untuk percepatan pada periode 1 detik,

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek, dan

S_1 = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1 detik.

4. Periode Struktur Bangunan (T)

Periode struktur bangunan pada arah yang dianalisis harus ditentukan berdasarkan karakteristik struktur dan sifat deformasi elemen pemikul melalui analisis yang telah tervalidasi. Sementara itu, periode struktur bangunan dapat ditentukan sebagai berikut.

a. Periode fundamental pendekatan (T_a)

Menurut SNI 1726:2019 periode fundamental pendekatan (T_a) dapat ditentukan dari Persamaan 3.4 berikut.

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.4)$$

Keterangan:

h_n = ketinggian bangunan (m).

untuk nilai C_t dan x dapat ditentukan dengan Tabel 3.6 sebagai berikut.

Tabel 3.6 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t 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 sitem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber: Tabel 18 SNI-1726 (2019)

b. Perionde *computed* (T_c)

Sebagai pembanding terhadap nilai periode struktur bangunan (T), periode hasil perhitungan (*computed period*) dapat ditentukan melalui analisis menggunakan perangkat lunak seperti Etabs, dengan ketentuan-ketentuan tertentu yang harus dipenuhi.

1) Jika $T_c > C_u \times T_a$ digunakan $T = C_u \times T_a$

2) Jika $T_a < C_u \times T_c$ digunakan $T = T_c$

3) Jika $T_c < T_a$ digunakan $T = T_a$

Nilai C_u ditentukan dari besarnya parameter percepatan respons spectral desain untuk 1 detik (S_{D1}), dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut.

Tabel 3.7 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respon spektra 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
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber: Tabel 17, SNI-1726-2019)

5. Kategori Desain Seismik

Struktur dan bangunan harus diklasifikasikan ke dalam kategori desain seismik yang paling parah, sesuai dengan Tabel 8 dan Tabel 9 dalam SNI 1726:2019, tanpa mempertimbangkan nilai periode fundamental getaran struktur (T). Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan dapat dilihat pada Tabel 3.8 dan Tabel 3.9 berikut.

Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I, 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: Tabel 8 SNI 1726 (2019)

Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I, 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: Tabel 8 SNI 1726 (2019)

6. Sistem Pemikul Gaya Seismik

Penggunaan sistem pemikul gaya seismik yang berbeda baik lateral atau vertikal, harus sesuai dengan salah satu tipe dan memenuhi batasan sistem struktur serta ketinggian struktur (h_n), untuk masing-masing arah sumbu ortogonal struktur diperbolehkan. Apabila digunakan sistem yang berbeda, maka nilai koefisien reduksi gaya gempa (R), faktor perpindahan (C_d), dan faktor kelebihan gaya (Ω_0) harus diterapkan secara terpisah untuk setiap sistem tersebut, sesuai dengan batasan sistem struktur yang tercantum dalam Tabel 3.10 berikut.

Tabel 3.10 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem pemikul Gaya Seismik

No.	Sistem pemikul gaya seismik	R	Ω_0	C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)				
					Kategori desain seismik				
					B	C	D	D	F
1	Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	$5^{1/2}$	TB	TB	TB	TB	TB
2	Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	$4^{1/2}$	TB	TB	TI	TI	TI
3	Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	$2^{1/2}$	TB	TI	TI	TI	TI

Sumber: Tabel 12 SNI-1726 (2019)

7. Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726-2019, gaya geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.11 berikut.

$$V = C_s \times W_{total\ bangunan} \quad (3.5)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respon seismic, dan

W = berat seismik efektif bangunan (kN).

3.4 *Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems (ETABS)*

ETABS merupakan perangkat lunak analisis struktur yang dikembangkan oleh perusahaan *Computers and Structures, Incorporated (CSI)* yang berkedudukan di Berkeley, California, Amerika Serikat. Pengembangan program ini berawal dari kegiatan penelitian dan pengembangan yang dilakukan oleh Dr. Edward L. Wilson pada tahun 1970 di *University of California, Berkeley*. Selanjutnya, pada tahun 1975, perusahaan CSI secara resmi didirikan oleh Ashraf Habibullah.

ETABS dirancang secara khusus untuk menganalisis struktur bangunan bertingkat tinggi (*high-rise building*), seperti gedung perkantoran, apartemen, rumah sakit, dan bangunan sejenis lainnya. Perangkat lunak ini memiliki keunggulan dalam beberapa jenis analisis struktur, meliputi analisis rangka baja, rangka beton, balok komposit, rangka batang baja, serta analisis dinding geser. Kemampuan ETABS dalam menghasilkan keluaran analisis yang akurat dan efisien menjadikannya sangat sesuai digunakan oleh perencana struktur, khususnya dalam perencanaan bangunan bertingkat.

Di Indonesia, ETABS telah banyak dimanfaatkan oleh berbagai konsultan struktur terkemuka dan diaplikasikan pada sejumlah proyek pembangunan gedung. Tingkat keandalan perangkat lunak ini juga telah terbukti melalui penerapannya di lapangan.

Tahap awal dalam penggunaan ETABS adalah melakukan pemodelan struktur yang mampu merepresentasikan perilaku struktur secara realistis, sehingga hasil analisis yang dihasilkan bersifat valid dan dapat dipertanggung jawabkan. Adapun

tahapan input data dalam penggunaan perangkat lunak ETABS adalah sebagai berikut::

1. Mengidentifikasi titik sambung (*joint*), elemen struktur (*frame*), pengekang (*restraint*), dan batasan gerak (*constraint*);
2. Mendefinisikan karakteristik material dan penampang elemen struktur (*frame section*);
3. Mendefinisikan jenis-jenis beban, seperti beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), dan beban kombinasi (*load combination*).
4. Memberikan beban pada struktur, meliputi beban mati, beban hidup, serta beban gempa (dalam bentuk gaya lateral ekuivalen);
5. Melakukan analisis struktur melalui fitur *run analysis*.

Hasil analisis menggunakan perangkat lunak ETABS menghasilkan gaya-gaya dalam yang timbul akibat kombinasi pembebanan, meliputi gaya aksial (P), gaya geser (H), dan momen lentur (M) pada setiap kolom dasar. Data hasil analisis tersebut selanjutnya digunakan sebagai dasar dalam perhitungan kapasitas daya dukung fondasi tiang.

3.5 Fondasi Tiang

Fondasi tiang digunakan untuk menopang bangunan apabila lapisan tanah keras berada pada kedalaman yang cukup besar. Selain itu, fondasi tiang juga diterapkan pada bangunan yang harus menahan gaya angkat ke atas, khususnya pada bangunan bertingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya guling akibat beban angin (Hardiyatmo, 2011).

Secara umum, fondasi tiang dibedakan menjadi dua jenis, yaitu fondasi tiang pancang dan fondasi tiang bor (*bored pile*). Perbedaan mendasar antara kedua jenis fondasi tersebut terletak pada metode pelaksanaannya. Pada fondasi tiang bor, pekerjaan diawali dengan pengeboran tanah, kemudian dipasang tulangan spiral ke dalam lubang bor dan dilanjutkan dengan pengecoran beton. Sementara itu, fondasi tiang pancang menggunakan elemen tiang yang telah diproduksi terlebih dahulu, kemudian dipasang ke dalam tanah melalui proses pemancangan dengan alat khusus hingga mencapai lapisan tanah keras.

3.5.1 Fondasi Tiang Bor

Menurut Reese dan O'Neil (1987), kapasitas daya dukung tiang terdiri atas dua komponen utama, yaitu daya dukung ujung dan daya dukung gesek. Untuk menjamin tingkat keamanan, nilai kapasitas daya dukung tersebut dibagi dengan faktor keamanan, sehingga kapasitas izin yang diperoleh harus lebih besar daripada beban aktual yang bekerja pada tiang.

Fondasi tiang bor merupakan salah satu jenis fondasi dalam yang pelaksanaannya dilakukan dengan cara mengebor tanah hingga kedalaman tertentu, kemudian memasang tulangan dan dilanjutkan dengan pengecoran beton. Kedalaman serta diameter tiang bor dapat direncanakan sesuai kebutuhan, sehingga jenis fondasi ini dapat digunakan baik untuk struktur ringan maupun struktur berat, seperti bangunan bertingkat, jembatan, menara, konstruksi penahan lereng (soldier pile), serta berbagai jenis konstruksi lainnya. Beberapa persyaratan utama yang harus dipenuhi oleh fondasi tiang antara lain:

1. Beban yang diterima tidak boleh melebihi daya dukung tanah atau kekuatan material tiang untuk menjaga keamanan struktur.
2. Deformasi aksial dan lateral tidak boleh melebihi batas maksimum agar tidak merusak bangunan di atasnya.
3. Dampak dari metode pelaksanaan seperti getaran atau galian harus dikendalikan untuk menghindari gangguan terhadap struktur di sekitarnya (Hardiyatmo, 2008).

3.5.2 Fondasi Tiang Pancang

Tiang pancang merupakan elemen struktur berbentuk batang yang dapat dibuat dari bahan baja, beton, maupun kayu. Fondasi tiang pancang berfungsi sebagai bagian dari struktur bangunan yang menerima beban dari bangunan di atasnya dan menyalurkannya ke lapisan tanah pendukung yang memiliki daya dukung memadai pada kedalaman tertentu. Penggunaan fondasi ini diperlukan apabila tanah di bawah bangunan tidak mampu memikul beban struktur, atau apabila lapisan tanah keras dengan kapasitas dukung yang cukup berada pada kedalaman yang relatif besar (Sardjono, 1988).

Tiang pancang umumnya memiliki bentuk penampang prisma (tiang persegi) atau silinder (*spun pile*). Elemen tiang tersebut biasanya diproduksi terlebih dahulu di pabrik atau lokasi khusus, kemudian diangkut ke lokasi proyek untuk dipasang. Untuk tiang masif (tidak berlubang), diameter yang umum digunakan berkisar antara 20 cm hingga 60 cm. Sementara itu, tiang berlubang dapat memiliki diameter hingga 140 cm. Panjang tiang beton pracetak pada umumnya berada pada kisaran 20–40 m, sedangkan untuk jenis tiang berlubang dapat mencapai hingga 60 m. Kapasitas beban maksimum untuk tiang berukuran kecil umumnya berkisar antara 300–800 kN (Hardiyatmo, 2002).

3.6 Kapasitas Dukung Tiang Bor

3.6.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof (1976)

Persamaan untuk menghitung kapasitas daya dukung tiang tunggal, baik daya dukung ujung maupun daya dukung selimut, dapat ditentukan menggunakan metode Meyerhof (1976). Adapun rumus perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Kapasitas dukung ujung

Kapasitas dukung ujung dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.6 dan 3.7 berikut.

$$Q_p = A_p \times f_p \quad (3.6)$$

$$f_p = 0,4 \times N_{60'} \times \left(\frac{L}{D}\right) \times \sigma_r \leq 3 \times N_{60'} \times \sigma_r \quad (3.7)$$

Keterangan:

Q_p = kapasitas dukung ujung (kN),

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

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

$N_{60'}$ = N-SPT yang dikoreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan dan tekanan overburden,

D = diameter tiang (m),

L = panjang tiang (m), dan

σ_r = tegangan referensi = 100 kpa.

2. Kapasitas dukung selimut

Kapasitas dukung selimut dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.8 dan 3.9 berikut.

$$Q_s = \sum A_s \times f_s \quad (3.8)$$

$$f_s = \frac{1}{100} \times \sigma_r \times N_{60} \quad (3.9)$$

Keterangan:

Q_s = daya dukung selimut (kN),

A_s = luas selimut tiang (m^2),

N_{60} = nilai N-SPT per lapisan tanah, dan

σ_r = tegangan referensi = 100 kpa.

3. Kapasitas dukung ultimit

Kapasitas dukung ultimit dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.10 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.10)$$

Keterangan:

Q_u = kapasitas dukung ultimit (kN),

Q_p = kapasitas dukung ujung ultimit (kN), dan

Q_s = kapasitas dukung selimut (kN).

4. Kapasitas dukung ijin tiang

Kapasitas dukung ijin tiang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.11 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.11)$$

Keterangan:

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

Q_u = kapasitas dukung ultimit (kN), dan

SF = angka aman untuk tahanan ujung tiang.

SNI 8640:2017 menetapkan ketentuan angka aman atau *safety factor* (*SF*) yang digunakan dalam perencanaan fondasi tiang pancang dan fondasi tiang bor. Standar ini merekomendasikan penggunaan faktor keamanan dalam rentang 2,5 hingga 3 untuk perancangan fondasi dalam. Dalam penelitian ini nilai *safety factor* yang digunakan adalah 2,5.

3.6.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese dan Wright (1977)

Persamaan untuk perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal seperti daya dukung ujung dan daya dukung selimut menggunakan metode Reese dan Wright (1977) dapat dilihat sebagai berikut.

a. Kapasitas dukung ujung

Kapasitas dukung ujung tiang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.12 berikut.

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

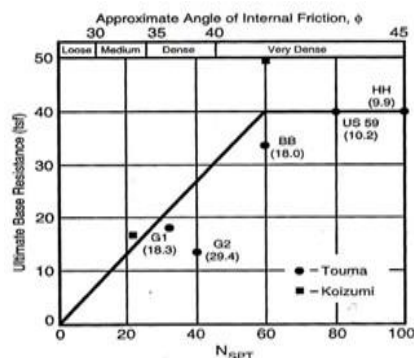
Keterangan:

Q_p = kapasitas dukung ujung (kN),

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

q_p = tahanan ujung persatuan luas (kN/m^2).

Reese & Wright (1977) mengusulkan korelasi antara q_p dan NSPT seperti terlihat pada grafik daya dukung ujung pada tanah non-koheusif Reese dan Wright, 1977 Gambar 3.4 berikut.



Gambar 5.5 Tahanan ujung ultimit pada tanah non-koheusif
(Sumber : Reese & Wright, 1977)

Gambar 3.4 Grafik Kapasitas Dukung Ujung Batas Tiang Bor pada Tanah Pasir

(Sumber: Reese dan Wright, 1977)

b. Daya dukung selimut

Kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.13 berikut.

$$Q_s = f \times L \times P \quad (3.13)$$

Keterangan:

Q_s = kapasitas dukung selimut (kN),

f = gesekan selimut tiang persatuan luas (kN/m^2),

L = panjang tiang (m), dan

P = keliling penampang tiang (m).

Gesekan selimut tiang persatuan luas dipengaruhi oleh jenis tanah dan parameter kuat geser tanah. Gesekan selimut tiang pada tanah kohesif dapat ditentukan dengan Persamaan 3.14 berikut.

$$f = \alpha \times c_u \quad (3.14)$$

Keterangan:

α = factor adhesi, 0,55, dan

c_u = kohesi tanah pada kondisi *undrained*.

c. Kapasitas dukung ultimit

Kapasitas dukung ultimit dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.15 berikut.

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

Keterangan:

Q_u = kapasitas dukung ultimit (kN),

Q_p = kapasitas dukung ujung ultimit (kN), dan

Q_s = kapasitas dukung selimut (kN).

d. Kapasitas dukung ijin tiang

Kapasitas dukung ijin tiang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.16 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.16)$$

Keterangan:

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

Q_u = kapasitas dukung ultimit (kN), dan

SF = angka aman untuk tahanan ujung tiang.

SNI 8640:2017 menetapkan ketentuan angka aman atau *safety factor* (*SF*) yang digunakan dalam perencanaan fondasi tiang pancang dan fondasi tiang bor. Standar ini merekomendasikan penggunaan faktor keamanan dalam rentang 2,5 hingga 3 untuk perancangan fondasi dalam. Dalam penelitian ini nilai *safety factor* yang digunakan adalah 2,5.

3.7 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang

3.7.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Luciano Decourt (1982)

Salah satu metode yang dapat diterapkan secara umum pada berbagai jenis tanah adalah metode Luciano Decourt (1982). Metode ini merupakan pengembangan dari metode sebelumnya, yaitu metode Meyerhof, dengan tingkat akurasi yang lebih tinggi.

a. Kapasitas dukung ultimit

Besarnya kapasitas dukung ultimit dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.17 berikut ini.

$$Q_u = (A_p \times N_p \times K) + (A_s \times (\frac{N_s}{3} + 1)) \quad (3.17)$$

Keterangan:

Q_u = kapasitas dukung ultimit (ton),

A_p = luas ujung tiang (m^2),

N_p = Nilai rata – rata dari SPT mulai 4D dibawah ujung tiang hingga 4D diatas ujung tiang,

K = Koefisien yang tergantung dari jenis tanah,

A_s = luas selimut tiang, dan

N_s = Nilai SPT rata-rata pada lapisan tanah sepanjang tiang yang ditinjau.

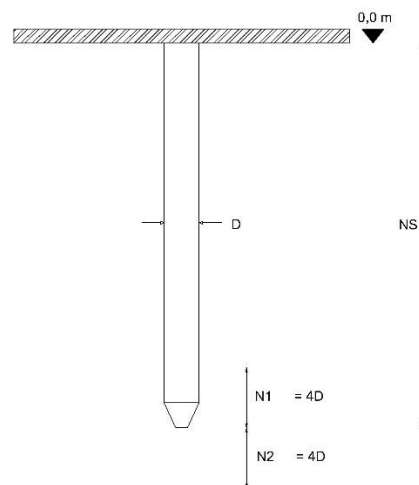
Dalam metode Luciano Decourt, diperlukan nilai koefisien yang bergantung pada jenis tanah yang digunakan. Nilai-nilai koefisien tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.11 berikut.

Tabel 3.11 Nilai Koefisien Berdasarkan dari Jenis Tanah

Jenis Tanah	K (t/m ²)
Lempung	12
Lanau Berlempung	20
Lanau Berpasir	25
Pasir	40

(Sumber: Decourt & Quaresma, 1978; Decourt dkk, 1996)

Nilai N-SPT yang digunakan untuk desain tahanan ujung metode Luciano Decourt dalam gambar 3.5 berikut.



Gambar 3.5 Nilai N-SPT yang Digunakan untuk Desain Tahanan Ujung

(Sumber: Decourt, 2021)

b. Kapasitas dukung ujung

Kapasitas dukung ujung tiang dilakukan menggunakan Persamaan 3.18 sebagai berikut.

$$Q_p = [\alpha \times (N_p \times K) \times A_p] \quad (3.18)$$

Keterangan:

Q_p = kapasitas dukung ujung di dasar tiang (kN),

α = koefisien dasar tiang,

K = koefisien yang tergantung dari jenis tanah,

N_p = nilai rata – rata dari spt mulai 4d dibawah ujung tiang hingga 4d diatas ujung tiang, dan

A_p = luas penampang dasar tiang (m^2).

c. Kapasitas dukung selimut

Kapasitas dukung selimut tiang dilakukan menggunakan Persamaan 3.19 sebagai berikut.

$$Q_s = [\beta \times (N_s/3+1) \times A_s] \quad (3.19)$$

Keterangan:

Q_s = kapasitas dukung selimut tiang (kN),

β = koefisien selimut tiang,

N_s = nilai SPT rata-rata pada lapisan tanah sepanjang tiang yang ditinjau,

A_s = luas selimut tiang (m^2).

Metode ini memerlukan nilai koefisien yang bergantung pada jenis tanah, yaitu koefisien selimut tiang (β) dan koefisien dasar tiang (α). Nilai-nilai koefisien tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.12 dan Tabel 3.13 berikut.

Tabel 3.12 Koefisien Selimut Tiang β

<i>Soil/Pile</i>	<i>Driven Pile</i>
<i>Clay</i>	1
<i>Intermediate Soils</i>	1
<i>Sands</i>	1

(Sumber: Decourt & Quaresma, 1978)

Tabel 3.13 Koefisien Dasar Tiang α

<i>Soil/Pile</i>	<i>Driven Pile</i>
<i>Clay</i>	1
<i>Intermediate Soils</i>	1
<i>Sands</i>	1

(Sumber: Decourt & Quaresma, 1978)

d. Kapasitas dukung ijin

Kapasitas dukung ijin tiang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.20 berikut.

$$Q_{\text{all}} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.20)$$

Keterangan:

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

Q_u = kapasitas dukung ultimit (kN), dan

SF = angka aman untuk tahanan ujung tiang.

SNI 8640:2017 menetapkan ketentuan angka aman atau *safety factor* (SF) yang digunakan dalam perencanaan fondasi tiang pancang dan fondasi tiang bor. Standar ini merekomendasikan penggunaan faktor keamanan dalam rentang 2,5 hingga 3 untuk perancangan fondasi dalam. Dalam penelitian ini nilai *safety factor* yang digunakan adalah 2,5.

3.7.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Poulos dan Davis (1980)

Berdasarkan data SPT yang didapatkan untuk analisis kapasitas dukung ujung tiang berada pada tanah granuler (pasir) dan kapasitas dukung selimut tanah berada pada lapisan tanah lempung menggunakan metode Poulos dan Davis didapatkan Persamaan-persamaan sebagai berikut:

1. Kapasitas dukung ujung (tahanan ujung ultimit)

Karena pada tanah non kohesif besarnya kohesi (c) nol dan diameter tiang relatif sangat kecil dibanding dengan panjangnya, maka suku persamaan c_b

$N_c = \text{nol}$ dan $0,5\gamma dN_\gamma$ dapat diabaikan. Karena itu, Persamaan 3.27 sebagai berikut.

$$Q_b = A_b p_b' N_q \quad (3.21)$$

Keterangan:

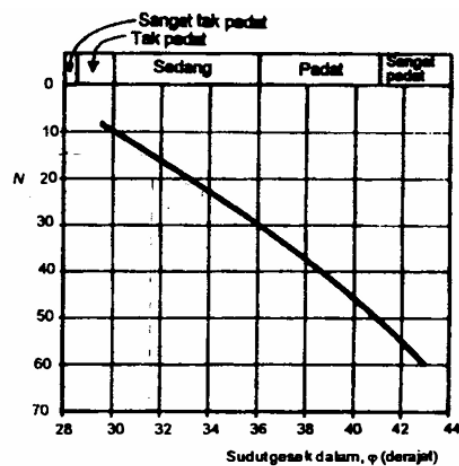
Q_b = kapasitas dukung ujung (kN),

A_b = luas penampang ujung tiang (m^2),

p_b' = tekanan vertical efektif tanah pada dasar tiang. Bila panjang tiang lebih besar dari pada kedalaman kritis z_c , maka p_b' diambil sama dengan tekanan vertical efektif pada kedalaman z_c (kN/m^2), dan

N_q = faktor kapasitas dukung.

Faktor kapasitas dukung N_q bergantung pada rasio kedalaman penetrasi tiang terhadap diameter dan pada sudut gesek dalam tanah (ϕ) umumnya diambil dari nilai N hasil uji SPT. Hubungan antara ϕ dan N yang disarankan oleh Peck, dkk. (1974) ditunjukkan pada Gambar 3.6 berikut.

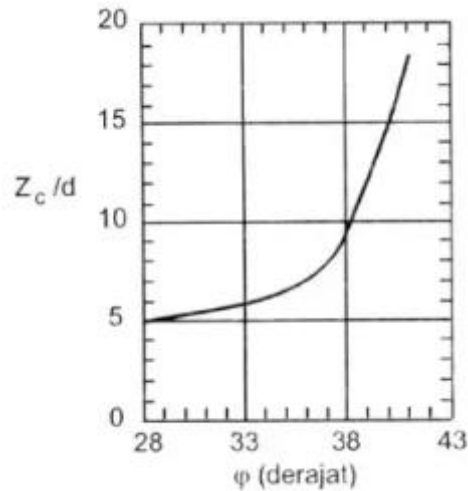


Gambar 3.6 Hubungan antara ϕ dan N-SPT

(Sumber: Peck, dkk., 1974)

Berdasarkan hasil pengujian Vesic (1967), Poulos & Davis (1980) mengevaluasi nilai hubungan z_c/d (dengan d adalah diameter tiang)

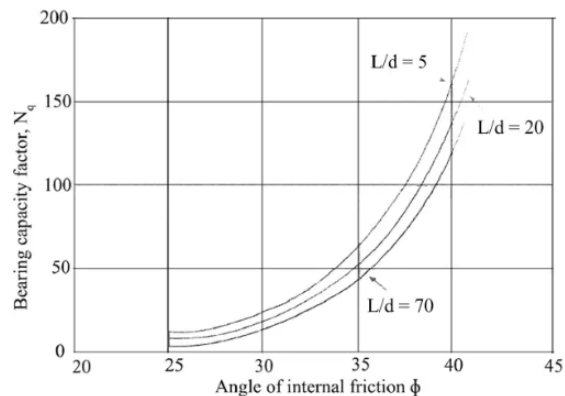
berdasarkan pada hubungan sudut geser dalam efektif (ϕ), berikut dalam Gambar 3.7 dapat ditentukannya nilai z_c .



Gambar 3.7 Hubungan z_c/d untuk Tiang pada Tanah Pasir

(sumber: Poulos & Davis, 1980 dalam Hardiyatmo, 2010)

Terdapat beberapa usulan untuk menentukan hubungan antara ϕ dan N_q . Pada perancangan tiang, Tomlinson (1969), Poulos dan Davis (1980) menyarankan nilai N_q yang diusulkan oleh Berezantzev (1961). Nilai-nilainya merupakan fungsi dari L/d (L = kedalaman, d = lebar atau diameter tiang) dan sudut gesek dalam efektif tanah dapat dilihat pada Gambar 3.8 berikut.



Gambar 3.8 Hubungan N_q dan ϕ

(sumber: Berezantzev, 1961)

Untuk tiang yang dipancang tahanan ujung dihitung dengan memperhatikan nilai ϕ di bawah ujung tiang. Nilai N_q ditentukan dengan mengambil sudut gesek dalam pada akhir pemancangan (ϕ) yang disarankan oleh Kishida (1967), perhitungan tahanan ujung menggunakan Persamaan 3.22 berikut.

$$\phi = \frac{1}{2} (\phi' + 40^\circ) \quad (3.22)$$

Keterangan:

ϕ = sudut gesek dalam tanah asli di lapangan dalam hitungan tahanan gesek tiang.

2. Kapasitas dukung selimut (tahanan gesek dinding ultimit)

Bila tiang dalam tanah kohesif, persamaan tahanan gesek dinding ultimit yang didasarkan pada Persamaan 3.23 berikut.

$$Q_s = \sum A_s \tau_d = \sum A_s (c_d + K_d p_0 \text{tg } \phi) \quad (3.23)$$

Menjadi Persamaan 3.24 berikut.

$$Q_s = c_d A_s \quad (3.24)$$

Keterangan:

Q_s = tahanan gesek dinding ultimit (kN),

c_d = adhesi antara dinding tiang dan tanah disekitarnya (kN/m^2), dan

A_s = luas selimut tiang (m^2).

Estimasi adhesi antara dinding dan tanah sekitarnya (c_d) untuk tiang-tiang yang dipancang dalam tanah lempung, yang disarankan oleh Tomlinson (1963), ditunjukkan dalam Tabel 3.14 sebagai berikut.

Tabel 3.14 Adhesi ultimit (c_d) untuk tiang pancang dalam tanah lempung

Bahan tiang	Kohesi (c_u) (k/ft ²)	Adhesi ultimit (c_d) (k/ft ²)
Beton dan kayu	0 – 0,75	0 – 0,70
	0,75 – 1,50	0,70 – 1,00
	1,50 – 3,00	1,00 – 1,30
Baja	0 – 0,75	0 – 0,70
	0,75 – 1,50	0,70 – 1,00
	1,50 – 3,00	1,00 – 1,20

Catatan : 1 k/ft² = 0,488 kg/cm² = 47,8 kN/m²

Sumber: Tomlison (1963)

3. Kapasitas dukung ultimit netto

Kapasitas dukung ultimit netto tiang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.25 berikut.

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (3.25)$$

Keterangan:

Q_u = kapasitas dukung ultimit (kN),

Q_p = kapasitas dukung ujung ultimit (kN), dan

Q_s = kapasitas dukung selimut (kN).

4. Kapasitas dukung ijin

Kapasitas dukung ijin tiang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.26 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.26)$$

Keterangan:

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

Q_u = kapasitas dukung ultimit netto (kN), dan

SF = angka aman untuk tahanan ujung tiang.

SNI 8640:2017 menetapkan ketentuan angka aman atau *safety factor* (*SF*) yang digunakan dalam perencanaan fondasi tiang pancang dan fondasi tiang bor. Standar ini merekomendasikan penggunaan faktor keamanan dalam rentang 2,5 hingga 3 untuk perancangan fondasi dalam. Dalam penelitian ini nilai *safety factor* yang digunakan adalah 2,5.

3.8 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Kapasitas dukung tiang kelompok dipengaruhi oleh beberapa faktor, antara lain jumlah tiang, susunan, dan jarak antar tiang. Semakin banyak jumlah tiang yang digunakan, maka kapasitas dukung tiang kelompok akan meningkat. Selain itu, semakin besar jarak antar tiang, semakin tinggi pula kapasitas dukung dan efisiensi tiang kelompok tersebut.

1. Jumlah tiang kelompok (*n*)

Untuk menentukan jumlah tiang dapat dirumuskan dalam Persamaan 3.27 berikut.

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \quad (3.27)$$

Keterangan:

P = beban yang bekerja (kN), dan

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

2. Jarak tiang (*s*)

Berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L untuk menghitung jarak tiang dapat digunakan rumus seperti dalam Persamaan 3.28 dan 3.29 (Gultom, 2010) berikut.

$$S \geq 2,5D \quad (3.28)$$

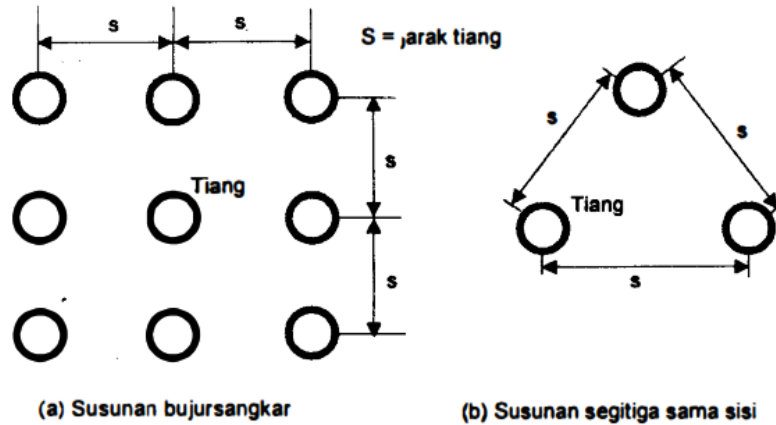
$$S \geq 3D \quad (3.29)$$

Keterangan:

S = jarak pusat tiang ke pusat tiang lainnya (m), dan

D = diameter (m)

Berikut ilustrasi jarak antar tiang dalam kelompok pada Gambar 3.9

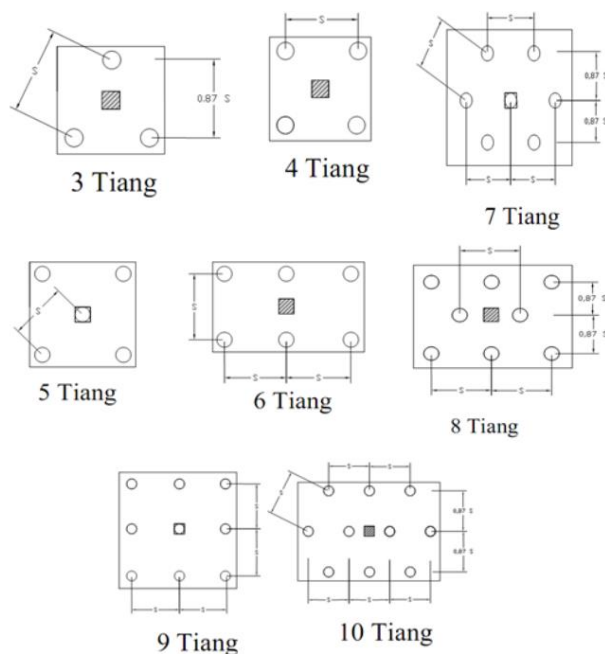


Gambar 3.9 Jarak Antar Tiang Dalam Kelompok

(sumber: Hardiyatmo, 2008)

3. Perencanaan susunan kelompok tiang

Dari hasil jumlah tiang, tentukan susunan rencana tiang kelompok. Berikut susunan tiang yang umum digunakan dapat dilihat pada Gambar 3.9



Gambar 3.10 Susunan Tiang yang Umum Digunakan Dilapangan

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

4. Efisiensi kelompok tiang

Perhitungan efisiensi kelompok tiang didapatkan dari Uniform Building Code AASHTO pada rumus Converse – Labbare yang dapat dilihat pada Persamaan 3.30 berikut.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \quad (3.30)$$

Keterangan:

E_g = Efisiensi kelompok tiang,

θ = $\arcsin \left(\frac{d}{s} \right)$,

m = Jumlah tiang dalam 1 baris, dan

n' = jumlah baris tiang.

Pada pondasi tiang pancang baik pada tahanan gesek maupun ujung dengan nilai $S \geq 3D$ maka digunakan nilai efisiensi 1 ($E_g = 1$).

5. Kapasitas dukung kelompok tiang

Kapasitas dukung ultimit kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan Persamaan 3.31 berikut.

$$Q_g = E_g \times n \times Q_{all} \quad (3.31)$$

Keterangan:

Q_g = kapasitas dukung tiang kelompok (kN),

E_g = efisiensi kelompok tiang (kN),

n = jumlah tiang dalam kelompok, dan

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

Keruntuhan blok dapat terjadi apabila jarak antar tiang dalam kelompok cukup berdekatan, sehingga interaksi antara tiang dan tanah menjadi sangat rapat. Dalam kondisi tersebut, tanah di antara tiang-tiang cenderung ikut turun secara bersamaan, yang menyebabkan terjadinya keruntuhan pada fondasi kelompok tiang. Menurut Tomlinson (1994), kelompok tiang dapat dianalisis

sebagai fondasi blok. Perhitungannya dapat dilakukan menggunakan Persamaan 3.32 berikut

$$Q_{ug} = L_g \times B_g \times q_p + (2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s) \quad (3.32)$$

Keterangan:

Q_{ug} = kapasitas dukung blok tiang kelompok (kN),

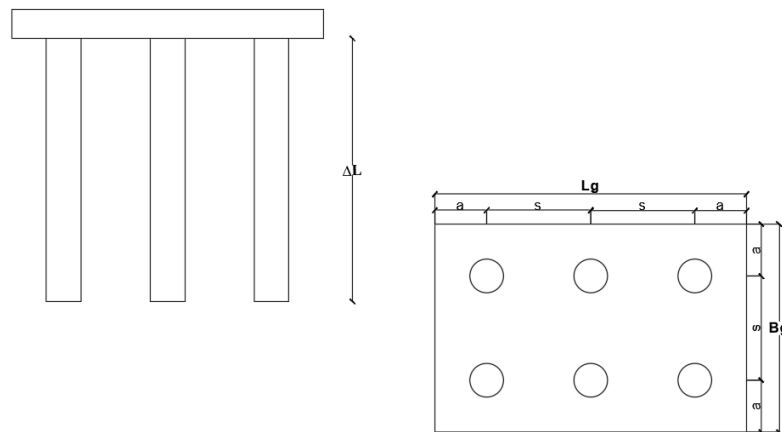
q_p = tahanan ujung tiang (kN/m^2),

B_g = lebar kelompok tiang (m),

L_g = panjang kelompok tiang (m),

ΔL = kedalaman tiang (m), dan

f_s = kapasitas dukung selimut tiang (kN/m^2).

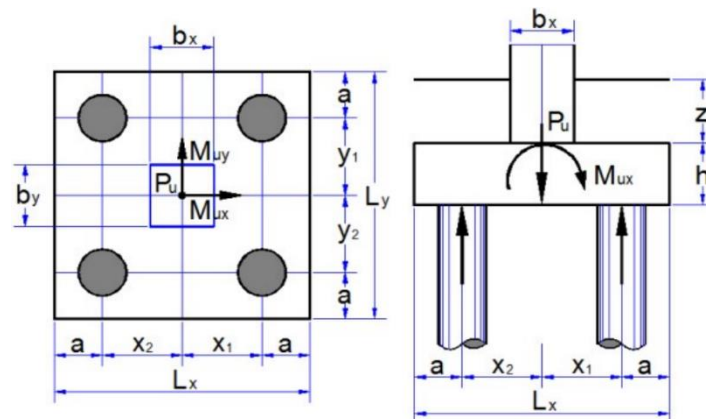


Gambar 3.11 Kelompok Tiang yang Bekerja sebagai Blok

(sumber: Digambar ulang dari Hardiyatmo, 2008)

6. Analisis distribusi beban pada tiap tiang

Menurut Hardiyatmo (2015), kelompok tiang yang bekerja dua arah (x dan y), dipengaruhi oleh beban dan momen (x dan y) dimana hal tersebut akan mempengaruhi kapasitas dukung pondasi tiang. Gambar pembebanan dapat dilihat pada Gambar 3.12 berikut.



Gambar 3.12 Pembebanan Pondasi dan Momen Kelompok Tiang

(Sumber: Hardiyatmo, 2011)

Kontrol terhadap fondasi kelompok dilakukan untuk memastikan kemampuan menahan gaya dan momen yang bekerja pada masing-masing pondasi. Perhitungan dilakukan dengan menggunakan Persamaan 3.39 dan 3.40 berikut ini.

$$P_i = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \quad (3.33)$$

Keterangan:

- P_i = Beban yang akan diterima satu tiang (kN),
- $\sum P$ = Jumlah beban aksial total (kN),
- n = Jumlah tiang pakai,
- x_i, y_i = Jarak tiang terhadap sumbu x dan y (titik berat),
- M_x = Momen arah x (kNm), dan
- M_y = Momen arah y (kNm).

3.9 Penurunan Fondasi Tiang

Penurunan pondasi terjadi akibat beban yang bekerja di atas pondasi, yang menimbulkan tegangan pada lapisan tanah di bawahnya. Pembebanan ini menyebabkan keluarnya air pori dan berkurangnya volume tanah, sehingga partikel tanah mengalami deformasi.

Penurunan elastis pada pondasi tiang adalah perpindahan vertikal tiang sebagai akibat dari deformasi elastis tanah di sekitarnya ketika menerima beban. Deformasi ini bersifat reversibel, artinya tiang dapat kembali ke posisi semula jika beban dihilangkan. Menurut Vesic (1977), penurunan total tiang dibagi menjadi tiga komponen, yang semuanya dapat dianalisis menggunakan pendekatan elastis, yaitu:

1. Pendekatan elastis tiang
2. Penurunan tiang akibat beban kerja (Q_{wp}) di titik tiang
3. Penurunan tiang akibat beban kerja (Q_{ws}) di sepanjang poros tiang

Penurunan elastis total pada tiang akibat beban kerja Q_w dihitung menggunakan Persamaan 3.34 berikut.

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \quad (3.34)$$

Keterangan:

S_e = penurunan total fondasi tiang tunggal (m),

$S_{e(1)}$ = penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (m),

$S_{e(2)}$ = penurunan dari ujung tiang (m), dan

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

Jika tidak ada gesekan sepanjang poros tiang, beban tiang tetap sama di semua kedalaman, dan pendekatan elastis menjadi $Q_w L / A_p E_p$. Karena gesekan, $S_{e(1)}$ akan berbeda dan bergantung pada variasi gesekan di sepanjang poros tiang. Hal ini dapat ditunjukkan secara teoritis dalam Persamaan 3.36 berikut.

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi \times Q_{ws})}{A_p \cdot E_p} \quad (3.36)$$

Keterangan:

$S_{e(1)}$ = penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (m),

Q_{wp} = beban kerja pada titik tiang (kN),

Q_{ws} = beban kerja sepanjang poros tiang (kN),

A_p = luas penampang tiang (m^2),

L = panjang tiang (m),

E_p = modulus elastisitas tiang (kN/m^2), dan

ξ = koefisien distribusi gesekan selimut sepanjang fondasi tiang (0,5 dan 0,67).

Penurunan tiang pancang yang disebabkan oleh beban yang dipikul pada titik tiang dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.37 berikut

$$S_{e(2)} = \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D q_p} \quad (3.37)$$

Keterangan:

$S_{e(2)}$ = penurunan dari ujung tiang (m),

D = diameter tiang (m),

Q_{wp} = beban kerja di titik tiang (kN),

q_p = daya dukung batas di ujung tiang (kN/m²), dan

C_p = koefisien empiris.

Nilai koefisien empiris (C_p) ditentukan berdasarkan jenis tanah dan jenis fondasi. Nilai C_p dapat dilihat pada Tabel 3.15 sebagai berikut.

Tabel 3.15 Koefisien C_p

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang bor
Pasir	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Lanau	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

Sumber: Vesic (1977)

Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban yang dipikul oleh poros tiang dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.38 berikut

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (3.38)$$

Keterangan:

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

P = keliling tiang (m),

L = panjang tiang yang tertanam (m),

- D = diameter tiang (m),
 E_s = modulus elastisitas tanah (kN/m^2),
 μ_s = *poisson's ratio* tanah, dan
 I_{ws} = faktor pengaruh.

Sebagai catatan, $Q_{ws}/\gamma_p L$ merupakan nilai rata-rata f sepanjang batang tiang. Faktor pengaruh tersebut memiliki hubungan empiris yang sederhana menurut Vesic (1977), yang dinyatakan dalam Persamaan 3.39 berikut.

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (3.39)$$

Keterangan:

- I_{ws} = faktor pengaruh,
 L = panjang tiang (m), dan
 D = diameter tiang (m).

Penurunan yang diizinkan pada suatu bangunan dipengaruhi oleh beberapa faktor, antara lain jenis, tinggi, dan fungsi bangunan. Semakin lambat laju penurunan, semakin besar kemampuan struktur untuk menyesuaikan diri terhadap penurunan tanpa mengalami kerusakan. Kriteria keamanan penurunan dinyatakan dengan syarat $S_{e\text{total}} \leq S_e$ izin, sebagaimana ditunjukkan pada Persamaan 3.40 dan Persamaan 3.41 berikut.

$$S_e \text{ izin} = 10\% \times D \quad (3.40)$$

Keterangan:

- S_e izin = penurunan ijin tunggal tiang (m), dan
 D = diameter tiang (m).

Perhitungan penurunan kelompok tiang yang diizinkan pada penelitian ini menggunakan Persamaan 3.41 dan 3.42, untuk Persamaan 3.41 menurut Vesic 1977 sebagai berikut.

$$S_g \text{ izin} = \frac{L}{250} \quad (3.41)$$

Keterangan:

S_g izin = penurunan ijin kelompok tiang (m), dan

L = kedalaman tiang (m).

Untuk perhitungan penurunan yang diizinkan pada kelompok tiang Persamaan 3.42 menurut SNI 8460:2017 sebagai berikut.

$$S_g \text{ izin} = \frac{0,15+Bg}{600} \quad (3.42)$$

Keterangan:

S_g izin = penurunan ijin kelompok tiang (m), dan

Bg = lebar kelompok tiang (m).

Untuk mengetahui nilai modulus elastisitas tanah (E_s) dan poisson ratio (μ_s) dapat dilihat pada Tabel 3.16 dan Tabel 3.17 berikut.

Tabel 3.16 Nilai Elastisitas Tanah

Jenis Tanah	E_s (kN/m²)
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
Loses	15000 – 60000
Serpih	140000 – 1400000

Sumber: Bowles (1997)

Tabel 3.17 Angka Poisson Ratio

Jenis Tanah	Angka Poisson Ratio
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	0,3 – 0,4
Pasir kasar (angka pori, $e = 0,40-0,70$)	0,15
Pasir halus (angka pori, $e = 0,40-0,70$)	0,25
Batu	0,1 – 0,4
Loses	0,1 – 0,3

Sumber: Hardiyatmo (2002)

3.10 Software Plaxis 2D

Plaxis 2D merupakan perangkat lunak analisis geoteknik berbasis metode elemen hingga yang dirancang untuk pemodelan dua dimensi. Aplikasi ini memanfaatkan berbagai model tanah untuk merepresentasikan respons atau perilaku tanah secara realistis, baik pada kondisi plane strain maupun axisymmetric. Melalui Plaxis 2D, pengguna dapat memodelkan geometri dan membentuk mesh elemen dengan mudah berdasarkan potongan melintang atau memanjang.

Penerapan metode elemen hingga menggunakan Plaxis 2D bertujuan untuk menganalisis deformasi yang terjadi selama tahapan konstruksi, khususnya pada fondasi tiang bor. Adapun tahapan perhitungan dalam analisis ini meliputi langkah-langkah sebagai berikut:

1. Membuka input Plaxis, lalu mengisi judul proyek dan memilih model sesuai proyek yang ingin dibuat.
2. Menentukan satuan dan dimensi pada geometri project yang akan dimodelkan. Setelah pemodelan selesai dibuat sesuai dengan gambar rencana dari kondisi asli di lapangan dengan mengaktifkan Geometry line.

3. Kemudian memberikan gambaran tentang bagaimana struktur berhubungan dengan tanah. Setelah itu, masukkan parameter tanah dan parameter geoteknik stuktur untuk setiap lapisan yang terlibat.
4. Kemudian yang harus dilakukan adalah melakukan meshing untuk membagi material tanah ke dalam beberapa elemen diskrit yang berhingga.
5. Kemudian, menampilkan kondisi awal untuk menunjukkan gambaran muka air tanah pada pemodelan geometri. Setelah itu, hitung tegangan awal yang terjadi untuk menilai tegangan efektif.
6. Berikutnya yaitu tahapan kalkulasi, untuk menghitung deformasi dan angka aman dengan mensimulasikan ke dalam beberapa fase.
7. Setelah menyelesaikan semua fase, lalu memilih titik nodal yang perlu ditinjau.
8. Kemudian akan muncul jendela output yang menghasilkan nilai deformasi dan tegangan – tegangan yang terjadi

BAB IV

METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Penelitian dilakukan dengan pendekatan metode ilmiah sebagai sarana untuk menyelesaikan permasalahan maupun mengembangkan ilmu pengetahuan. Secara umum, metode ilmiah ini merupakan pendekatan sistematis guna memperoleh data yang sah, dengan tujuan untuk menemukan, mengembangkan, dan menguji suatu pengetahuan tertentu, agar dapat dimanfaatkan dalam memahami, mengatasi, serta mengantisipasi permasalahan yang ada. Dalam penelitian mengenai analisis daya dukung fondasi eksisting tiang pancang dan fondasi alternatif tiang bor pada proyek Proyek Gedung Keuangan Negara Mamuju, digunakan beberapa variabel sebagai berikut:

1. *Variabel bebas*, yaitu meliputi dimensi fondasi yang digunakan.
2. *Variabel terikat*, yaitu berupa kapasitas daya dukung dan penurunan fondasi.

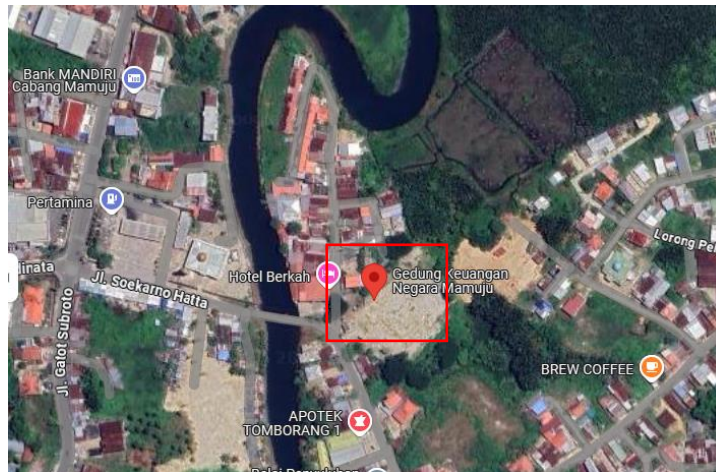
4.2 Data Penelitian

Adapun data yang digunakan dalam penelitian ini diantaranya sebagai berikut.

1. Data hasil penyelidikan tanah di lapangan berupa Standard Penetration Test (SPT) menggunakan data boring log BH1,
2. Data pengujian laboratorium dimana dari rangkuman hasil pengujian laboratorium didapatkan nilai γ , γ_{sat} , dan c_u (cohesion).
3. Data gambar teknis dan pembebanan.

4.3 Lokasi Penelitian

Lokasi Gedung Keuangan Negara Mamuju, berada di Jalan Soekarno – Hatta, Kota Mamuju, Sulawesi Barat. Lokasi penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4.1 lokasi Penelitian Gedung Keuangan Negara Mamuju

(sumber: Googel Maps, 2025)

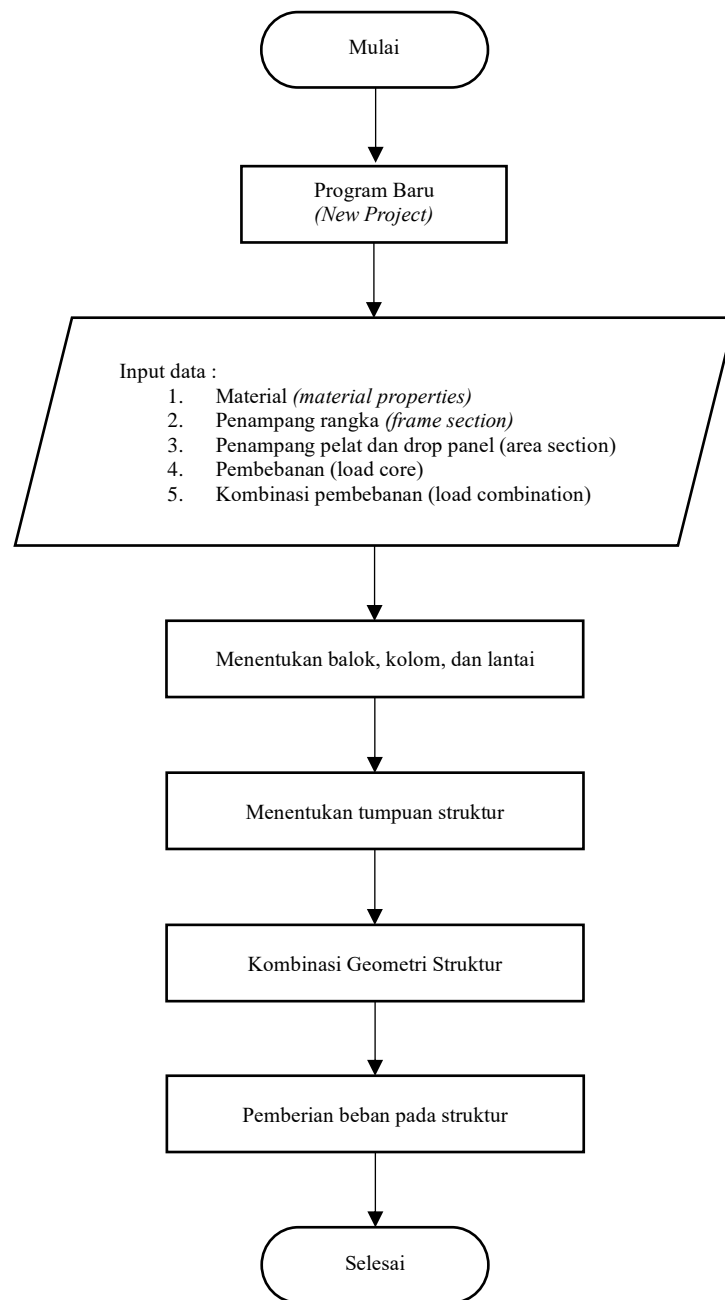
4.4 Tahap Penelitian

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

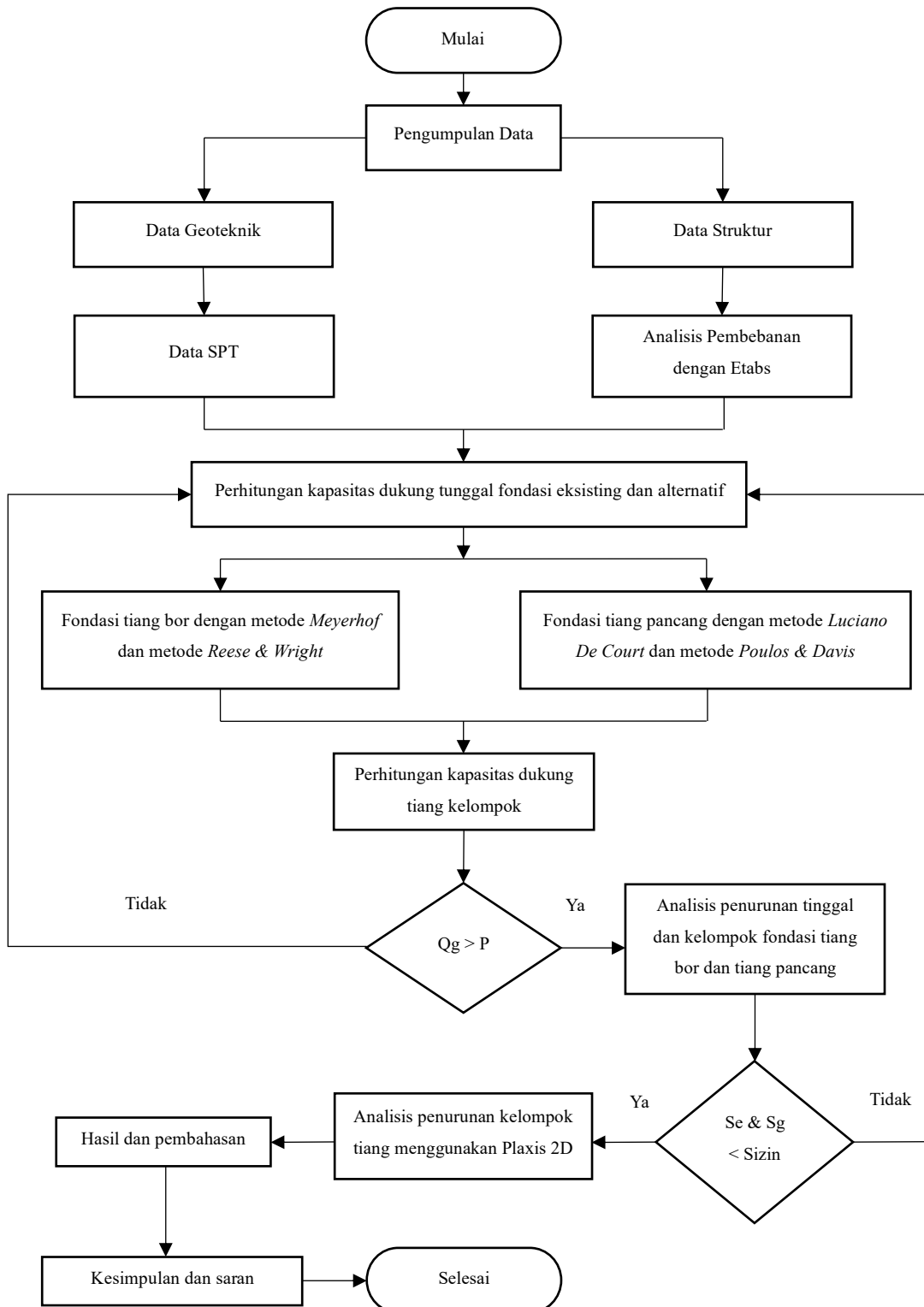
1. Tahap persiapan, yaitu tahap peneliti untuk mencari dan mempelajari terlebih dahulu literatur terkait topik penelitian yang akan dilakukan,
2. Tahap pengumpulan data, yaitu tahap pengambilan data-data yang diperlukan untuk penyusunan analisis ini dari proyek perencanaan Gedung Keuangan Negara Mamuju,
3. Tahap analisis data, meliputi:
 - a. Tahap pemodelan struktur untuk mendapatkan besar beban yang bekerja pada fondasi menggunakan program Etabs,
 - b. Tahap analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang existing dan tiang pancang berdasarkan teori yang telah dipelajari,
4. Tahap pembahasan, memberikan pembahasan secara lengkap dan sistematis berdasarkan hasil analisis data. Kemudian dari pembahasan tersebut didapatkan kesimpulan yang menjawab rumusan masalah yang dibuat sebelumnya.

4.5 Bagan Alir Penelitian

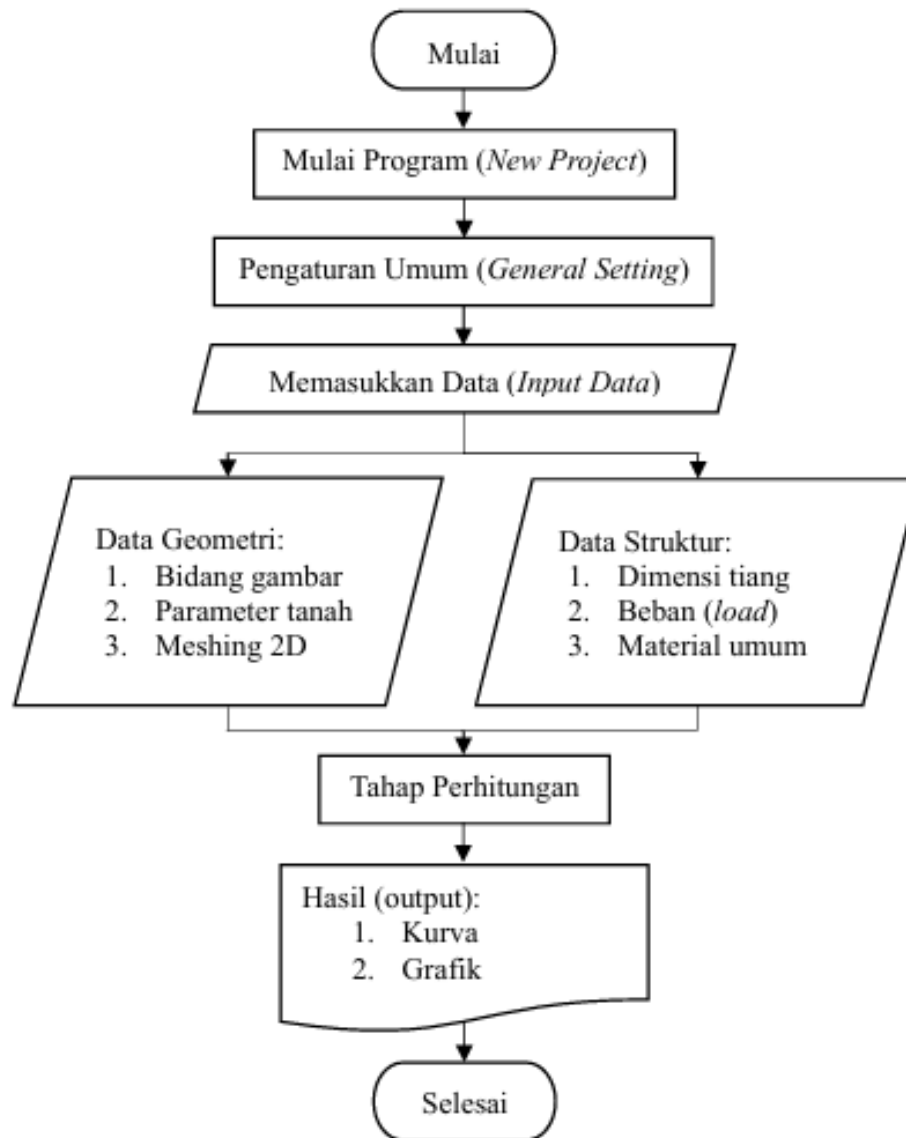
Bagan alir merupakan representasi diagramatik yang menggunakan simbol-simbol grafis untuk menggambarkan alur atau tahapan suatu proses. Setiap langkah dalam proses digambarkan menggunakan bentuk kotak, yang kemudian dihubungkan oleh panah sebagai penanda urutan pengerjaan. Proses pelaksanaan penelitian ini terdiri dari beberapa tahapan, yaitu: pengumpulan data dan studi literatur, analisis data, perhitungan kapasitas daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor, evaluasi hasil perhitungan, pembahasan, serta penarikan kesimpulan dan pemberian saran. Bagan alir yang menggambarkan alur pembebanan dengan bantuan program Etabs dapat dilihat pada Gambar 4.2, tahapan pelaksanaan penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.3, kemudian pemodelan dengan Plaxis 2D dapat dilihat pada Gambar 4.4 sebagai berikut.



Gambar 4.2 Bagan Alir Analisis Struktur dengan Program ETABS



Gambar 4.3 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir



Gambar 4.4 Bagan Alir Program Plaxis 2D

BAB V

HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Gedung

Gedung Keuangan Negara (GKN) adalah kantor perwakilan Kementerian Keuangan yang terletak di beberapa daerah di Indonesia. GKN memiliki tugas dan fungsi sebagai perwakilan Kementerian Keuangan dalam memberikan pelayanan masyarakat serta penyelenggaraan urusan bidang keuangan dan kekayaan negara di daerah bersangkutan, berlokasi di Sulawesi Barat. Jika dilihat dari tipe struktur dalam Tabel 18 SNI 1726:2019 dan juga sistem pemikul gaya seismik menurut Tabel 12 SNI 1726:2019 bangunan Gedung Keuangan Negara Mamuju ini termasuk dalam tipe struktur Rangka beton pemikul momen khusus. Sementara fondasi pada kedalaman 30 meter jenis fondasi yang digunakan adalah tiang bor.

5.1.1 Data Umum Proyek

Data umum proyek pembangunan Gedung Keuangan Negara Mamuju adalah sebagai berikut:

1. Nama proyek : Proyek Gedung Keuangan Negara Mamuju
2. Pemilik proyek : Kementerian Keuangan Republik Indonesia
3. Kontraktor : PT. Sinar Cerah Sempurna
4. Perencana : PT. Pandu Persada
5. Konsultan pengawas : PT. Yodya Karya (persero)
6. Lokasi proyek : Jl. Soekarno – Hatta, Kota Mamuju
7. Konstruksi bagian atas : Beton bertulang
8. Konstruksi bagian bawah : Fondasi Tiang Bor

5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan pada Gedung ini adalah sebagai berikut:

1. Beton komponen primer

Untuk komponen struktur primer, digunakan beton dari ready mix (batching plant) dikarenakan memiliki kualitas dan konsistensi mutu yang lebih terjamin. Adapun variasi kuat tekan rencana untuk masing-masing elemen struktur diberikan sebagai berikut:

- Fondasi eksisting bor pile dengan $f_c' = 25$ MPa
- Kolom, balok, *pilecap* dan pelat lantai dengan $f_c' = 30$ MPa

2. Beton komponen sekunder atau pendukung

Komponen sekunder atau pendukung yang dimaksud adalah seperti elemen kolom praktis, balok praktis, balok luifel, pelat luifel, dan lain-lain yang tidak mendukung beban primer atau utama. Untuk komponen tersebut, digunakan mutu beton dengan $f_c' 17,5$ MPa.

3. Baja tulangan

Baja tulangan merupakan material yang sangat penting dalam kesatuannya dengan tampang beton bertulang, yang mana akan menentukan daktilitas elemen struktur sebagai persyaratan struktur tahan gempa. Dengan demikian, maka untuk daerah rawan gempa tinggi harus digunakan material baja yang daktil. Disamping itu, mutu baja tulangan yang dipakai (di lapangan) tidak boleh terlalu besar deviasinya terhadap spesifikasi yang digunakan dalam perancangan. Secara lebih rinci, persyaratan baja tulangan daktil (mutu, rasio kuat leleh, kuat tarik, regangan, deviasi). Mutu baja tulangan yang digunakan dalam asumsi perancangan diberikan sebagai berikut:

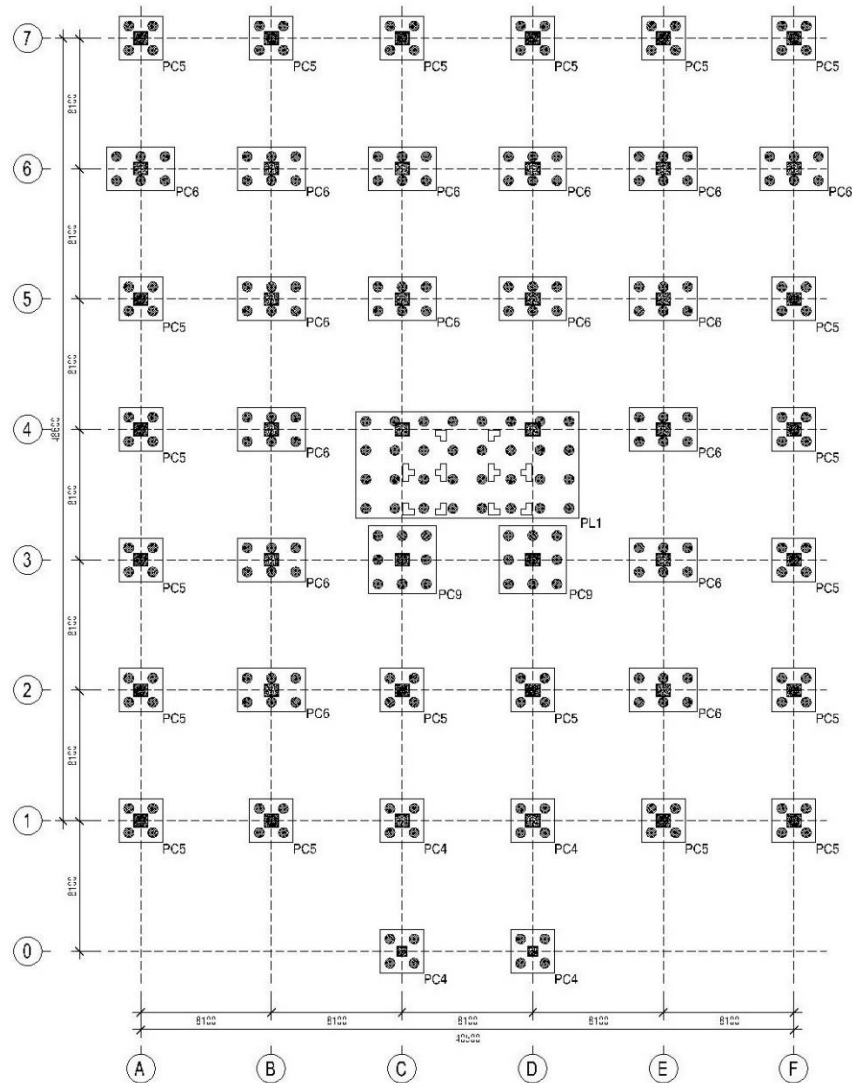
- Digunakan baja tulangan polos (BJTP) dengan mutu $f_y = 280$ MPa.
- Digunakan baja tulangan deform (BJTD) dengan mutu $f_y = 420$ MPa.

4. Baja profil

Mutu baja profil yang digunakan adalah baja jenis BJ 37 dengan tegangan leleh (f_y) = 240 MPa, tegangan tarik (f_u) = 370 MPa. Sedangkan untuk sambungan, digunakan baut mutu tinggi (High Tensile Strength Bolt / HTB) mutu A-325.

5.1.3 Denah Konstruksi

Denah Gedung Keuangan Negara Mamuju dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan 5.2 berikut ini.



Gambar 5.1 Denah Rencana Pile Cap

5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur atas Gedung Keuangan Negara Mamuju yang meliputi beban mati, beban hidup, beban air hujan, beban angin, dan beban gempa yang selanjutnya dianalisis menggunakan program Etabs. Berikut merupakan penjelasan

masing-masing pembebanan struktur atas yang dipakai dalam penelitian ini menurut syarat yang berlaku di Indonesia:

5.2.1 Pembebanan Lantai Dasar

1. Beban Balok

a. Beban mati

Beban dinding

- Tinggi = 3,7 m

- Distribusi beban = 1,5 kN/m² (Tabel 2.1 PPIUG, 1983)

- Q_{DL} = 5,55 kN/m

b. Beban hidup = 0 kN/m²

2. Tributary Area

a. Beban mati

Berikut hasil dari kalkulasi *tributary area* pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Kalkulasi Tributary Area Lantai Dasar

No.	Material	Beban		Tributary Area		Tributary Area
		Volume	Tebal (cm)	Hasil	Satuan	
1.	<i>Self weight</i>	24 kN/m ³	12	0	kN/m ²	Otomatis dari Etabs
2.	<i>Finishing</i>	0,22 kN/m ²	5	1,1	kN/m ²	Tabel 2.1 PPIUG,1983
3.	<i>MEP</i>	0 kN/m ²	1	0	kN/m ²	
4.	<i>Plafond</i>	0 kN/mm ²	1	0	kN/m ²	Tabel 2.1 PPIUG,1983
ΣQ				1,1	kN/m ²	-

b. Beban hidup = 0 kN/m²

5.2.2 Pembebanan Lantai 1 – Lantai 3

1. Beban Balok

a. Beban mati

Beban dinding

- Tinggi = 3,2 m

- Distribusi beban = 1,5 kN/m² (Tabel 2.1 PPIUG, 1983)

- Q_{DL} = 4,80 kN/m

b. Beban hidup

- Ruang pelayanan = 2,40 kN/m² (SNI 1727:2020)
- Lobby = 4,79 kN/m² (SNI 1727:2020)

2. Tributary Area

a. Beban mati

Berikut hasil dari kalkulasi tributary area pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Kalkulasi Tributary Area Lantai 1 – Lantai 3

No.	Material	Beban		Tributary Area		Tributary Area
		Volume	Tebal (cm)	Hasil	Satuan	
1.	<i>Self weight</i>	24 kN/m ³	12	0	kN/m ²	Otomatis dari Etabs
2.	<i>Finishing</i>	0,22 kN/m ²	5	1,1	kN/m ²	Tabel 2.1 PPIUG,1983
3.	<i>MEP</i>	0,45 kN/m ²	1	0,45	kN/m ²	
4.	<i>Plafond</i>	0,18 kN/mm ²	1	0,18	kN/m ²	Tabel 2.1 PPIUG,1983
ΣQ				1,73	kN/m ²	-

b. Beban hidup

- Ruang Kantor = 2,40 kN/m² (SNI 1727:2020)
- Lobby = 4,79 kN/m² (SNI 1727:2020)

5.2.3 Pembebanan Lantai 4 – Mesin Lift

1. Beban Balok

a. Beban mati

Beban dinding

- Tinggi = 3,2 m
- Distribusi beban = 1,5 kN/m² (Tabel 2.1 PPIUG, 1983)
- Q_{DL} = 4,80 kN/m

b. Beban hidup = 0 kN/m²

2. Tributary Area

a. Beban mati

Berikut hasil dari kalkulasi tributary area pada Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Kalkulasi Tributary Area Lantai 4 – Mesin Lift

No.	Material	Beban		Tributary Area		Tributary Area
		Volume	Tebal (cm)	Hasil	Satuan	
1.	<i>Self weight</i>	24 kN/m ³	12	0	kN/m ²	Otomatis dari Etabs
2.	<i>Finishing</i>	0,22 kN/m ²	5	1,1	kN/m ²	Tabel 2.1 PPIUG,1983
3.	<i>MEP</i>	0,45 kN/m ²	1	0,45	kN/m ²	
4.	<i>Plafond</i>	0,18 kN/mm ²	1	0,18	kN/m ²	Tabel 2.1 PPIUG,1983
ΣQ				1,73	kN/m ²	-

b. Beban hidup

- Ruang Kantor = 2,40 kN/m² (SNI 1727:2020)
- Lobby = 4,79 kN/m² (SNI 1727:2020)
- Roof Garden = 4,79 kN/m² (SNI 1727:2020)
- Aula = 4,79 kN/m² (SNI 1727:2020)
- Roof Tank = 20,00 kN/m²

5.2.4 Pembebanan Atap

1. Data Struktur Atap (DED struktur)

- Bentang horizontal (L) = 16,20 m
- Jarak antar kuda – kuda = 4,05 m
- Jarak gording = 1,25 m
- Sudut kemiringan Atap = 15,00°
- Jarak antar kolom = 4,05 m

2. Beban Mati (DL)

- *Self Weight* = Otomatis dari program Etabs
- Penutup atap + rangka = 0,25 kN/m²
- *Plafond* = 0,18 kN/m²
- Σ_{DL} = 0,43 kN/m²

3. Beban Hidup (LL)

Beban terpusat dari pekerja dengan peralatan = 1,00 kN

4. Beban Air Hujan (R)

$$R = 40 - 0,8\alpha \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

$$= 0,28 \text{ kN/m}^2$$

Keterangan:

40 = tinggi genangan maksimum (mm)

0,8 α = pengurangan akibat kemiringan atap α = sudut kemiringan atap (derajat)

5. Beban Angin (WL)

$$q = V \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

$$V = 0,48 \text{ kN/ m}^2$$

Keterangan:

q = WL yang bekerja pada struktur (kN/m²)V = tekanan angin dasar sesuai lokasi (kN/m²)6. *Load Assigment*

$$DL = 1,74 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{dari Etabs})$$

$$\text{Horizontal Load} = 1,13 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{dari Etabs})$$

- Beban angin atap (dari Etabs)

$$WL (\text{tekan}) = -0,20 \text{ kN/m}$$

$$Wl (\text{hisap}) = -0,78 \text{ kN/m}$$

- Beban angin bangunan (dari Etabs)

$$WL (\text{tekan}) = -1,76 \text{ kN/m}$$

$$Wl (\text{hisap}) = -0,78 \text{ kN/m}$$

7. *Deflection Control*

$$\Delta i = \frac{L}{240} \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

$$\Delta i = \frac{L}{180} \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

$$\Delta_{act} = \Delta L + \Delta D$$

Keterangan:

 Δi = batas izin lendutan Δ_{act} = lendutan aktual total pada struktur (mm)

ΔL = lendutan akibat beban hidup

ΔD = lendutan akibat beban mati

Nilai ΔL dan ΔD didapatkan dari hasil *Run Analysis by Etabs*, maka:

Δ_{act} = 62,00 mm

62,00 mm < 67,50 mm (Aman)

62,00 mm < 90,00 mm (Aman)

5.2.5 Pembebanan Kanopi Atap

1. Data Struktur Kanopi Atap

- Bentang horizontal (L) = 16,20 m
- Jarak antar kuda – kuda = 4,05 m
- Jarak gording = 1,25 m
- Sudut kemiringan Atap = 1,00°

2. Beban Mati (DL)

- Self weight = (Otomatis dari program Etabs)
- Penutup atap + rangka = 0,40 kN/m²
- Σ_{DL} = 0,40 kN/m²

3. Beban Hidup (LL)

Beban terpusat dari pekerja dengan peralatan = 1,00 kN

4. Beban Air Hujan (R)

$$R = 40 - 0,8\alpha$$

$$= 0,39 \text{ kN/m}^2$$

5. Beban Angin (WL)

$$q = V$$

$$V = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

6. Load Assigment

$$DL = 1,62 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{dari Etabs})$$

$$\text{Horizontal Load} = 1,59 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{dari Etabs})$$

$$WL = 1,96 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{dari Etabs})$$

7. Deflection Control

$$\Delta_i = \frac{L}{240} \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

$$\Delta i = \frac{L}{180} \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

$$\Delta_{act} = 62,00 \text{ mm}$$

$$62,00 \text{ mm} < 67,50 \text{ mm} \quad (\text{Aman})$$

$$62,00 \text{ mm} < 90,00 \text{ mm} \quad (\text{Aman})$$

5.2.6 Pembebanan Pelat

1. Pelat tebal 130 mm

a. Beban hidup

Tabel 5.4 Beban Hidup Pelat Tebal 130 mm

Komponen Beban	Volume	Tebal (cm)	Beban (kN/m ²)	Keterangan
<i>self weight</i>	24 kN/m ³	13	3,12	Otomatis dari Etabs
finishing	0,24 kN/m ²	5	0,44	PPIUG 1983 tabel 2.1
MEP	0 kN/m ²	-	0	
Plafon+rangka	0,18 kN/mm ²	-	0,18	PPIUG 1983 tabel 2.1
	Σ		4,40	

b. Beban mati (Q_{LL})

$$\text{Kantor} = 2,4 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

2. Pelat tebal 150 mm

a. Beban hidup

Tabel 5. 5 Beban Hidup Pelat Tebal 150 mm

Komponen Beban	Volume	Tebal (cm)	Beban (kN/m ²)	Keterangan
<i>self weight</i>	24 kN/m ³	15	3,60	Otomatis dari Etabs
finishing	0,22 kN/m ²	5	1,1	PPIUG 1983 tabel 2.1
MEP	0 kN/m ²	-	0	
Plafon+rangka	0,18 kN/mm ²	-	0,18	PPIUG 1983 tabel 2.1
	Σ		4,88	

b. Beban mati (Q_{LL})

$$\text{lobby} = 4,79 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

5.2.7 Pembebanan Tangga dan Bordes

1. Beban tangga

a. Beban mati

Tabel 5.6 Beban Mati Tangga

Komponen Beban	Volume	Tebal (cm)	Beban (kN/m ²)	Keterangan
<i>self weight</i>	0 kN/m ³	15	0	Otomatis dari Etabs
anak tangga+finishing	0,24 kN/m ²	10	2,4	PPIUG 1983 tabel 2.1
keramik	0,2 kN/m ²	0,01	0,2	
Plafon+rangka	0 kN/mm ²	0	0	PPIUG 1983 tabel 2.1
		Σ	2,60	
		$1/\cos \alpha \cdot \Sigma q$	2,97	

b. Beban hidup

$$Q_{LL} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{PPIUG 1983 tabel 3.1})$$

$$1/\cos \alpha \cdot \Sigma q = 2,86 \text{ kN/m}^3$$

2. Beban Bordes

a. Beban mati

Tabel 5.7 Beban Mati Bordes

Komponen Beban	Volume	Tebal (cm)	Beban (kN/m ²)	Keterangan
<i>self weight</i>	0 kN/m ³	0,15	0	Otomatis dari Etabs
finishing	0,24 kN/m ²	2	0,44	PPIUG 1983 tabel 2.1
keramik	0,2 kN/m ²	1	0,2	
Plafon+rangka	0 kN/mm ²	0	0	PPIUG 1983 tabel 2.1
		Σ	2,64	

b. Beban hidup

$$Q_{LL} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{PPIUG 1983 tabel 3.1})$$

5.2.8 Pembebanan Gording

Dalam analisis pembebanan gording, perhitungan mengacu pada ketentuan dalam SNI 1727:2020. Beban yang diperhitungkan meliputi beban mati yang berasal dari berat sendiri gording dan penutup atap, beban hidup akibat aktivitas pemeliharaan atap, serta beban hujan. Selanjutnya, beban-beban tersebut dikombinasikan menggunakan kombinasi beban desain sesuai standar untuk memperoleh beban ultimit yang digunakan dalam analisis kekuatan gording.

1. Beban mati

Tabel 5.8 Beban Mati Gording

No.	Material	Berat	Satuan	Lebar (m)	Q (kN/m)
1	Self weight gording	0,055	kN/m		0,055
2	Atap baja (<i>span deck</i>)	0,15	kN/m ²	1,25	0,187
Σ_{DL}					0,242

2. Beban hidup

Beban akibat beban air hujan diperhitungkan setara dengan beban genangan air berikut perhitungannya.

- Tebal 1 inc = 25 mm, (q_{hujan}) = $0,025 \times 10$ = 0,25 kN/m²
- Jarak antar gording, (s) = 1,25 m
- Beban air hujan (W), $q_{hujan} \times s \times 10^3$ = 313 N/m = 0,313 kN/m
- Beban hidup merata akibat air hujan (Q_{LL}) = W = 0,313 kN/m
- Beban hidup terpusat akibat beban pekerja (P_{LL}) = 1 kN

3. Beban terfaktor

- Beban merata (Q_u), = $1,2 \times Q_{DL} + 1,6 \times Q_{LL}$ = 0,791 kN/m
- Beban terpusat (P_u) = $1,6 \times P_{LL}$ = 1,6 kN
- Sudut miring atap (α) = 0,17 rad = 9,74°
- Beban merata arah x (Q_{ux}) = $Q_u \times \cos \alpha$ = 0,779 N/mm
- Beban merata arah y (Q_{uy}) = $Q_u \times \sin \alpha \times 10^{-3}$ = 0,137 N/mm
- Beban terpusat arah x (P_{ux}) = $P_u \times \cos \alpha \times 10^{-3}$ = 1575,09 N
- Beban terpusat arah y (P_{uy}) = $P_u \times \sin \alpha \times 10^{-3}$ = 277,84 N

5.2.9 Beban Gempa

Gedung Keuangan Negara Mamuju merupakan gedung yang difungsikan sebagai gedung perkantoran yang memiliki tipe tanah sedang atau tanah berpasir-lanau.

1. Penentuan kelas situs

Klasifikasi jenis situs batuan ditetapkan berdasarkan ketentuan dalam SNI 1726:2019. Nilai rata-rata hasil perhitungan N dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut.

Tabel 5.9 Perhitungan N Rata - Rata

Kedalaman	Tebal (m)	N_{SPT}	$N' = \text{tebal}/N_{SPT}$
2	2	9	0,222
4	2	3	0,667
6	2	4	0,500
8	2	5	0,400
10	2	6	0,333
12	2	5	0,400
14	2	5	0,400
16	2	6	0,400
18	2	5	0,333
20	2	6	0,333
22	2	6	0,333
24	2	6	0,286
26	2	7	0,333
28	2	6	0,033
30	2	60	0,033
32	2	60	0,033
34	2	60	0,400
$\Sigma N'$			5,375
$N' = \text{total kedalaman}/\Sigma N$			6,326

Dari Tabel 5.9 di atas didapatkan nilai N' sebesar 6,326, maka jika dilihat berdasarkan SNI 1726-2019 nilai N' termasuk kedalam kategori tanah sedang (SD).

2. Penentuan spektra percepatan terpetakan

Penentuan nilai respon spektra percepatan untuk periode pendek (S_s) dan periode 1 detik (S_1) mengacu pada ketentuan SNI 1726:2019, sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3.

$$S_s = 2,00$$

$$S_1 = 0,90$$

3. Penentuan koefisien situs

Penentuan nilai koefisien F_a dan F_v didasarkan pada ketentuan dalam SNI 1726:2019, sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 3.4 dan Tabel 3.5.

$$F_a = 1,00$$

$$F_v = 1,50$$

4. Perancangan respon spektra

$$S_{Ms} = F_a \times S_s = 1,00 \times 2,00 = 2$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1,50 \times 0,90 = 1,35$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{Ms} = \frac{2}{3} \times 2,00 = 1,33$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = \frac{2}{3} \times 1,35 = 0,90$$

$$T_0 = \frac{0,2 \times S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,2 \times 0,90}{1,33} = 0,135 \text{ detik}$$

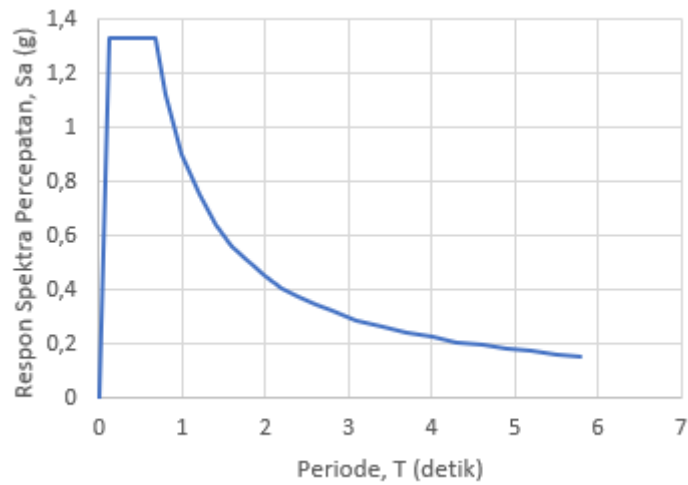
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,90}{1,33} = 0,676 \text{ detik}$$

Untuk $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk $T > T_0$

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



Gambar 5.2 Respon Spektrum

5. Periode natural maksimal

a. Penentuan C_u

Berdasarkan Tabel 3.7 didapatkan nilai C_u sebagai berikut.

$$S_{DI} = 0,90$$

$$C_u = 1,4$$

b. Penentuan T_a

Berdasarkan Tabel 3.6 didapatkan nilai C_t dan x sebagai berikut.

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

$$h_n = 24 \text{ m}$$

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$= 0,0466 \times 24^{0,9}$$

$$= 0,814 \text{ detik}$$

c. Periode natural maksimal

$$T\text{-max} = C_u \times T_a$$

$$= 1,4 \times 0,814$$

$$= 1,139 \text{ detik}$$

6. Kategori desain seismik

Kategori risiko = II (Gedung perkantoran)

Parameter respon spektrum seismik berdasarkan Tabel 3.8 dan Tabel 3.9.

$$S_{DS} = 0,50 \leq S_{DS}$$

$$S_{DI} = 0,20 \leq S_{DI}$$

Maka dapat disimpulkan bahwa bangunan ini termasuk kedalam kategori desain seismik E.

7. Perhitungan beban gempa

Faktor keutamaan (I_0) = 1 (Tabel 3.2)

Koefisien modifikasi respon (R) = 8 (Tabel 3.10)

Faktor kuat lebih sistem (Ω) = 3 (Tabel 3.10)

Faktor pembesaran defleksi (Cd) = 5,5 (Tabel 3.10)

a. Menghitung nilai T

$$T_c > C_u \times T_a \text{ maka nilai } T = C_u \times T_a$$

$$T_a < T_c < C_u \times T_a \text{ maka nilai } T = T_c$$

$$T_c < T_a \text{ maka nilai } T = T_a$$

$$T_a = 0,814$$

$$T_{max} (C_u \times T_a) = 1,4 \times 0,814 = 1,139 \text{ detik}$$

$$T_c \text{ (Etabs)}$$

$$T_x = 0,920 \text{ detik}$$

$$T_y = 0,903 \text{ detik}$$

Period computed (T_c) dari hasil analisis Etabs dapat dilihat pada Gambar 5.3 Berikut.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
		sec									
Modal 1		0.92	0.4107	0.0048	0	0.4107	0.0048	0	0.0004	0.042	0.356
Modal 2		0.903	0.0169	0.7542	0	0.4276	0.759	0	0.0557	0.0017	0.0018
Modal 3		0.893	0.3068	0.0152	0	0.7344	0.7741	0	0.0011	0.031	0.3962
Modal 4		0.786	0.0326	0.000006396	0	0.767	0.7741	0	6E-07	0.001	0.0264
Modal 5		0.28	0.0091	0.0685	9.515E-07	0.7761	0.8426	9.542E-07	0.0477	0.0073	0.0091
Modal 6		0.278	0.0553	0.015	6.407E-07	0.8314	0.8576	0.000001595	0.0105	0.0451	0.0228
Modal 7		0.265	0.0229	0.0006	0	0.8543	0.8582	0.000001646	0.0004	0.0216	0.0565
Modal 8		0.161	0	0.0227	0.00002351	0.8543	0.8809	0.00002516	0.0031	0	8E-06
Modal 9		0.16	0.0175	0	0.000005639	0.8719	0.8809	0.0000308	0	0.0022	0.0001
Modal 66		0.037	0.0000166	0	0.0005	0.9111	0.9111	0.8886	0.0005	0.0009	1.5E-05
Modal 67		0.035	0	0.000007402	0.0011	0.9111	0.9111	0.8897	2E-05	0.0003	5.9E-06
Modal 68		0.034	9.694E-07	7.997E-07	0.0146	0.9111	0.9111	0.9043	0.003	0.0001	4E-06
Modal 69		0.03	0.00002863	0	0.0002	0.9112	0.9111	0.9046	0	3E-05	9.1E-06
Modal 70		0.029	0	0.0000187	0.0004	0.9112	0.9112	0.905	1E-05	0.0001	2.4E-06
Modal 71		0.027	0	0	0.0182	0.9112	0.9112	0.9232	1E-06	2E-05	4.2E-06
Modal 72		0.021	0.000002054	0	0.0183	0.9112	0.9112	0.9414	0.0003	0	1.9E-06
Modal 73		0.02	0.00004024	0.000003637	0.001	0.9112	0.9112	0.9424	3E-05	4E-05	1.1E-05
Modal 74		0.02	0.000002798	0.00004347	0.000004598	0.9112	0.9112	0.9424	0.0003	0.0001	0
Modal 75		0.014	0	0	0.0268	0.9112	0.9112	0.9693	0.0001	0	2.8E-06
Modal 76		0.008	0.000004378	0.000003707	0.0277	0.9112	0.9112	0.9969	0.0009	1E-05	1.8E-06
Modal 77		0.006	0.0483	0.0001	0.000008842	0.9595	0.9113	0.997	3E-05	0.0253	3.8E-05
Modal 78		0.006	0.0001	0.0506	0.000007546	0.9596	0.9619	0.997	0.0206	1E-05	2.5E-06
Modal 79		0.004	0.0318	0.0001	0.000005793	0.9915	0.9621	0.997	0.0001	0.0197	0.0001
Modal 80		0.004	0.0001	0.0296	0.000006085	0.9916	0.9917	0.997	0.0142	0.0003	1.3E-06

Gambar 5.3 Hasil Output Nilai T_c Dari Etabs

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

T pakai = 0,920 detik

b. Koefisien respon seismik

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{10}\right)} \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

$$= \frac{1,33}{\frac{8}{1}}$$

$$= 0,166$$

$$C_{sx} = \frac{SD1}{T_x \left(\frac{R}{10}\right)} \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

$$= \frac{0,90}{0,920 \left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$= 0,122$$

$$C_{sy} = \frac{SD1}{T_y \left(\frac{R}{10}\right)} \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

$$= \frac{0,90}{0,903 \left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$= 0,125$$

$$C_{s,maks} = \frac{SD1}{T_x \frac{R}{1}} \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

$$= \frac{0,90}{0,920 \times \frac{8}{1}}$$

$$= 0,122$$

$$C_{s,min} = 0,044 \times SDS \times 10 \quad (\text{SNI 1727:2020})$$

$$= 0,044 \times 1,33 \times 1,5$$

$$= 0,058$$

Maka, nilai C_s pakai = 0,122

c. Menghitung berat seismik efektif

Untuk berat seismik efektif yang sesuai dengan SNI 1727:2020 pada area yang digunakan untuk penyimpanan, beban yang diperhitungkan minimal sebesar 25% dari beban hidup lantai. Namun, beban hidup pada garasi publik, struktur parkir terbuka, serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5% dari berat seismik efektif pada suatu lantai tidak perlu dimasukkan dalam perhitungan.

Apabila dalam perencanaan beban lantai disyaratkan adanya partisi, maka nilai yang digunakan adalah yang terbesar antara berat partisi aktual atau beban minimum area lantai sebesar 0,48 kN/m². Selain itu, perhitungan juga mencakup berat operasional total dari peralatan permanen, serta berat elemen lanskap dan beban lain yang terdapat pada taman atap maupun area sejenis lainnya. Berikut Tabel 5.10 Perhitungan Berat Seismik Efektif yang didapatkan dari hasil analisis menggunakan Etabs.

Tabel 5.10 Berat Seismik Efektif

<i>Story</i>	Mass i (kN)	Mass DL (kN)	<i>Height</i> (m)	<i>Elevation</i> (m)
LT.Roof	1886,08	1886,08	4	24,5
LT.Atap	107,8	1993,94	3	21,5
R.Mesin Lift	19569,37	21563,31	1	20,5
LT.4	23029,35	44592,66	4	16,5
LT.3	22049,07	66641,73	4	12,5
LT.2	21230,43	87872,16	4	8,5
LT.1	19725,34	107597,49	4	4,5
Σ	107597,49			

d. Menghitung nilai gaya geser statik (V_s)

Menurut SNI 1727:2020 gaya geser statik, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$V_s = C_s \times W$$

Maka, perhitungan V_s sebagai berikut.

Berat seismik efektif (W)= 107597,491 kN

$$\begin{aligned} V_{sx} &= C_{sx} \times W && \text{(SNI 1727:2020)} \\ &= 0,122 \times 107597,491 \\ &= 13157,30 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{sy} &= C_{sy} \times W && \text{(SNI 1727:2020)} \\ &= 0,125 \times 107597,491 \\ &= 13405,00 \end{aligned}$$

e. Kontrol gaya geser dinamik (V_d) dan gaya geser statik (V_s)

Berikut merupakan Tabel 5.11 perhitungan nilai gaya geser dinamik (V_d) dari hasil analisis pembebanan menggunakan Etabs.

Tabel 5.11 Gaya Geser Dinamik

Story	h_i (m)	V_{dx}	V_{dx} kumulatif	V_{dy}	V_{dy} kumulatif
LT.Roof	24,50	498,44	498,44	434,70	434,70
LT.Atap	21,50	69,13	567,57	69,44	504,14
R.Mesin Lift	20,50	3790,91	4358,48	3726,35	4230,48
LT.4	16,50	3691,04	8049,52	3675,30	7905,79
LT.3	12,50	2735,54	10785,06	2752,35	10658,14
LT.2	8,50	1866,92	12651,98	1896,51	12554,64
LT.1	4,50	846,04	13498,02	874,54	13429,19

Besarnya gaya geser dinamik dipersyaratkan tidak kurang dari 100% terhadap gaya geser statik, sehingga hubungan tersebut dapat dituliskan dalam bentuk Tabel 5.12 sebagai berikut.

Tabel 5.12 Kontrol Gaya Geser Dinamik dan Statik

Kontrol Gaya Geser					
Dinamik		Simbol	Statik		Kondisi
Arah	(kN)	>/<	Arah	(kN)	Aman/Tidak
V _{dx}	13498,02	>	V _{sx}	13405,00	Aman
V _{dy}	13429,19	>	V _{sy}	13405,00	Aman

f. Distribusi gaya geser horizontal

Distribusi gaya geser horizontal merupakan keseluruhan gaya horizontal akibat pengaruh gempa yang bekerja pada setiap massa atau lantai bangunan. Besarnya gaya geser horizontal tersebut dapat ditentukan menggunakan Persamaan menurut SNI 1727:2020 sebagai berikut.

$$F_i = \frac{W_i \times h_i^k}{\sum W_i \times h_i^k} \times V$$

Keterangan:

F_i = Gaya horizontal,

W_i = Berat lantai ke-i,

h_i = Tinggi lantai ke-i,

V = Gaya geser, dan

k = Eksponen yang terkait dengan periode struktur berikut:

- Untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik maka $k = 1$,
- Untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik maka $k = 2$,
- Untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik maka k ditentukan dengan interpolasi linier menggunakan persamaan berikut.

$$k = 1 + \frac{T-0,5}{2}$$

$$T = 0,920$$

$$= 1 + \frac{0,920 - 0,5}{2}$$

$$= 1,210$$

Distribusi gaya horizontal gempa statik ekuivalen pada setiap lantai dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut.

Tabel 5.13 Gaya Gempa Vertikal Statik

<i>Story</i>	W_i (kN)	h_i (m)	$W_i \times h_i^k$ (kN/m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	Kumulatif (kN)
<i>LT.Roof</i>	1886,08	24,50	90495,06	503,37	503,37	503,37
LT.Atap	107,8	21,50	4416,79	24,58	24,58	24,58
R.Mesin Lift	19569,37	20,50	756482,59	4209,52	4209,52	4209,52
LT.4	23029,35	16,50	684600,62	3809,53	3809,53	3809,53
LT.3	22049,07	12,50	468437,18	2606,66	2606,66	6416,19
LT.2	21230,43	8,50	282849,62	1573,94	1573,94	7990,14
LT.1	19725,34	4,50	121733,90	677,40	677,40	8667,54
Σ	107597,49		90495,06	13405,00	13405,00	31620,86

5.2.10 Kombinasi Pembebanan

Analisis pembebanan pada program Etabs dilakukan dengan menggunakan 3 jenis kombinasi beban, yaitu kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban lingkungan, kombinasi pembebanan dengan *strength design (LRFD)*, dan kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban seismik. Kombinasi pembebanan dalam analisis ini disesuaikan dengan kombinasi-kombinasi pembebanan yang ada pada SNI 1727:2020 sebagai berikut:

1. Kombinasi dengan pengaruh beban lingkungan

Berikut merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan menggunakan Etabs dengan pengaruh beban lingkungan yaitu, beban air hujan, dan beban angin sesuai SNI 1727:2020 (*environmental load combination*).

- 1) 1,4 DL
- 2) 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 R
- 3) 1,2 DL + 1,6 R + 0,8 W
- 4) 1,2 DL + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 R
- 5) 1,2 DL + 1 E + 0,5 L
- 6) 0,9 DL + 1 E
- 7) 0,9 DL + 1,3 W

Keterangan:

- DL = beban mati (kN),
 LL = beban hidup (kN),
 R = beban air hujan (kN), dan
 W = beban angin (kN).

2. Kombinasi pembebanan dengan *strength design (LRFD)*

Digunakan:

- ρ pakai = 1
 S_{DS} = 1,33

Maka, kombinasi pembebanan:

- 1) 1.400 DL
- 2) 1.200 DL + 1.60 LL
- 3) 1.467 DL + 1.00 Ex + 0.30 Ey + 1.00 LL
- 4) 1.467 DL + 1.00 Ex - 0.30 Ey + 1.00 LL
- 5) 1.467 DL - 1.00 Ex + 0.30 Ey + 1.00 LL
- 6) 1.467 DL - 1.00 Ex - 0.30 Ey + 1.00 LL
- 7) 1.467 DL + 1.000 Ey + 0.300 Ex + 1.00 LL
- 8) 1.467 DL - 1.000 Ey - 0.300 Ex + 1.00 LL
- 9) 1.467 DL + 1.000 Ey - 0.300 Ex + 1.00 LL
- 10) 1.467 DL - 1.000 Ey + 0.300 Ex + 1.00 LL
- 11) 0.633 DL + 1.000 Ex + 0.300 Ey
- 12) 0.633 DL + 1.000 Ex - 0.300 Ey
- 13) 0.633 DL - 1.000 Ex + 0.300 Ey
- 14) 0.633 DL - 1.000 Ex - 0.300 Ey
- 15) 0.633 DL + 1.000 Ey + 0.300 Ex
- 16) 0.633 DL + 1.000 Ey - 0.300 Ex

$$17) \quad 0.633 \text{ DL} - 1.000 \text{ Ey} + 0.300 \text{ Ex}$$

$$18) \quad 0.633 \text{ DL} - 1.000 \text{ Ey} - 0.300 \text{ Ex}$$

Keterangan:

ρ = factor redudansi (SNI 172:2019 karena tidak adanya penambahan faktor pengali pada beban gempa maka $\rho = 1$)

E_x = beban gempa arah x

E_y = beban gempa arah y

3. Kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban seismik

Digunakan:

$$\rho \text{ pakai} = 1$$

$$S_{DS} = 1,33$$

$$\Omega = 3$$

- Untuk pengecekan kekuatan struktur, beban terfaktor menggunakan kombinasi pembebanan berikut:

$$\text{FT1} \quad 1.00 \text{ DL}$$

$$\text{FT2} \quad 1.00 \text{ DL} + 1.00 \text{ LL}$$

$$\text{FT3} \quad 1.267 \text{ DL} + 0.700 \text{ Ex} + 0.210 \text{ Ey}$$

$$\text{FT4} \quad 1.267 \text{ DL} - 0.700 \text{ Ex} - 0.210 \text{ Ey}$$

$$\text{FT5} \quad 1.267 \text{ DL} + 0.700 \text{ Ex} - 0.210 \text{ Ey}$$

$$\text{FT6} \quad 1.267 \text{ DL} - 0.700 \text{ Ex} + 0.210 \text{ Ey}$$

$$\text{FT7} \quad 1.267 \text{ DL} + 0.700 \text{ Ey} + 0.210 \text{ Ex}$$

$$\text{FT8} \quad 1.267 \text{ DL} + 0.700 \text{ Ey} - 0.210 \text{ Ex}$$

$$\text{FT9} \quad 1.267 \text{ DL} - 0.700 \text{ Ey} + 0.210 \text{ Ex}$$

$$\text{FT10} \quad 1.267 \text{ DL} - 0.700 \text{ Ey} - 0.210 \text{ Ex}$$

$$\text{FT11} \quad 1.267 \text{ DL} + 0.53 \text{ Ex} + 0.16 \text{ Ey} + 0.75 \text{ LL}$$

$$\text{FT12} \quad 1.267 \text{ DL} - 0.53 \text{ Ex} - 0.16 \text{ Ey} + 0.75 \text{ LL}$$

$$\text{FT13} \quad 1.267 \text{ DL} + 0.53 \text{ Ex} - 0.16 \text{ Ey} + 0.75 \text{ LL}$$

$$\text{FT14 } 1.267 \text{ DL} - 0.53 \text{ Ex} + 0.16 \text{ Ey} + 0.75 \text{ LL}$$

$$\text{FT15 } 1.267 \text{ DL} + 0.53 \text{ Ey} + 0.16 \text{ Ex} + 0.75 \text{ LL}$$

$$\text{FT16 } 1.267 \text{ DL} + 0.53 \text{ Ey} - 0.16 \text{ Ex} + 0.75 \text{ LL}$$

$$\text{FT17 } 1.267 \text{ DL} - 0.53 \text{ Ey} + 0.16 \text{ Ex} + 0.75 \text{ LL}$$

$$\text{FT18 } 1.267 \text{ DL} - 0.53 \text{ Ey} - 0.16 \text{ Ex} + 0.75 \text{ LL}$$

$$\text{FT19 } 0.33 \text{ DL} + 0.70 \text{ Ex} + 0.210 \text{ Ey}$$

$$\text{FT20 } 0.33 \text{ DL} - 0.70 \text{ Ex} - 0.210 \text{ Ey}$$

$$\text{FT21 } 0.33 \text{ DL} + 0.70 \text{ Ex} - 0.210 \text{ Ey}$$

$$\text{FT22 } 0.33 \text{ DL} - 0.70 \text{ Ex} + 0.210 \text{ Ey}$$

$$\text{FT23 } 0.33 \text{ DL} + 0.70 \text{ Ey} + 0.210 \text{ Ex}$$

$$\text{FT24 } 0.33 \text{ DL} + 0.70 \text{ Ey} - 0.210 \text{ Ex}$$

$$\text{FT25 } 0.33 \text{ DL} - 0.70 \text{ Ey} + 0.210 \text{ Ex}$$

$$\text{FT26 } 0.33 \text{ DL} - 0.70 \text{ Ey} - 0.210 \text{ Ex}$$

- Untuk pengecekan elemen dengan *overstrength*, beban gempa dengan faktor *overstrength* menggunakan kombinasi pembebanan berikut:

$$\text{FO1 } 1.187 \text{ DL} - 2.100 \text{ Ex} - 0.630 \text{ Ey}$$

$$\text{FO2 } 1.187 \text{ DL} + 2.100 \text{ Ex} - 0.630 \text{ Ey}$$

$$\text{FO3 } 1.187 \text{ DL} - 2.100 \text{ Ex} + 0.630 \text{ Ey}$$

$$\text{FO4 } 1.187 \text{ DL} - 2.100 \text{ Ex} - 0.630 \text{ Ey}$$

$$\text{FO5 } 1.187 \text{ DL} - 2.100 \text{ Ey} + 0.630 \text{ Ex}$$

$$\text{FO6 } 1.187 \text{ DL} - 2.100 \text{ Ey} + 0.630 \text{ Ex}$$

$$\text{FO7 } 1.187 \text{ DL} - 2.100 \text{ Ey} + 0.630 \text{ Ex}$$

$$\text{FO8 } 1.187 \text{ DL} - 2.100 \text{ Ey} + 0.630 \text{ Ex}$$

$$\text{FO9 } 1.140 \text{ DL} + 1.58 \text{ Ex} + 0.47 \text{ Ey} + 0.75 \text{ LL}$$

$$\text{FO10 } 1.140 \text{ DL} + 1.58 \text{ Ex} + 0.47 \text{ Ey} + 0.75 \text{ LL}$$

$$\text{FO11 } 1.140 \text{ DL} - 1.58 \text{ Ex} - 0.47 \text{ Ey} + 0.75 \text{ LL}$$

$$\text{FO12 } 1.140 \text{ DL} - 1.58 \text{ Ex} - 0.47 \text{ Ey} + 0.75 \text{ LL}$$

$$\text{FO13 } 1.140 \text{ DL} + 1.58 \text{ Ey} + 0.47 \text{ Ex} + 0.75 \text{ LL}$$

FO141.140 DL + 1.58 Ey + 0.47 Ex + 0.75 LL

FO151.140 DL - 1.58 Ey - 0.47 Ex + 0.75 LL

FO161.140 DL - 1.58 Ey - 0.47 Ex + 0.75 LL

FO170.60 DL + 2.10 Ex + 0.63 Ey

FO180.60 DL + 2.10 Ex - 0.63 Ey

FO190.60 DL - 2.10 Ex + 0.63 Ey

FO200.60 DL - 2.10 Ex - 0.63 Ey

FO210.60 DL + 2.10 Ey + 0.63 Ex

FO220.60 DL + 2.10 Ey - 0.63 Ex

FO230.60 DL - 2.10 Ey + 0.63 Ex

FO240.60 DL - 2.10 Ey - 0.63 Ex

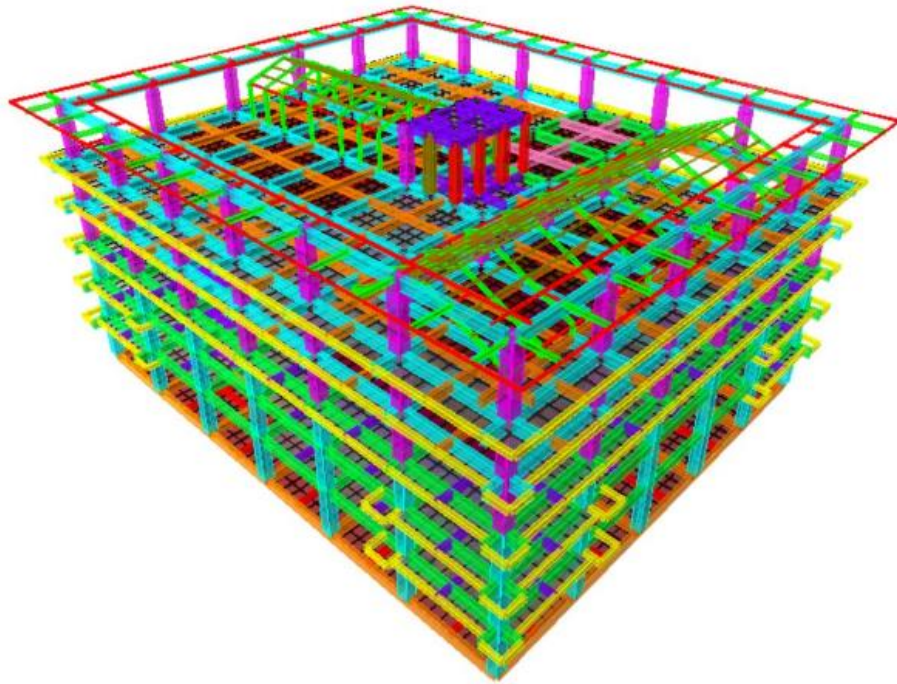
Keterangan:

FT = metode desain (*LRFD*), tujuan mengecek kekuatan tahanan struktur terhadap beban maksimum.

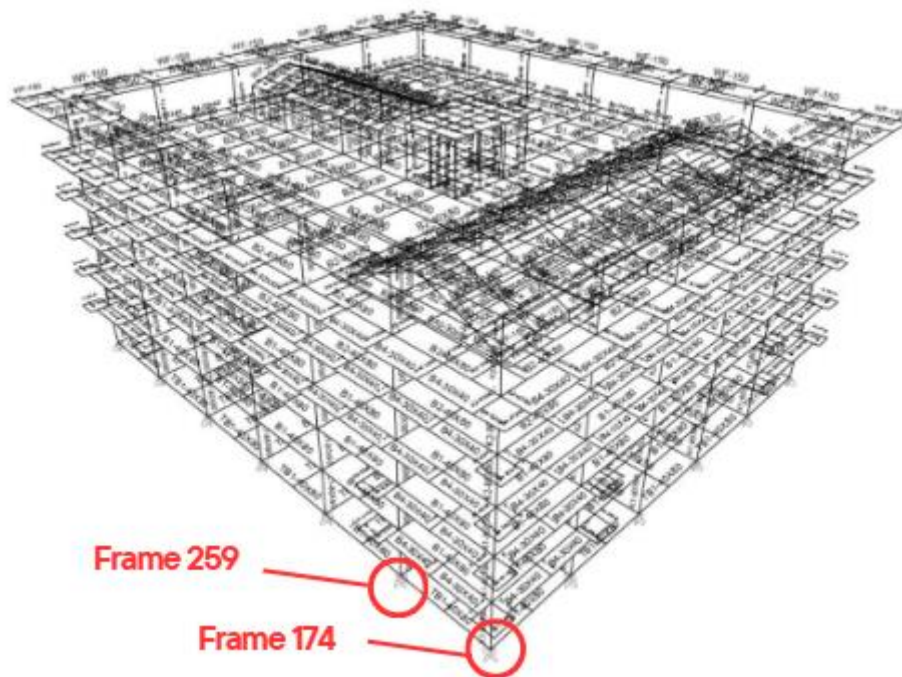
FO = metode desain (*Allowable Stress Design / serviceability*), mengecek kondisi layan.

5.3 Output Program Etabs

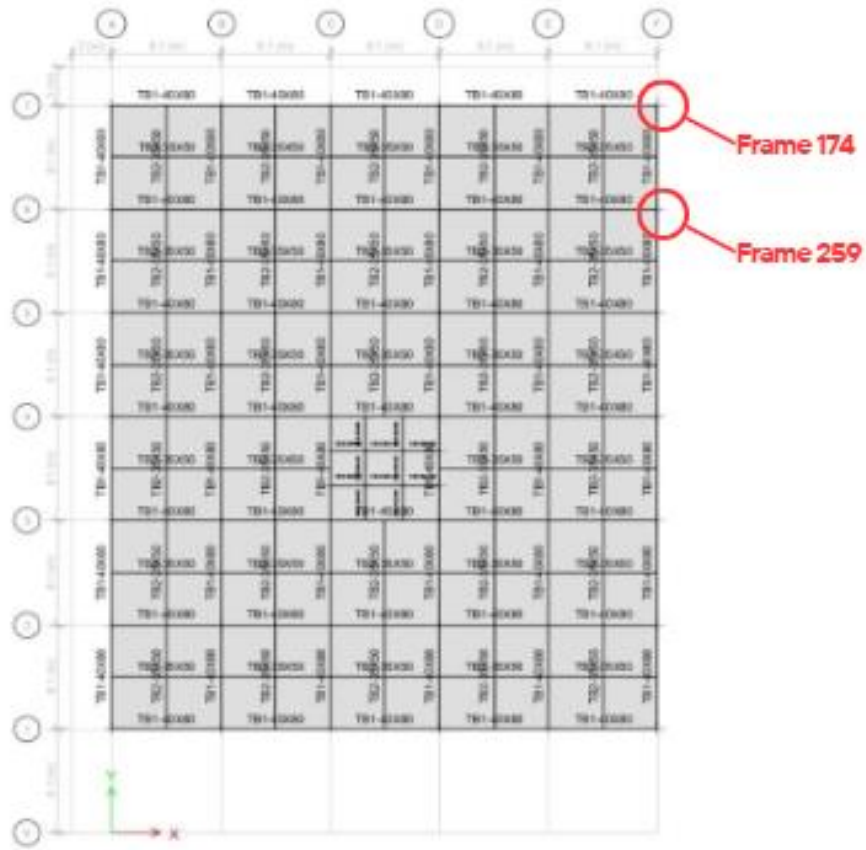
Pemodelan program Etabs struktur Gedung Keuangan Negara Mamuju secara tiga dimensi dapat dilihat pada Gambar 5.4, 5.5, 5.6, dan 5.7 berikut.



Gambar 5.4 Tampak 3D Etabs



Gambar 5.5 Tampak Portal 3D Etabs



Gambar 5.6 Tampak - LT Dasar – Z = 0 (m) Etabs



Gambar 5.7 Tampak - B Elevasi Samping Etabs

Analisis struktur dilakukan menggunakan program Etabs dengan asumsi tumpuan jepit-jepit untuk mencegah terjadinya pergeseran pada struktur. Beban mati yang diperhitungkan mencakup berat pelat lantai mulai dari lantai dasar, lantai 1 sampai lantai *roof*, dinding, tangga, serta atap. Berikut Tabel 5.14 rekapitulasi beban mati pada analisis GKN Mamuju.

Tabel 5.14 Rekapitulasi Beban Mati GKN Mamuju

Letak Beban		Nilai	Satuan
Lantai dasar	Beban balok	5,5	kN/m
	Tributary area	1,1	kN/m ²
Lantai 1 – 3	Beban balok	4,8	kN/m
	Tributary area	1,73	kN/m ²
Lantai 4 – mesin lift	Beban balok	4,8	kN/m
	Tributary area	1,73	kN/m ²
Atap		0,43	kN/m ²
Kanopi atap		0,40	kN/m ²
Pelat tebal	Tebal 130 mm	4,40	kN/m ²
	Tebal 150 mm	4,88	kN/m ²
Tangga		2,60	kN/m ²
Bordes		0,4	kN/m ²
Gording		0,242	kN/m

Sementara, itu beban hidup yang bekerja ditentukan berdasarkan fungsi masing-masing ruangan ataupun struktur pada setiap lantai bangunan.

Beban gempa pada setiap lantai dimasukkan dan dihitung berdasarkan ketinggian bangunan serta jumlah frame. Beban tersebut diterapkan dalam dua arah, yaitu horizontal (x) dan vertikal (y). Besarnya beban gempa dipengaruhi oleh ketinggian lantai, di mana semakin tinggi posisi lantai, maka nilai beban gempa yang diterima akan semakin besar.

Dalam penelitian ini, analisis difokuskan pada *frame* 174 dan *frame* 259 sebagai dasar evaluasi struktur. Dari hasil pemodelan Etabs diperoleh gaya-gaya dalam yang timbul akibat kombinasi pembebanan pada kedua *frame* tersebut. *Frame* 259 dipilih karena menghasilkan nilai beban maksimum pada area tepi bangunan. Sedangkan *frame* 174 dipilih karena hasil penurunan kelompok antara fondasi tiang bor dan fondasi tiang pancang pada *frame* ini akan digunakan sebagai perbandingan. Berdasarkan hasil akhir dari program Etabs, Gaya maksimum pada

kolom bagian dasar tepi bangunan digunakan dan diperoleh gaya-gaya akibat kombinasi beban mati, beban hidup, beban lingkungan, dan beban gempa sebagai berikut:

1. *Frame 174*

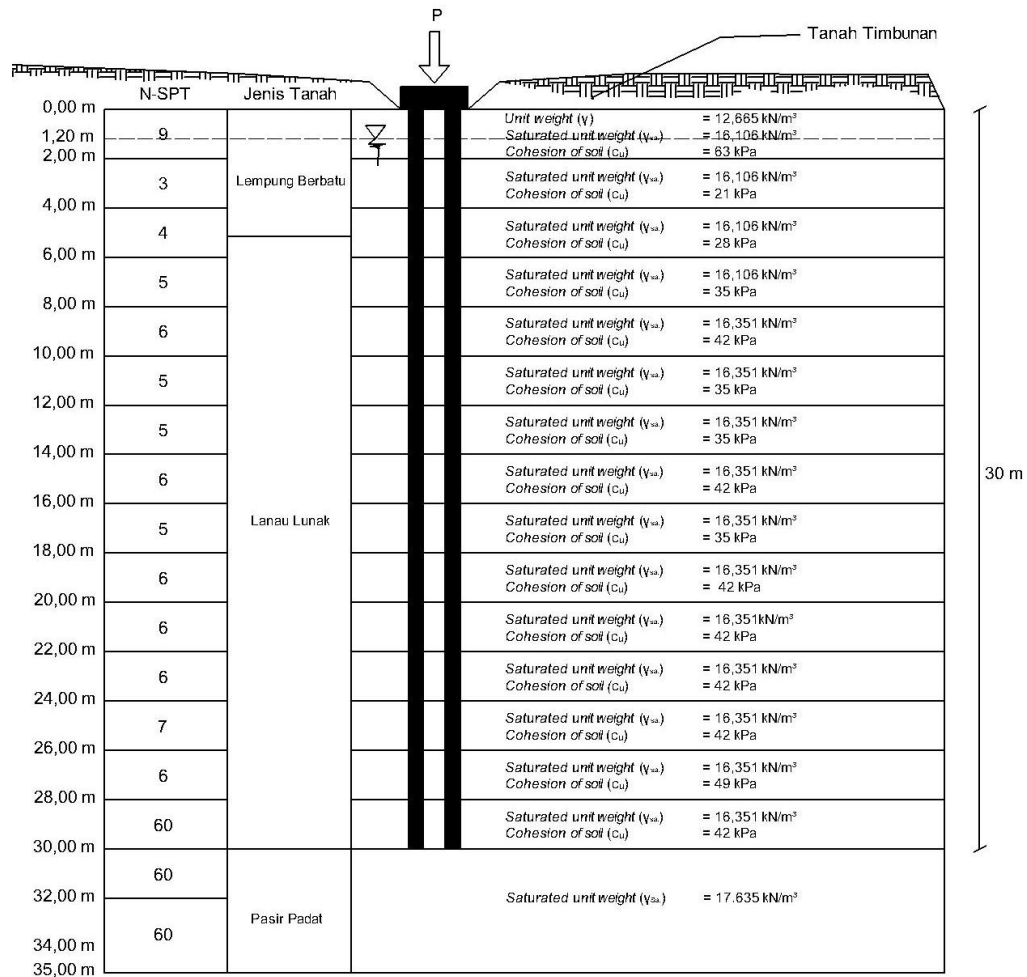
Beban aksial (P)	= 3475,41 kN
Gaya lateral (H)	= 177,59 kN
Momen arah x (Mx)	= 407,53 kNm
Momen arah y (My)	= 162,76 kNm

2. *Frame 259*

Beban aksial (P)	= 4995,86 kN
Gaya lateral (H)	= 175,96 kN
Momen arah x (Mx)	= 514,13 kNm
Momen arah y (My)	= 186,56 kNm

5.4 Data Penyelidikan Tanah

Perhitungan daya dukung pondasi ini didasarkan pada data uji laboratorium dan N-SPT. Data tersebut digunakan untuk mengetahui karakteristik setiap lapisan tanah, sehingga dapat dilakukan perhitungan terhadap kapasitas daya dukung fondasi tiang bor dan tiang pancang. Berdasarkan hasil penyelidikan tanah di lokasi proyek, secara geologis area tersebut didominasi oleh tanah lanau. Proses penyelidikan dilakukan melalui pengujian lapangan menggunakan metode Standard Penetration Test (SPT) serta pengujian sampel tanah di laboratorium. Desain fondasi yang dihasilkan dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut.



Gambar 5.8 Pemodelan Beban pada Fondasi Tiang Bor

5.5 Kapasitas Dukung Tunggal Tiang

5.5.1 Perhitungan Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhoft (1976)

Pada perencanaan dimensi 0,45 m, ujung tiang bored pile berada di kedalaman 30 m. NSPT yang digunakan dalam kapasitas dukung ujung tiang ini diambil nilai rata-rata 8D di atas dasar tiang dan 4D di bawah dasar tiang.

Tabel 5.15 Nilai N60' Rata-Rata

Kedalaman	N60' (koreksi)	N60 (rata-rata)
26,4	6	33
31,8	60	

1. Daya dukung ujung (Q_p)

$$\begin{aligned}
 f_p &= 0,4 \times N60' \times (L/D) \times \sigma_r \leq 3 \times N60' \times \sigma_r \\
 &= 0,4 \times 30,850 \times (30/0,45) \times 100 \leq 3 \times 30,850 \times 100 \\
 &= 88000 \text{ kN/m}^2 \leq 9900 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$f_p \text{ pakai} = 9900 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45^2 \\
 &= 0,159 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= A_p \times f_p \\
 &= 0,159 \times 9900 \\
 &= 1574,527 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Daya dukung selimut (Q_s)

Perhitungan daya dukung selimut tiang ini dihitung sampai pada kedalaman 30 m.

1) Lapisan 1 (kedalaman 0 – 2 m)

$$\text{Tinggi lapisan (t)} = 2 \text{ m}$$

$$N60 \text{ lapisan 1} = 9$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \pi \times D \times t \\
 &= \pi \times 0,45 \times 2 \\
 &= 2,827 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{1}{100} \times N60 \times \sigma_r \\
 &= \frac{1}{100} \times 9 \times 100 \\
 &= 9 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{s1} &= f_s \times A_s \\
 &= 9 \times 2,827
 \end{aligned}$$

$$= 25,447 \text{ kN}$$

Dengan cara perhitungan yang sama seperti di atas, maka perhitungan kapasitas dukung selimut per-lapisan dapat dilihat pada Tabel 5.16 di bawah ini.

Tabel 5.16 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Selimut Tiang Bor Metode Meyerhoft

Kedalaman (m)	N60	t (m)	As (m)	fs (kN/m ²)	Qs (kN)
2	9	2	2,827	9	25,447
4	3	2	2,827	3	8,482
6	4	2	2,827	4	11,310
8	5	2	2,827	5	14,137
10	6	2	2,827	6	16,965
12	5	2	2,827	5	14,137
14	5	2	2,827	5	14,137
16	6	2	2,827	6	15,636
18	5	2	2,827	5	14,137
20	6	2	2,827	6	16,965
22	6	2	2,827	6	16,965
24	6	2	2,827	6	16,965
26	7	2	2,827	7	19,792
28	6	2	2,827	6	16,965
30	60	2	2,827	60	169,646
ΣQ_s					391,684

3. Daya dukung ultimit (Q_u)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 1574,527 + 391,684 \\
 &= 1966,211 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 SF &= 2,5 \\
 (Q_{all}) &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{1966,211}{2,5} \\
 &= 786,485 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan perhitungan dan tahapan yang sama seperti di atas, hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas daya dukung metode Meyerhof dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut.

Tabel 5.17 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tunggal Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhof

Diameter (m)	0,45	0,5	0,6
Q_p (kN)	1574,527	1973,313	2799,159
Q_s (kN)	391,684	435,205	522,246
Q_u (kN)	1966,211	2408,518	3321,405
Q_{all} (kN)	786,485	963,407	1328,562

5.5.2 Perhitungan Fondasi Tiang Bor Metode Reese dan Wright (1977)

Pada perencanaan dimensi 0,45 m, ujung tiang bored pile berada di kedalaman 30 m dengan NSPT sebesar 60.

1. Daya dukung ujung (Q_p)

$$\begin{aligned}
 q_p &= 40 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Gambar 3.4)} \\
 &= 3922,660 \text{ kN/m}^2 \\
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45^2 \\
 &= 0,159 \text{ m}^2 \\
 Q_p &= q_p \times A_p \\
 &= 3922,660 \times 0,159 \\
 &= 623,872 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Daya dukung selimut (Q_s)

Perhitungan daya dukung selimut tiang ini dihitung sampai pada kedalaman 30 m.

1) Lapisan 1 (kedalaman 0 – 2 m)

$$\text{Tinggi lapisan (L)} = 2 \text{ m}$$

$$NSPT \text{ lapisan 1} = 9$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,45 \\ &= 1,414 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f &= \alpha \times c_u \\ &= 0,55 \times 63 \\ &= 34,650 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{s1} &= f \times L \times P \\ &= 34,650 \times 2 \times 1,414 \\ &= 97,971 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan cara perhitungan yang sama seperti di atas, maka perhitungan kapasitas dukung selimut per-lapisan dapat dilihat pada Tabel 5.18 di bawah ini.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Selimut Tiang Bor Metode Reese dan Wright

Kedalaman (m)	N60	P (m)	f (kN/m ²)	L (m)	Qs (kN)
2	9	1,414	34,650	2	97,971
4	3	1,414	11,550	2	32,657
6	4	1,414	15,400	2	43,542
8	5	1,414	19,250	2	54,428
10	6	1,414	23,100	2	65,314
12	5	1,414	19,250	2	54,428
14	5	1,414	19,250	2	54,428
16	6	1,414	23,100	2	65,314

**Lanjutan Tabel 5.18 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Selimut
Tiang Bor Metode Reese dan Wright**

Kedalaman (m)	N60	P (m)	f (kN/m ²)	L (m)	Qs (kN)
2	9	1,414	34,650	2	97,971
4	3	1,414	11,550	2	32,657
18	5	1,414	19,250	2	54,428
20	6	1,414	23,100	2	65,314
22	6	1,414	23,100	2	65,314
24	6	1,414	23,100	2	65,314
26	7	1,414	23,100	2	65,314
28	6	1,414	26,950	2	76,199
30	60	1,414	23,100	2	65,314
ΣQ_s					925,278

3. Daya dukung ultimit (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 623,872 + 925,278 \\ &= 1549,150 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} SF &= 2,5 \\ (Q_{all}) &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{1549,150}{2,5} \\ &= 619,660 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan perhitungan dan tahapan yang sama seperti di atas, hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas daya dukung metode Reese dan Wright dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut.

**Tabel 5. 19 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tunggal Fondasi
Tiang Bor Metode Reese dan Wright**

Diameter (m)	0,45	0,5	0,6
Q_p (kN)	623,872	770,212	1109,106
Q_s (kN)	925,278	1020,829	1233,703
Q_u (kN)	1549,150	1791,042	2342,809
Q_{all} (kN)	619,660	716,417	937,124

5.5.3 Perhitungan Fondasi Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1982)

Pada perencanaan dimensi 0,45 m, ujung tiang bored pile berada di kedalaman 30 m. NSPT yang digunakan dalam kapasitas dukung ujung tiang ini diambil nilai rata-rata 4D di atas dasar tiang dan 4D di bawah dasar tiang.

Tabel 5.20 Nilai N60' Rata-Rata

Kedalaman	N60' (koreksi)	N60 (rata-rata)
28,2	6	33
31,8	60	

1. Kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u)

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45 \\ &= 0,159 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$N_p = 30$$

$$K = 40 \text{ ton/m}^2 \text{ (Table 3.13 Pasir)}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \times D \times L_{\text{perlapisan}} \\ &= \pi \times 0,45 \times 2 \\ &= 2,827 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_s &= \frac{\text{total NSPT}}{\text{jumlah NSPT setiap lapisan}} \\ &= 9,27 \end{aligned}$$

$$Q_u = (A_p \times N_p \times K) + [A_s \times \left(\frac{N_s}{3} + 1\right)]$$

$$\begin{aligned}
 &= (0,159 \times 33 \times 40) + [2,827 \times (\frac{9,27}{3} + 1)] \\
 &= 209,94 \text{ ton} \\
 &= 2059,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p)

$$\begin{aligned}
 Q_p &= [\alpha \times (N_p \times K) \times A_p] \\
 &= [1 \times (33 \times 40) \times 0,159] \\
 &= 221,50 \text{ ton} \\
 &= 2172,90 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Kapasitas dukung selimut tiang (Q_s)

$$\begin{aligned}
 Q_{s1} &= [\beta \times (\frac{N_{s1}}{3} + 1) \times A_s] \\
 &= [1 \times (\frac{9}{3} + 1) \times 2,827] \\
 &= 11,310 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dengan cara perhitungan yang sama seperti di atas, maka perhitungan kapasitas dukung selimut per-lapisan dapat dilihat pada Tabel 5.21 di bawah ini.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Selimut Tiang Pancang Metode Luciano Decourt

Kedalaman (m)	N60	Ns	β	As (m)	Qs (kN)
2	9,00	9,00	1	2,827	25,447
4	3,00	6,00	1	2,827	8,482
6	4,00	5,33	1	2,827	11,310
8	5,00	5,25	1	2,827	14,137
10	6,00	5,40	1	2,827	16,965
12	5,00	5,33	1	2,827	14,137
14	5,00	5,29	1	2,827	14,137
16	6,00	5,38	1	2,827	15,636
18	5,00	5,33	1	2,827	14,137

**Lanjutan Tabel 5.21 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Selimut
Tiang Pancang Metode Luciano Decourt**

Kedalaman (m)	N60	Ns	β	As (m)	Qs (kN)
20	6,00	5,40	1	2,827	16,965
22	6,00	5,45	1	2,827	16,965
24	6,00	5,50	1	2,827	16,965
26	7,00	5,62	1	2,827	19,792
28	6,00	5,64	1	2,827	16,965
30	60,00	9,27	1	2,827	169,646
ΣQ_s (ton)					126,47
ΣQ_s (kN)					1240,68

4. Kapasitas dukung ijin tiang (Q_{all})

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{2172,90}{2,5} \\
 &= 869,16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan perhitungan dan tahapan yang sama seperti di atas, hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas daya dukung metode Luciano Decourt dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut.

**Tabel 5.22 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tunggal Fondasi
Tiang Pancang Metode Luciano Decourt**

Diameter (m)	0,45	0,5	0,6
Q_p (kN)	2059,481	2542,569	3661,300
Q_s (kN)	1240,683	1378,537	1654,244
Q_u (kN)	2172,895	2668,585	3812,519
Q_{all} (kN)	869,1581	1067,434	1525,007

5.5.4 Perhitungan Fondasi Tiang Pancang Metode Poulos dan Davis (1980)

Direncanakan fondasi tiang pancang menggunakan variasi diameter 0,45 m dengan kedalaman tiang berada 30 m di dalam tanah.

1. Menghitung daya dukung ujung tiang (Q_b)

$$\text{NSPT} = 60$$

$$\varphi' = 42,25^\circ \text{ (Gambar 3.6)}$$

$$\begin{aligned}\varphi &= \frac{1}{2} (\varphi' + 40) \\ &= \frac{1}{2} (42,25 + 40) \\ &= 41,13^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45^2 \\ &= 0,159 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$z_c/d = 20 \text{ (Gambar 3.7)}$$

$$\begin{aligned}z_c &= 20 \times d \\ &= 20 \times 0,45 \\ &= 9 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L/D &= \frac{30}{0,45} \\ &= 66,67 \text{ m}\end{aligned}$$

$$N_q = 140 \text{ (Gambar 3.8)}$$

$$p_b' = (h \times \gamma_b) + (z_c - h) \times \gamma'$$

$$\begin{aligned}\gamma' &= \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \text{ (Gambar 5.8)} \\ &= 16,351 - 9,81 \\ &= 6,541 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}p_b' &= (1,2 \times 12,665) + (9 - 1,2) \times 6,541 \\ &= 66,21 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_b &= A_b \times p_b' \times N_q \\ &= 0,159 \times 66,21 \times 140 \\ &= 1474,211 \text{ kN}\end{aligned}$$

2. Menghitung kapasitas dukung selimut tiang (Q_s)

$$Q_s = c_d \times A_s$$

$$c_d = 44,342 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tabel 3.14)}$$

$$A_s = 2,827$$

$$Q_{s1} = 44,342 \times 2,827$$

$$= 125,375 \text{ kN}$$

Rekapitulasi perhitungan Q_s selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.23 berikut.

Tabel 5.23 Rekapitulasi Perhitungan Nilai Q_s Metode Poulos dan Davis

L (m)	c_u (kPa)	c_d (kN/m ²)	Q_s (kN)
2	63,00	44,342	12,970
4	21,00	19,600	31,029
6	28,00	26,133	62,057
8	35,00	32,667	62,057
10	42,00	35,943	63,473
12	35,00	32,667	63,473
14	35,00	32,667	63,473
16	42,00	35,943	63,473
18	35,00	32,667	63,473
20	42,00	35,943	63,473
22	42,00	35,943	63,473
24	42,00	35,943	63,473
26	42,00	35,943	63,473
28	49,00	38,743	63,473
30	42,00	35,943	188,155
ΣQ_s			1445,053

3. Kapasitas dukung ultimate tiang (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= 1474,211 + 1445,053 \\ &= 2919,264 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Kapasitas dukung ijin tiang (Q_{all})

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{2919,264}{2,5} \\ &= 1167,706 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan perhitungan dan tahapan yang sama seperti di atas, hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas daya dukung metode Poulos dan Davis dapat dilihat pada Tabel 5.24 berikut.

**Tabel 5.24 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kapasitas Dukung Tunggal
Fondasi Tiang Pancang Metode Poulos dan Davis**

Diameter (m)	0,45	0,5	0,6
Q_p (kN)	1474,211	1755,014	2246,417
Q_s (kN)	1445,053	1456,345	1445,053
Q_u (kN)	2919,264	3211,358	3691,470
Q_{all} (kN)	1167,706	1284,543	1476,588

5.6 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Berdasarkan data pembebanan dan momen menggunakan bantuan software Etabs pada gedung Keuangan Negara Mamuju Provinsi Sulawesi Barat didapatkan besar beban aksial dan momen. Nilai tersebut digunakan untuk perhitungan kontrol tiang bor eksisting dan tiang pancang, masing-masing jenis tiang menggunakan metode yang berbeda-beda.

5.6.1 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor Metode Meyerhoft (1976)

1. Tiang diameter 0,45 m pada frame 259

a. Jumlah tiang

$$P = 4995,86 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 733,554 \text{ kN}$$

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

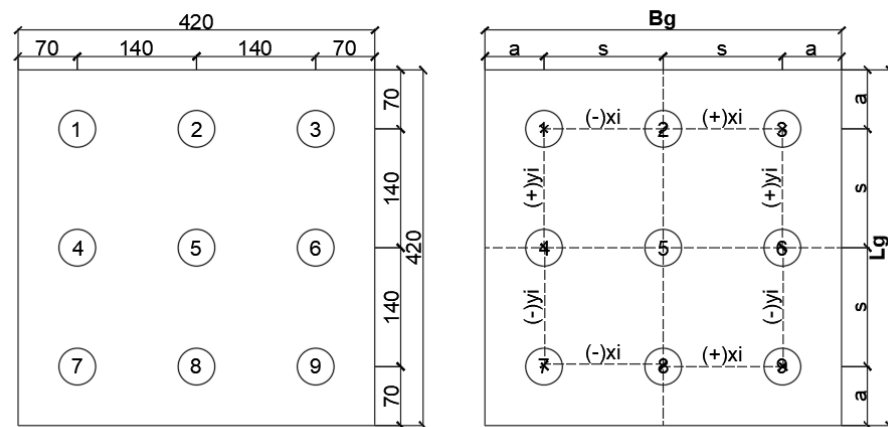
$$= \frac{4995,86}{786,485}$$

$$= 6,352$$

$$= 9 \text{ buah}$$

b. Susunan tiang

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah tiang 9 buah dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut.



Gambar 5.9 Susunan Tiang Metode Meyerhoff Diameter 0,45 m pada frame 259

Berdasarkan Gambar 5.9 diketahui

$$a = 0,7$$

$$s = 1,4$$

$$L_g = 4,2 \text{ m}$$

$$B_g = 3,8 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$m = 3$$

$$n = 3$$

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

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

$$= 17,819^\circ$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \text{rad } \theta \frac{(n-1)m+(m+1)n}{90mn} \\ &= 1 - 0,311 \frac{(3-1)3+(3+1)3}{90 \cdot 3 \cdot 3} \\ &= 0,995 \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned} Q_{all} &= 786,485 \text{ kN} \\ n &= 9 \\ Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 9 \times 786,485 \times 0,995 \\ &= 7045,748 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45^2 \\ &= 0,159 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{Q_p}{SF} \\ &= \frac{1574,527}{2,5} \\ &= 629,811 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\ &= \frac{735,972}{0,159} \\ &= 3702 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,45 \\ &= 1,414 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{Q_{stotal}}{SF} \\ &= \frac{391,684}{2,5} \\ &= 156,674 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\
 &= \frac{156,674}{1,414 \times 30} \\
 &= 3,694 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p \times \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\
 &= 4,2 \times 3,8 \times 3702 \times \Sigma[2 \times (4,2 \times 3,8) \times 30 \times 3,694] \\
 &= 67371,367 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &\geq Q_g \\
 67371,367 &\geq 7045,748 \quad (\text{OKE})
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar kN 7045,748 > beban aksial sebesar 4995,86 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

d. Analisis distribusi beban

$$\text{Beban aksial (P)} = 4995,86 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pilecap (W)} &= (B_g \times L_g \times t) \gamma \\
 &= (3,8 \times 4,2 \times 0,9) 2,4 \\
 &= 34,800 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang} &= (A_p \times \gamma \times n \times L) \\
 &= (0,159 \times 2,4 \times 9 \times 30) \\
 &= 103,060 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\
 &= 4995,86 + 34,800 + 103,060 \\
 &= 5133,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$M_x = 514,13 \text{ kNm (Etabs)}$$

$$M_y = 186,56 \text{ kNm (Etabs)}$$

$$P_i = \frac{\Sigma p}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\Sigma y^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\Sigma x^2}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{5133,72}{9} + \frac{514,13 \times 1,4}{11,76} + \frac{186,56 \times 1,4}{11,76} \\
 &= 653,829 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\min} &= \frac{5133,72}{9} + \frac{514,13 \times (-1,4)}{11,76} + \frac{186,56 \times (-1,4)}{11,76} \\
 &= 486,998 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

**Tabel 5.25 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor Diameter
0,45 m Metode Meyerhoft Frame 259**

No.	xi	yi	xi ²	yi ²	Pi (kN)	Qall (kN)	Pi < Qall
1	-1,4	1,4	1,96	1,96	609,410	786,485	Aman
2	0	1,4	0	1,96	631,619	786,485	Aman
3	1,4	1,4	1,96	1,96	653,829	786,485	Aman
4	-1,4	0	1,96	0	548,204	786,485	Aman
5	0	0	0	0	570,413	786,485	Aman
6	1,4	0	1,96	0	592,623	786,485	Aman
7	-1,4	-1,4	1,96	1,96	486,998	786,485	Aman
8	0	-1,4	0	1,96	509,207	786,485	Aman
9	1,4	-1,4	1,96	1,96	531,417	786,485	Aman
Total			11,76	11,76	5133,72		

e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 653,829 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

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

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

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

$$= \frac{653,829}{0,159}$$

$$= 4111,016 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{izin} = K-250 \text{ (f'c 25 Mpa)}$$

$$= 250 \times 1000 \times 0,083 \text{ (faktor konversi)}$$

$$= 20750 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 4111,016 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{izin} = 20750 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}$$

Tabel 5.26 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor Metode Meyerhof

Frame	259			174		
Diameter (m)	0,45	0,5	0,6	0,45	0,5	0,6
P (kN)	4995,86	4995,86	4995,86	3475,41	3475,41	3475,41
n (tiang)	9	8	6	6	6	5
Eg	0,99	0,99	0,99	0,996	0,996	0,996
Qg (kN)	7045,74	7670,51	7938,124	4699,883	5756,333	6615,104
Qug (kN)	67371,36	82143,75	81291,237	49176,180	60485,900	78967,242
Pt (kN)	5133,72	5150,78	5159,996	3569,518	3591,035	3617,988
σ (kN/m ²)	4111,01	3755,55	3470,001	4533,455	3509,394	2658,809
σ_{izin} (kN/m ²)	20750	20750	20750	20750	20750	20750
Cek ($\sigma < \sigma_{izin}$)	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

5.6.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor Metode Reese dan Wright (1977)

1. Tiang diameter 0,45 m pada frame 259

a. Jumlah tiang

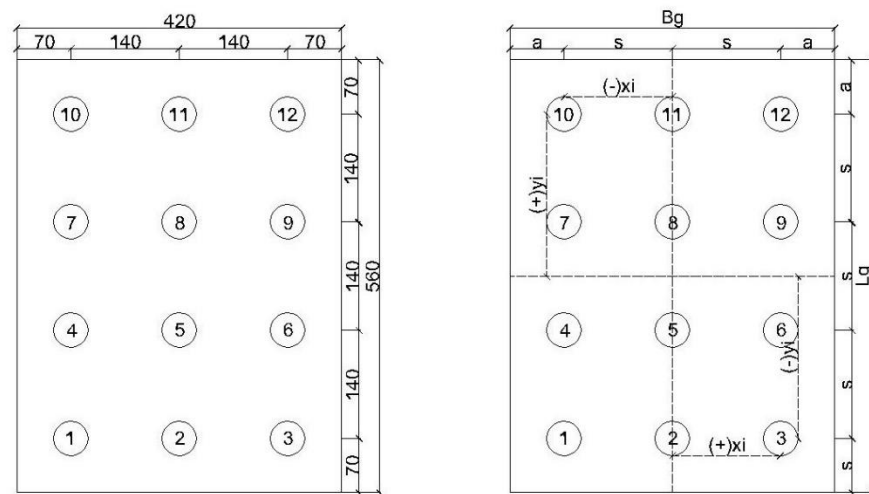
$$P = 4995,86 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 619,660 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{4995,86}{619,660} \\
 &= 8,062 \\
 &= 12 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

b. Susunan tiang

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah tiang 12 buah dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut.



Gambar 5.10 Susunan Tiang Metode Reese dan Wright Diameter 0,45 m pada frame 259

Berdasarkan Gambar 5.10 diketahui

$$a = 0,7$$

$$s = 1,4$$

$$B_g = 4,2 \text{ m}$$

$$L_g = 5,6 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$m = 3$$

$$n = 4$$

$$\begin{aligned} \theta &= \arctan \frac{D}{s} \\ &= \arctan \frac{0,45}{1,4} \\ &= 17,819^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \text{rad } \theta \frac{(n-1)m + (m+1)n}{90mn} \\ &= 1 - 0,311 \frac{(4-1)3 + (3+1)4}{90 \cdot 3 \cdot 4} \\ &= 0,995 \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 619,660 \text{ kN}$$

$$n = 12$$

$$\begin{aligned}
 Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\
 &= 12 \times 619,660 \times 0,995 \\
 &= 7399,517 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45^2 \\
 &= 0,159 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= \frac{Q_p}{SF} \\
 &= \frac{623,872}{2,5} \\
 &= 249,549 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\
 &= \frac{249,549}{0,159} \\
 &= 1569 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,45 \\
 &= 1,414 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= \frac{Q_{total}}{SF} \\
 &= \frac{925,278}{2,5} \\
 &= 370,111 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\
 &= \frac{370,111}{1,414 \times 30} \\
 &= 8,727 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p \times \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\
 &= 5,6 \times 4,2 \times 1569 \times \Sigma[2 \times (5,2 \times 4,2) \times 30 \times 8,727] \\
 &= 49219,457 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Q_{ug} \geq Q_g$$

$$49219,457 \geq 7399,517 \text{ (OKE)}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 7399,517 kN > beban aksial sebesar 4995,86 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

d. Analisis distribusi beban

$$\text{Beban aksial (P)} = 4995,86 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pilecap (W)} &= (Bg \times Lg \times t)\gamma \\ &= (4,2 \times 5,6 \times 0,9)2,4 \\ &= 50,803 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= (Ap \times \gamma \times n \times L) \\ &= (0,159 \times 2,4 \times 12 \times 30) \\ &= 137,413 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 4995,86 + 50,803 + 137,413 \\ &= 5184,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Mx} = 514,13 \text{ kNm (Etabs)}$$

$$\text{My} = 186,56 \text{ kNm (Etabs)}$$

$$P_i = \frac{\Sigma p}{n} + \frac{Mx.y_i}{\Sigma y^2} + \frac{My.x_i}{\Sigma x^2}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{5184,08}{12} + \frac{514,13 \times 2,1}{29,4} + \frac{186,56 \times 1,4}{15,68} \\ &= 485,387 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\min} &= \frac{5184,08}{12} + \frac{514,13 \times (-2,1)}{29,4} + \frac{186,56 \times (-1,4)}{15,68} \\ &= 378,626 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.27 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor Diameter 0,45 m Metode Reese dan Wright Frame 259

No.	xi	yi	xi ²	yi ²	Pi (kN)	Qall (kN)	Pi < Qall
1	-1,4	-2,1	1,96	4,41	378,626	619,660	Aman
2	0	-2,1	0	4,41	395,283	619,660	Aman
3	1,4	-2,1	1,96	4,41	411,940	619,660	Aman
4	-1,4	-0,7	1,96	0,49	403,108	619,660	Aman
5	0	-0,7	0	0,49	419,765	619,660	Aman
6	1,4	-0,7	1,96	0,49	436,422	619,660	Aman
7	-1,4	0,7	1,96	0,49	427,590	619,660	Aman
8	0	0,7	0	0,49	444,248	619,660	Aman
9	1,4	0,7	1,96	0,49	460,905	619,660	Aman
10	-1,4	2,1	1,96	4,41	452,073	619,660	Aman
11	0	2,1	0	4,41	468,730	619,660	Aman
12	1,4	2,1	1,96	4,41	485,387	619,660	Aman
Total			15,68	29,4	5156,77		

e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 485,387 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} x \pi x D^2 \\ &= \frac{1}{4} x \pi x 0,45^2 \\ &= 0,159 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{485,387}{0,159} \\ &= 2842,454 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ijin} &= \text{K-250 (f'c 25 Mpa)} \\ &= 250 x 1000 x 0,083 \text{ (faktor konversi)} \\ &= 20750 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma = 2842,454 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{ijin} = 20750 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Aman})$$

Tabel 5. 28 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor Metode Reese dan Wright

Frame	259			174		
Diameter (m)	0,45	0,5	0,6	0,45	0,5	0,6
P (kN)	4995,86	4995,86	4995,86	3475,41	3475,41	3475,41
n (tiang)	12	9	6	8	7	5
Eg	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
Qg (kN)	7399,517	6417,015	5599,291	4934,439	4994,000	4668,868
Qug (kN)	49219,457	44202,563	40681,388	33398,917	27263,121	39518,368
Pt (kN)	5184,076	5168,800	5159,996	3601,492	3602,560	3617,988
σ (kN/m ²)	2842,454	3321,452	3470,001	3348,921	3112,343	2791,275
σ_{izin} (kN/m ²)	20750	20750	20750	20750	20750	20750
Cek ($\sigma < \sigma_{izin}$)	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

5.6.3 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang Metode Luciano Decourt (1982)

1. Tiang diameter 0,45 m pada frame 259

a. Jumlah tiang

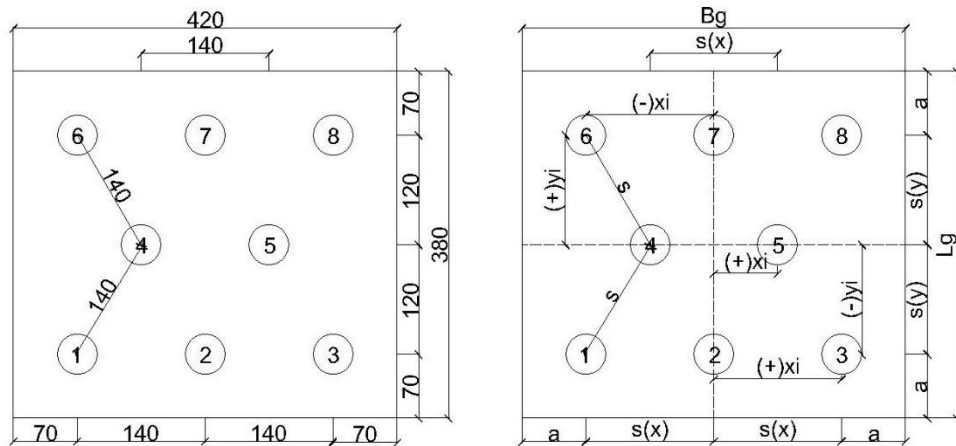
$$P = 4995,86 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 869,15 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{4995,86}{869,15} \\
 &= 5,748 \\
 &= 8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

b. Susunan tiang

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah tiang 8 buah dapat dilihat pada Gambar 5.11 berikut.



Gambar 5.11 Susunan Tiang Metode Luciano Decourt Diameter 0,45 m pada frame 259

Berdasarkan Gambar 5.11 diketahui

$$a = 0,7$$

$$s = 1,4$$

$$Lg = 4,2 \text{ m}$$

$$Bg = 3,8 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$m = 3$$

$$n = 3$$

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

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

$$= 17,819^\circ$$

$$Eg = 1 - \text{rad } \theta \frac{(n-1)m + (m+1)n}{90.m.n}$$

$$= 1 - 0,311 \frac{(3-1)3 + (3+1)3}{90.3.3}$$

$$= 0,995$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 1053,608 \text{ kN}$$

$$n = 8$$

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

$$= 8 \times 1543,17 \times 0,995$$

$$= 12288,482 \text{ kN}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45^2 \\ &= 0,159 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{Q_p}{SF} \\ &= \frac{3744,51}{2,5} \\ &= 1497,805 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\ &= \frac{1497,805}{0,159} \\ &= 9418 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,45 \\ &= 1,414 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{Q_{stotal}}{SF} \\ &= \frac{1240,68}{2,5} \\ &= 496,273 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\ &= \frac{496,273}{1,414 \times 30} \\ &= 11,701 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p \times \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\ &= 4,2 \times 3,8 \times 9418 \times \Sigma[2 \times (4,2 \times 3,8) \times 30 \times 11,701] \\ &= 161510,140 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ug} &\geq Q_g \\ 86732,481 &\geq 12288,482 \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 12288,482 kN > beban aksial sebesar 4995,86 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

d. Analisis distribusi beban

$$\text{Beban aksial (P)} = 4995,86 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pilecap (W)} &= (Bg \times Lg \times t) \gamma \\ &= (3,8 \times 4,2 \times 0,9) 2,4 \\ &= 34,474 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= (Ap \times \gamma \times n \times L) \\ &= (0,159 \times 2,4 \times 8 \times 30) \\ &= 91,609 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 4995,86 + 34,474 + 91,609 \\ &= 5121,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_x = 514,13 \text{ kNm (Etabs)}$$

$$M_y = 186,56 \text{ kNm (Etabs)}$$

$$P_i = \frac{\Sigma p}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\Sigma y^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\Sigma x^2}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{5121,94}{8} + \frac{514,13 \times 1,2}{8,64} + \frac{186,56 \times 1,4}{8,82} \\ &= 741,262 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\min} &= \frac{5121,94}{8} + \frac{514,13 \times (-1,2)}{8,64} + \frac{186,56 \times (-1,4)}{8,82} \\ &= 539,223 \text{ kN} \end{aligned}$$

**Tabel 5.29 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Pancang
Diameter 0,45 Metode Luciano Decourt Frame 259**

No.	xi	yi	xi ²	yi ²	Pi (kN)	Qall (kN)	Pi < Qall
1	-1,4	-1,2	1,96	1,44	539,223	1543,17	Aman
2	0	-1,2	0	1,44	568,836	1543,17	Aman
3	1,4	-1,2	1,96	1,44	598,449	1543,17	Aman
4	-0,7	0	0,49	0	625,436	1543,17	Aman
5	0,7	0	0,49	0	655,049	1543,17	Aman
6	-1,4	1,2	1,96	1,44	682,037	1543,17	Aman
7	0	1,2	0	1,44	711,650	1543,17	Aman
8	1,4	1,2	1,96	1,44	741,262	1543,17	Aman
Total			8,82	8,64	5121,94		

e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 741,262 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \pi x D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi x 0,45^2 \\ &= 0,159 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{741,262}{0,159} \\ &= 4660,764 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{izin} &= K-500 (f'c \text{ 44 Mpa}) \\ &= 500 \times 1000 \times 0,083 \text{ (faktor konversi)} \\ &= 41500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma = 4660,764 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{ijin} = 41500 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Aman})$$

Tabel 5. 30 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang Metode Luciano De Court

Frame	259			174		
Diameter (m)	0,45	0,5	0,6	0,45	0,5	0,6
P (kN)	4995,86	4995,86	4995,86	3475,41	3475,41	3475,41
n (tiang)	8	7	6	6	6	5
Eg	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
Qg (kN)	12288,48	7440,87	9111,88	9221,69	6377,89	7593,23
Qug (kN)	161510,14	76762,888	114341,47	119007,47	83873,94	111072,62
Pt (kN)	5121,94	5123,01	5159,99	3569,51	3591,03	3617,98
σ (kN/m ²)	4660,76	4125,30	3378,35	4533,45	3509,39	2658,80
σ_{izin} (kN/m ²)	41500	41500	41500	41500	41500	41500
Cek ($\sigma < \sigma_{izin}$)	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

5.6.4 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang Metode Poulos & Davis (1980)

1. Tiang diameter 0,45 m pada frame 259

a. Jumlah tiang

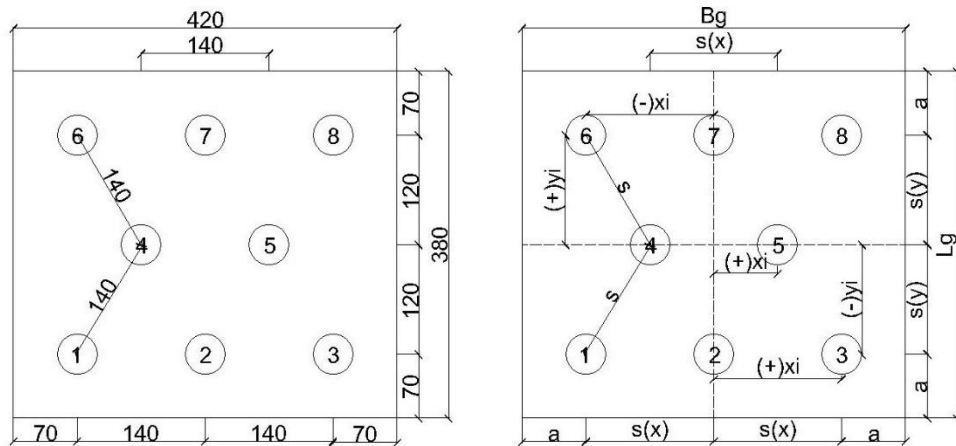
$$P = 4995,86 \text{ kN}$$

$$Q_{all} = 1167,706 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{4995,86}{1167,706} \\
 &= 4,278 \\
 &= 8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

b. Susunan tiang

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah tiang 8 buah dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut.



Gambar 5.12 Susunan Tiang Metode Poulos dan Davis Diameter 0,45 m pada frame 259

Berdasarkan Gambar 5.12 diketahui

$$a = 0,7$$

$$s = 1,4$$

$$L_g = 4,2 \text{ m}$$

$$B_g = 3,8 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$m = 3$$

$$n = 3$$

$$\begin{aligned} \theta &= \arctan \frac{D}{s} \\ &= \arctan \frac{0,45}{1,4} \\ &= 17,819^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \text{rad } \theta \frac{(n-1)m + (m+1)n}{90.m.n} \\ &= 1 - 0,311 \frac{(3-1)4 + (4+1)3}{90.4.3} \\ &= 0,995 \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 1167,706 \text{ kN}$$

$$n = 8$$

$$\begin{aligned}
 Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\
 &= 8 \times 1167,706 \times 0,995 \\
 &= 9298,606 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$\begin{aligned}
 A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,45^2 \\
 &= 0,159 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_b &= \frac{Q_b}{SF} \\
 &= \frac{1474,211}{2,5} \\
 &= 589,685 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_p &= \frac{Q_b}{A_b} \\
 &= \frac{589,685}{0,159} \\
 &= 9269 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,45 \\
 &= 1,414 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= \frac{Q_s}{SF} \\
 &= \frac{1445,053}{2,5} \\
 &= 578,021 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\
 &= \frac{578,021}{1,414 \times 30} \\
 &= 13,629 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p \times \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\
 &= 4,2 \times 3,8 \times 9269 \times \Sigma[2 \times (4,2 \times 3,8) \times 30 \times 13,629] \\
 &= 160988,336 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &\geq Q_g \\
 9298,606 &\geq 6923,188 \quad (\text{OKE})
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 9298,606 kN > beban aksial sebesar 4995,86 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

d. Analisis distribusi beban

$$\text{Beban aksial (P)} = 4995,86 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pilecap (W)} &= (B_g \times L_g \times t) \gamma \\
 &= (3,8 \times 4,2 \times 0,9) 2,4 \\
 &= 34,474 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang} &= (A_p \times \gamma \times n \times L) \\
 &= (0,159 \times 2,4 \times 8 \times 30) \\
 &= 91,609 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\
 &= 4995,86 + 34,474 + 91,609 \\
 &= 5121,94 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$M_x = 514,13 \text{ kNm (Etabs)}$$

$$M_y = 186,56 \text{ kNm (Etabs)}$$

$$P_i = \frac{\sum p}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{5121,94}{8} + \frac{514,13 \times 1,2}{8,64} + \frac{186,56 \times 1,4}{8,82} \\
 &= 741,262 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\min} &= \frac{5121,94}{8} + \frac{514,13 \times (-1,2)}{8,64} + \frac{186,56 \times (-1,4)}{8,82} \\
 &= 539,223 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 31 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Pancang Diameter 0,45 Metode Poulos dan Davis Frame 259

No.	xi	yi	xi ²	yi ²	Pi (kN)	Qall (kN)	Pi < Qall
1	-1,4	-1,2	1,96	1,44	539,223	1543,17	Aman
2	0	-1,2	0	1,44	568,836	1543,17	Aman
3	1,4	-1,2	1,96	1,44	598,449	1543,17	Aman
4	-0,7	0	0,49	0	625,436	1543,17	Aman
5	0,7	0	0,49	0	655,049	1543,17	Aman
6	-1,4	1,2	1,96	1,44	682,037	1543,17	Aman
7	0	1,2	0	1,44	711,650	1543,17	Aman
8	1,4	1,2	1,96	1,44	741,262	1543,17	Aman
Total			8,82	8,64	5121,94		

e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 741,262 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \pi x D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi x 0,45^2 \\ &= 0,159 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{741,262}{0,159} \\ &= 4660,764 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ijin} &= K-500 (f'c \text{ 44 Mpa}) \\ &= 500 \times 1000 \times 0,083 \text{ (faktor konversi)} \\ &= 41500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma = 4660,764 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{ijin} = 41500 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Aman})$$

Tabel 5. 32 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pancang Metode Paoulos dan Davis

Frame	259			174		
Diameter (m)	0,45	0,5	0,6	0,45	0,5	0,6
P (kN)	4995,86	4995,86	4995,86	3475,41	3475,41	3475,41
n (tiang)	8	7	6	7	6	5
Eg	0,99	0,99	0,99	0,996	0,996	0,99
Qg (kN)	9298,60	8954,30	8822,57	8140,98	7675,11	7352,14
Qug (kN)	160988,33	126332,65	166374,82	162513,48	138035,67	161618,41
Pt (kN)	5121,94	5123,01	5037,85	3590,36	3591,03	3617,98
σ (kN/m ²)	4660,76	851,45	3398,00	3880,63	3647,54	2658,80
σ_{izin} (kN/m ²)	41500	41500	41500	41500	41500	41500
Cek ($\sigma < \sigma_{izin}$)	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

5.7 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal dan Kelompok

Penurunan pondasi terjadi karena adanya beban di atas pondasi. Pada tahap perhitungan penurunan tiang tunggal dan kelompok fondasi tiang bor dan pancang, diambil contoh pada metode Luciano Decourt untuk tiang pancang dengan diameter 0,45 karena memiliki nilai penurunan fondasi yang paling besar diantara yang lain sebagai berikut.

1. Penurunan fondasi tiang pancang pada Metode Luciano Decourt dengan diameter 0,45 m frame 259.

$$\begin{aligned}
 Se_1 &= \frac{(Q_{wp} + \xi \times Q_{ws})L}{A_p \times E_p} \\
 &= \frac{(2059,481 + 0,5 \times 1240,683)30}{0,159 \times 23500000} \\
 &= 0,0162 \text{ m} \\
 Se_2 &= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times q_p} \\
 &= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times (90 \times C_u)} \\
 &= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times (90 \times (\frac{2}{3} \times N_{spt} \times 39,5))} \\
 &= \frac{0,05 \times 2059,481}{0,45 \times (90 \times (\frac{2}{3} \times 60 \times 39,5))} \\
 &= 0,0010 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
I_{ws} &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \\
&= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{30}{0,45}} \\
&= 4,858 \\
Se_3 &= \left(\frac{Q_{ws}}{P \times L} \right) \times \frac{D}{E_s} \times (1 - \mu^2) \times I_{ws} \\
&= \left(\frac{1240,683}{1,414 \times 30} \right) \times \frac{0,45}{100000} \times (1 - 0,4^2) \times 4,858 \\
&= 0,00054 \text{ m} \\
Se &= Se_1 + Se_2 + Se_3 \\
&= 0,0162 + 0,0010 + 0,00054 \\
&= 0,0188 \text{ m} \\
Cek &= Se < Se \text{ izin} = 10\% \times D \\
&= 0,0188 \text{ m} < 0,045 \text{ m} \quad \text{Aman} \\
Sg &= Se \times \sqrt{\frac{Bg}{D}} \\
&= 0,0188 \times \sqrt{\frac{3,8}{0,45}} \\
&= 0,0547 \text{ m}
\end{aligned}$$

Cek metode Vesic 1977

$$\begin{aligned}
Sg &< Sg \text{ izin} = L/250 \\
0,0547 \text{ m} &< 0,12 \text{ m} \quad \text{Aman}
\end{aligned}$$

Cek SNI 8460:2017

$$\begin{aligned}
Sg &< \frac{0,15 + Bg}{600} \\
0,0547 \text{ m} &< 0,1570 \text{ m} \quad \text{Aman}
\end{aligned}$$

Dengan perhitungan dan tahapan yang sama seperti di atas, hasil rekapitulasi perhitungan penurunan fondasi tiang tunggal dan kelompok pada metode Meyerhoff, Reese dan Wright, Luciano Decourt, dan Poulos dan Davis dapat dilihat pada Tabel 5.33, Tabel 5.34, Tabel 5.35, dan Tabel 5.36 berikut.

5.8 Analisis Fondasi dengan Program Plaxis 2D

5.8.1 Input Data Tanah

Dalam analisis penurunan menggunakan program Plaxis 2D, diperlukan beberapa parameter tanah sebagai input utama dalam pemodelan numerik untuk merepresentasikan kondisi mekanik dan perilaku tanah di lapangan. Ketepatan dalam menentukan parameter tanah sangat berpengaruh terhadap keakuratan hasil analisis penurunan yang diperoleh. Pada penelitian ini, model tanah Mohr–Coulomb digunakan sebagai pendekatan pemodelan karena parameter tanah yang tersedia dari data SPT, sehingga model tersebut dianggap sebagai model yang sederhana, representatif, dan konservatif untuk analisis awal penurunan fondasi.

Parameter tanah yang digunakan dalam analisis ini diperoleh dari data hasil laboratorium yang dilakukan oleh Laboratorium Pengujian Tanah jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Ujung Pandang. Berikut parameter tanah yang digunakan sebagai input material tanah dan struktur fondasi pada perangkat lunak Plaxis 2D disajikan pada Tabel 5.37.

Tabel 5.37 Data Parameter Tanah

L (m)	Lapisan	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E' (kN/m ³)	V'(nu)	Cu (kN/m ²)	ϕ' (°)
2	1	12,655	16,106	4000	0,30	63	32,1
4	2	12,655	16,106	4000	0,30	21	31
6	3	12,655	16,106	4000	0,30	28	31
8	4	12,655	16,106	4000	0,30	35	31
10	5	12,655	16,351	4000	0,30	42	31
12	6	12,655	16,351	4000	0,30	35	31
14	7	12,655	16,351	4000	0,30	35	31
16	8	12,655	16,351	4000	0,30	42	31
18	9	12,655	16,351	4000	0,30	35	31
20	10	12,655	16,351	4000	0,30	42	31
22	11	12,655	16,351	4000	0,30	42	31
24	12	12,655	16,351	4000	0,30	42	31
26	13	12,655	16,351	4000	0,30	42	31
28	14	12,655	16,351	4000	0,30	49	31
30	15	12,655	16,351	10000	0,30	42	31
36	18	12,655	17,635	10000	0,30	0	41,69

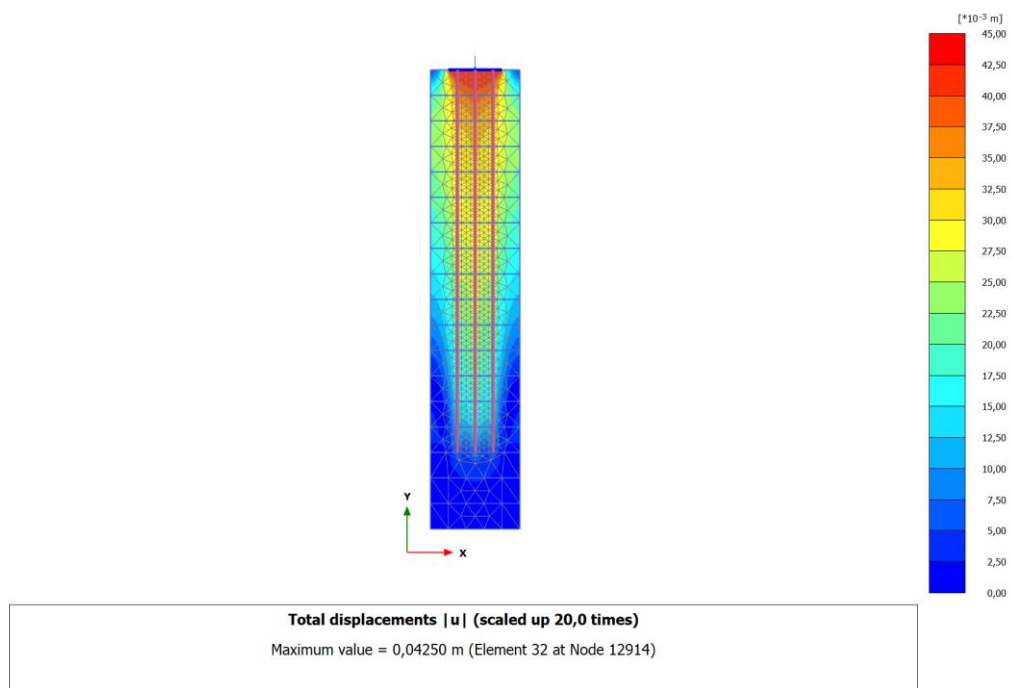
Lanjutan Tabel 5.37 Data Parameter Tanah

L (m)	Lapisan	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	E' (kN/m ³)	V'(nu)	Cu (kN/m ²)	ϕ' (°)
32	16	12,655	17,635	10000	0,30	0	41,69
34	17	12,655	17,635	10000	0,30	0	41,69
36	18	12,655	17,635	10000	0,30	0	41,69

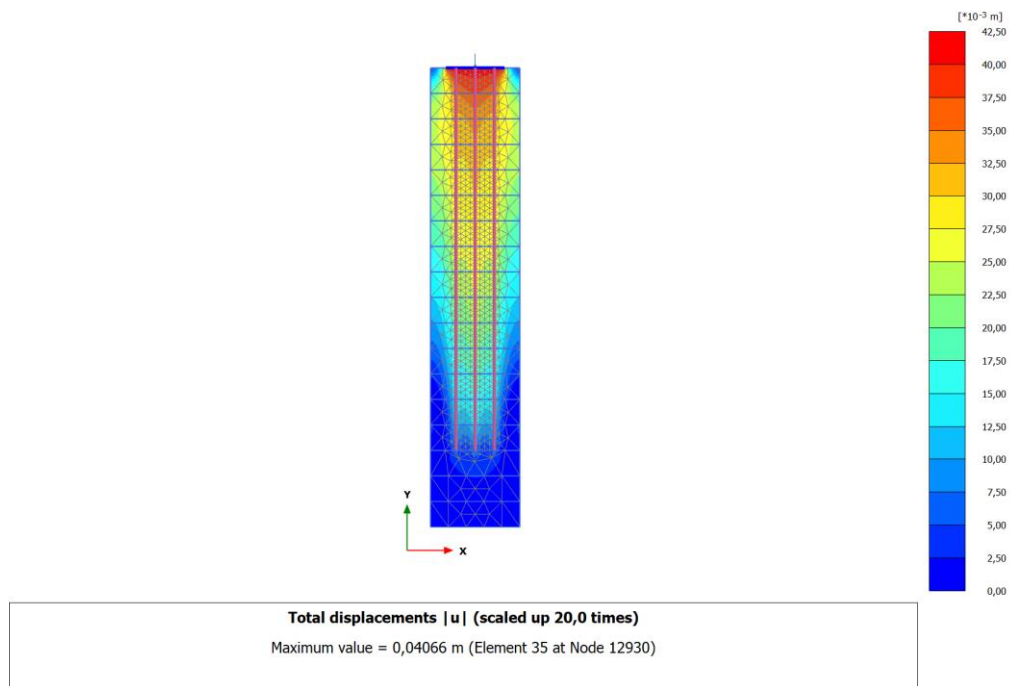
5.8.2 Output Penurunan Tiang

Output penurunan menggambarkan perubahan elevasi atau pergerakan tanah sepanjang struktur atau pada area tertentu. Informasi ini digunakan untuk mengevaluasi deformasi tanah yang terjadi akibat beban struktural maupun pengaruh lingkungan. Hasil analisis penurunan umumnya disajikan dalam bentuk grafik atau data numerik, sedangkan kurva penurunan ditunjukkan pada gambar berikut.

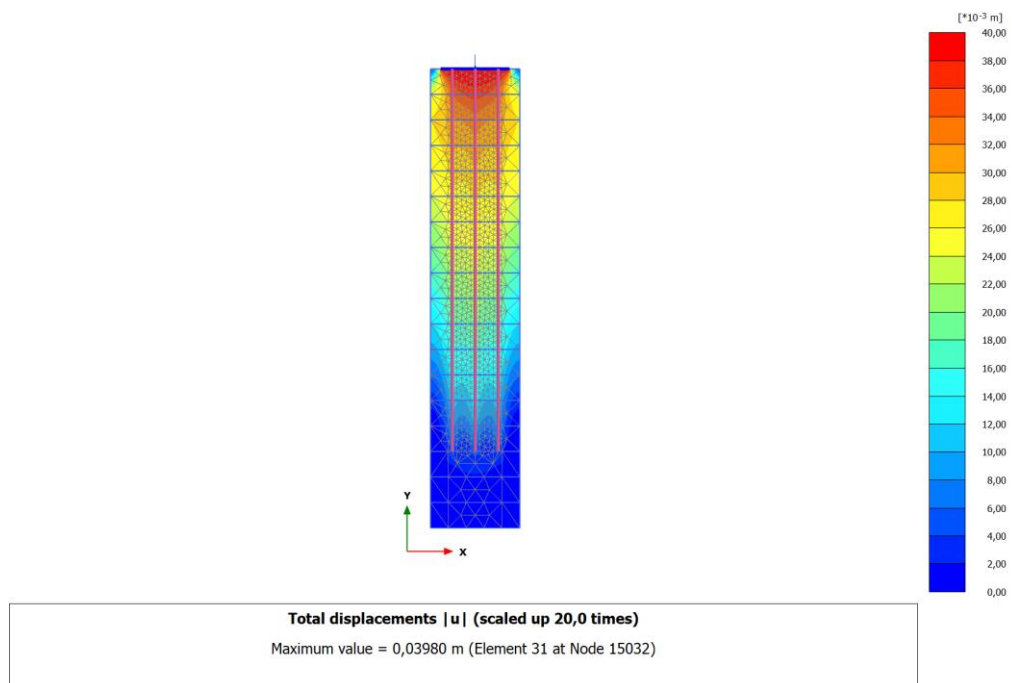
1. Tiang bor metode Meyerhoff Frame 259



Gambar 5.13 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,45 m

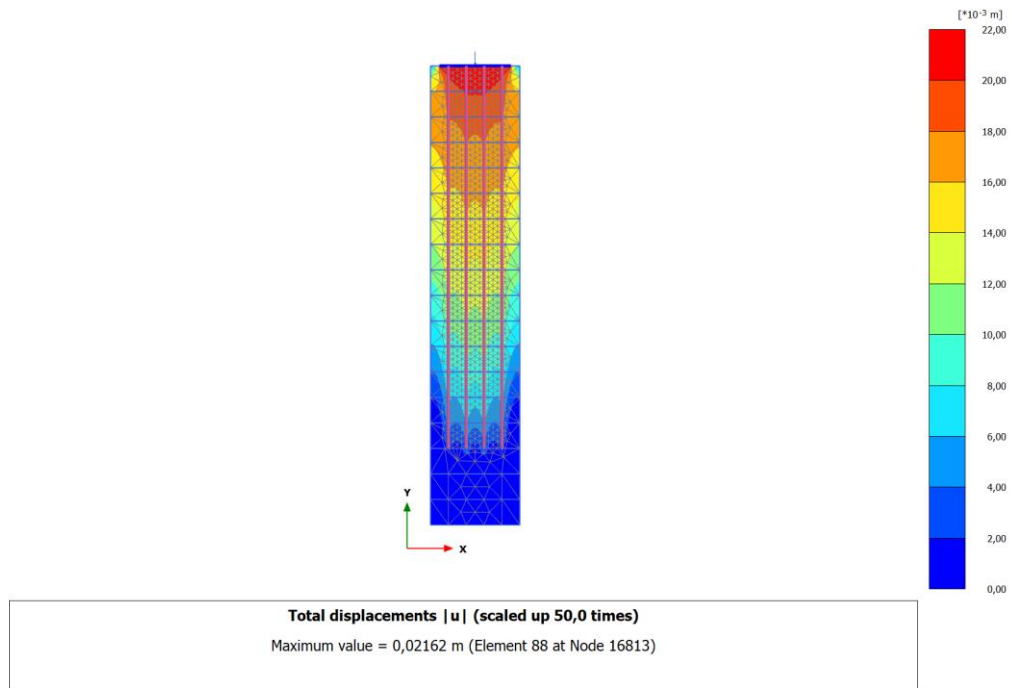


Gambar 5.14 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,5 m

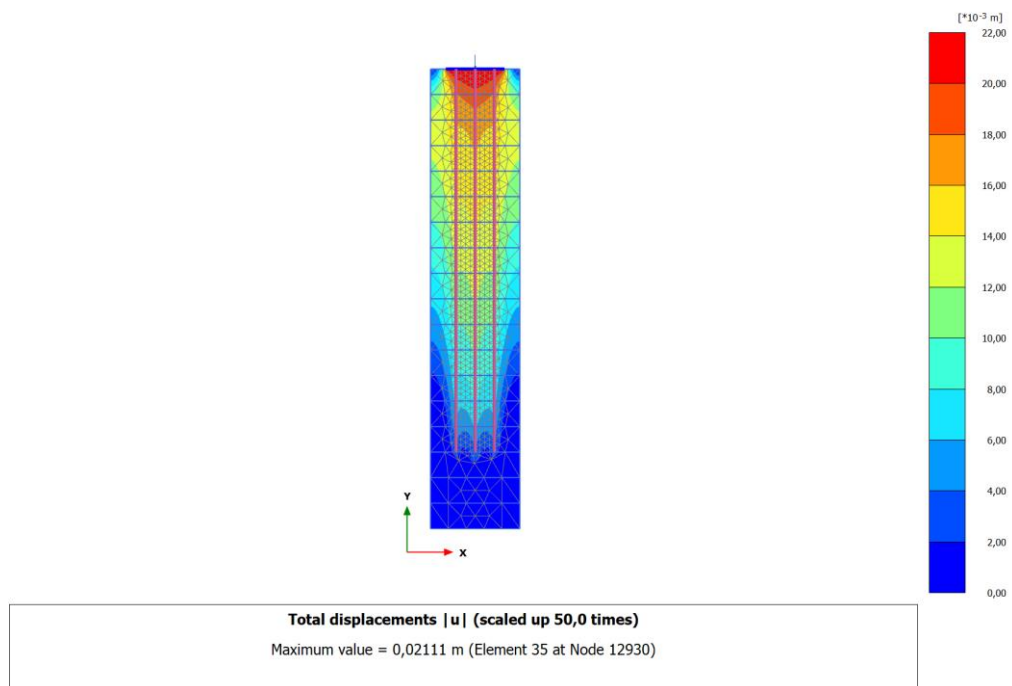


Gambar 5.15 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,6 m

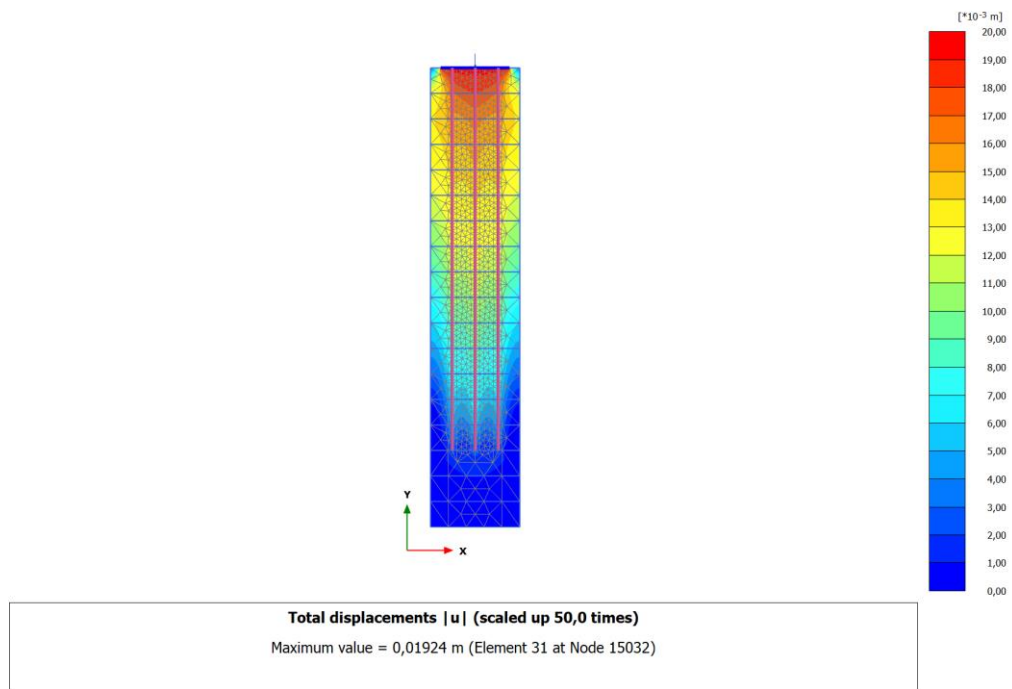
2. Tiang bor metode Reese dan Wright Frame 259



Gambar 5.16 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,45 m

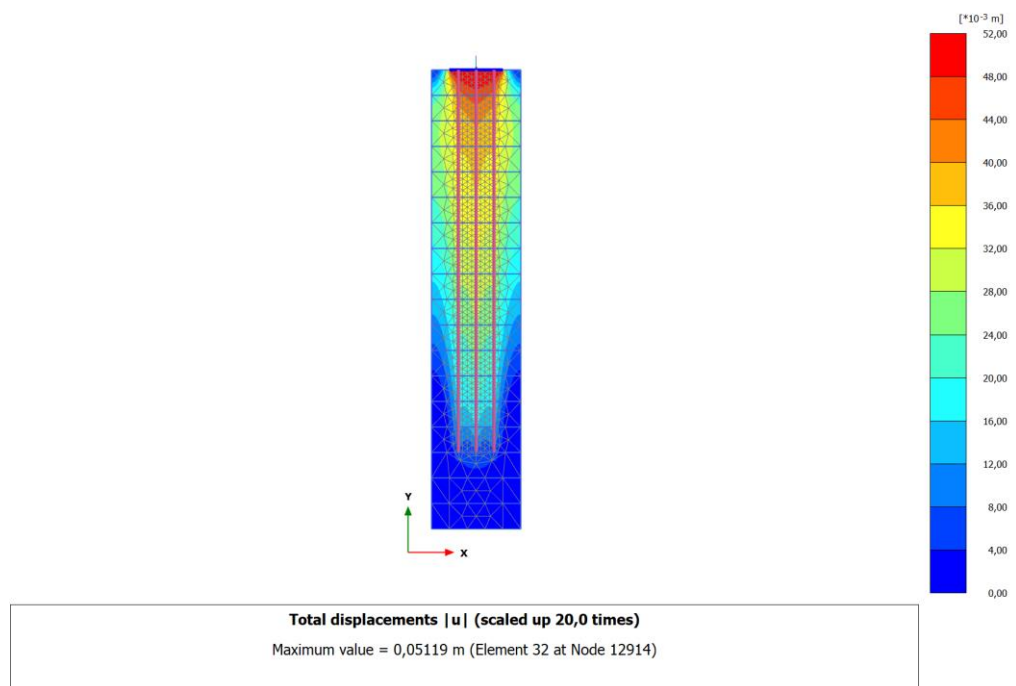


Gambar 5.17 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,5 m

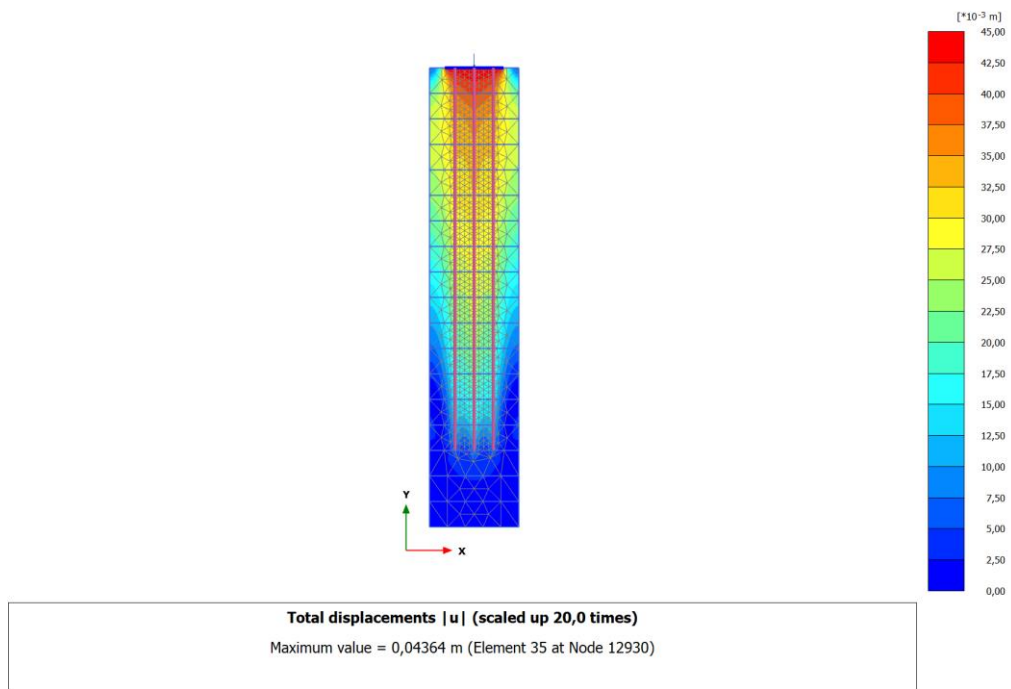


Gambar 5.18 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,6 m

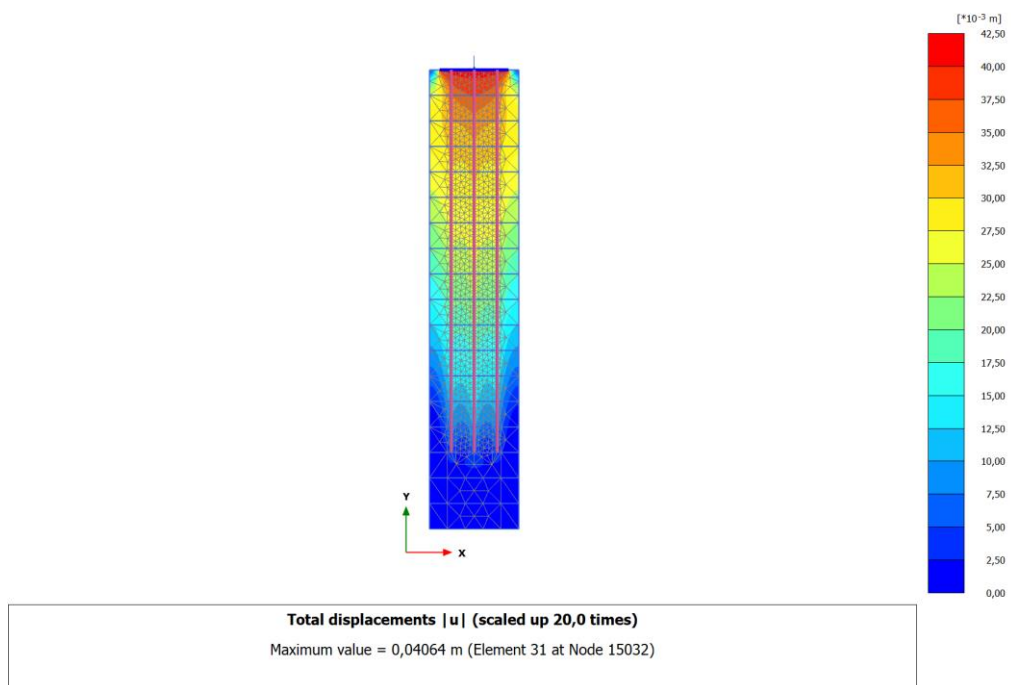
3. Tiang pancang metode Luciano Decourt diameter Frame 259



Gambar 5.19 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,45 m

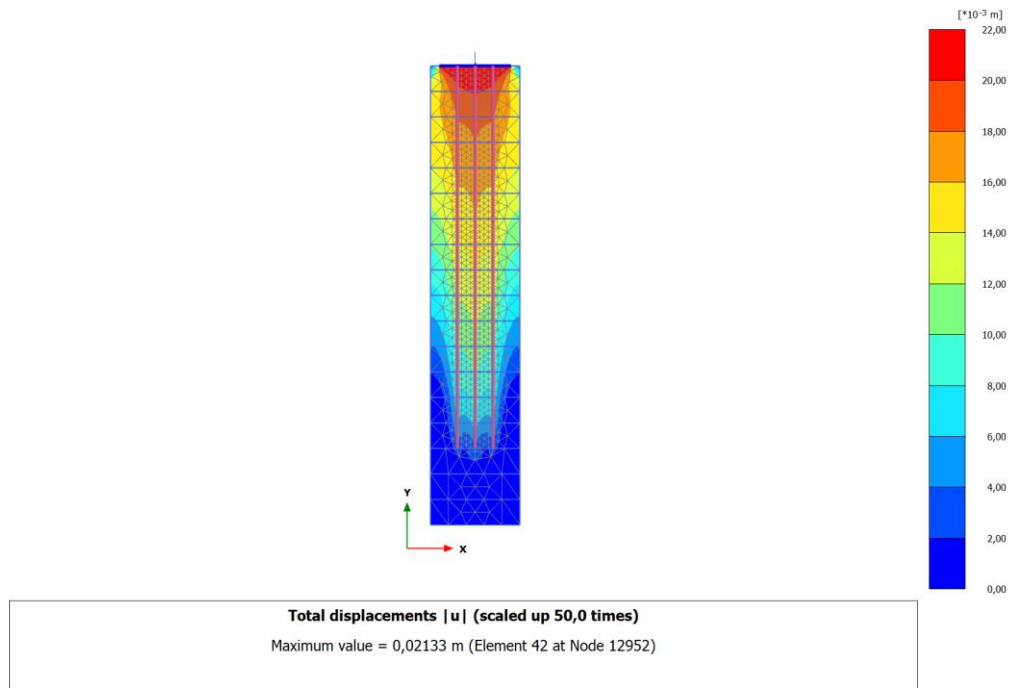


Gambar 5.20 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,5 m

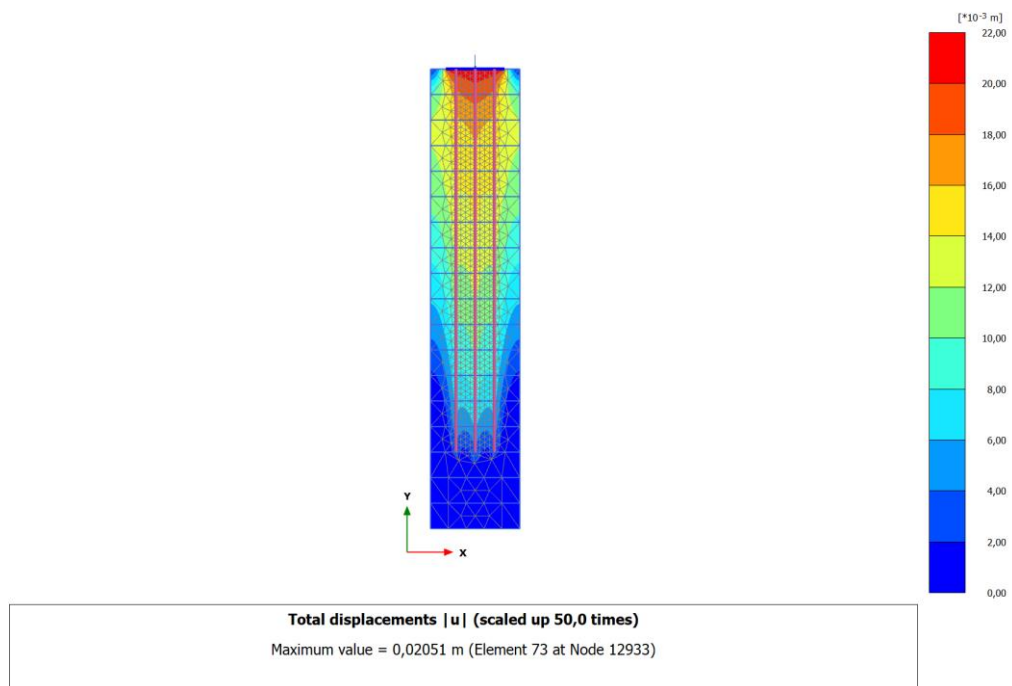


Gambar 5.21 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,6 m

4. Tiang pancang metode Poulos dan Davis Frame 259



Gambar 5.22 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,45 m



Gambar 5.23 Hasil Plaxis 2D Diameter 0,5 m

Tabel 5.39 Rekapitulasi Angka Penurunan Hasil Kalkulasi Plaxis 2D pada Tiang Pancang

Metode	Luciano De Court			Poulos & Davis		
	0,45	0,5	0,6	0,45	0,5	0,6
Diameter (m)	0,45	0,5	0,6	0,45	0,5	0,6
Penurunan (m)	0,05119	0,04364	0,04064	0,02133	0,02051	0,01910
SNI 8460:2017	0,156	0,155	0,156	0,157	0,155	0,156
$S_g < 15 \text{ cm} + \frac{b}{600}$	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

5.9 Pembahasan

Perancangan gedung tidak terlepas dari perencanaan pondasi sebagai elemen yang menyalurkan beban struktur ke tanah yang memiliki daya dukung memadai, sehingga mampu menahan beban tanpa menimbulkan kerusakan atau penurunan melebihi batas yang diizinkan selama umur layan bangunan.

Pada bangunan eksisting Gedung Keuangan Negara Mamuju, Provinsi Sulawesi Barat, dilakukan penyelidikan tanah guna mengetahui sifat fisik tanah sebagai dasar dalam perencanaan pondasi, sehingga diperoleh nilai daya dukung pondasi yang lebih akurat. Penyelidikan tanah tersebut dilaksanakan menggunakan metode Standard Penetration Test (SPT) dengan bor mesin pada tiga titik pengujian, dengan interval kedalaman setiap 2 meter.

Pembebanan merupakan aspek yang sangat penting dalam perencanaan struktur pondasi suatu bangunan. Perhitungan kapasitas dukung tiang dilakukan dengan mempertimbangkan data hasil penyelidikan tanah, beban aksial yang bekerja, dimensi tiang, jarak antar tiang, kedalaman pondasi, serta data pendukung lainnya seperti mutu beton. Analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor dan tiang pancang pada penelitian ini dilakukan menggunakan metode teoritis.

5.9.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal

Analisis kapasitas dukung tiang tunggal fondasi pada penelitian ini dilakukan dengan membandingkan hasil perhitungan dari beberapa metode yang umum digunakan dalam analisis fondasi tiang. Metode yang digunakan terdiri dari empat metode perhitungan, yaitu metode Meyerhof dan Reese & Wright untuk analisis

kapasitas dukung tiang tunggal pada fondasi tiang bor sebagai fondasi eksisting, serta metode Luciano Decourt dan Poulos & Davis untuk analisis kapasitas dukung tiang tunggal pada fondasi tiang pancang sebagai fondasi alternatif. Penggunaan beberapa metode tersebut bertujuan untuk memperoleh gambaran yang lebih komprehensif mengenai perbedaan nilai kapasitas dukung tiang tunggal fondasi yang dihasilkan oleh masing-masing metode perhitungan. Analisis dilakukan dengan mengacu pada kondisi fondasi eksisting dengan kedalaman tiang sebesar 30 m dan diameter tiang 0,6 m. Selain itu, dilakukan variasi dimensi diameter tiang yaitu 0,5 m dan 0,45 m untuk mengevaluasi pengaruh perubahan ukuran tiang terhadap nilai kapasitas dukung tiang tunggal fondasi yang diperoleh. Melalui pendekatan ini, dapat diketahui bagaimana perbedaan metode perhitungan serta variasi dimensi tiang mempengaruhi kapasitas dukung tiang tunggal pada fondasi yang dianalisis. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung fondasi tiang tunggal dapat dilihat pada Tabel 5.41, 5.42, 5.43, dan Tabel 5.44 sebagai berikut.

Tabel 5.40 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal Metode Meyerhof

Diameter (m)	0,45	0,5	0,6
Q_p (kN)	1574,527	1973,313	2841,571
Q_s (kN)	391,684	435,205	522,246
Q_u (kN)	1966,211	2408,518	3363,816
Q_{all} (kN)	786,485	963,407	1345,527

Tabel 5.41 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal Metode Reese dan Wright

Diameter (m)	0,45	0,5	0,6
Q_p (kN)	623,872	770,212	1109,106
Q_s (kN)	925,278	1020,829	1233,703
Q_u (kN)	1549,150	1791,042	2342,809
Q_{all} (kN)	619,660	716,417	937,124

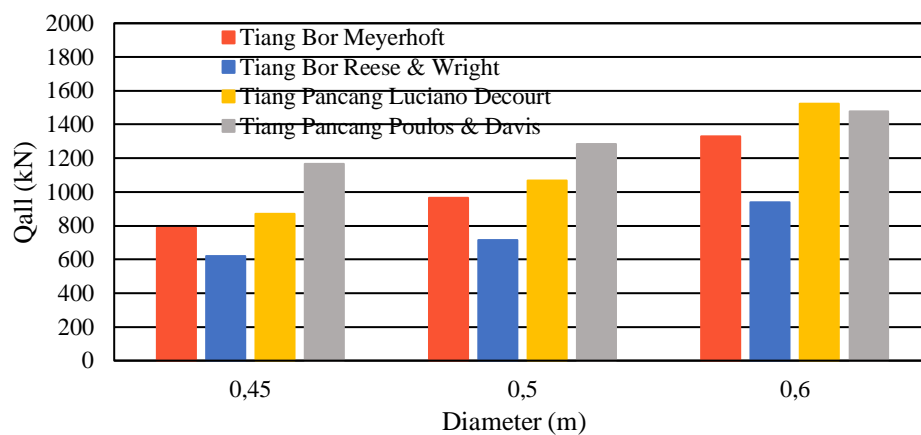
Tabel 5.42 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Metode Luciano Decourt

Diameter (m)	0,45	0,5	0,6
Q_p (kN)	2059,481	2542,569	3661,300
Q_s (kN)	1240,683	1378,537	1654,244
Q_u (kN)	2172,895	2668,585	3812,519
Q_{all} (kN)	869,1581	1067,434	1525,007

Tabel 5.43 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Metode Poulos & Davis

Diameter (m)	0,45	0,5	0,6
Q_p (kN)	1474,211	1755,014	2246,417
Q_s (kN)	1445,053	1456,345	1445,053
Q_u (kN)	2919,264	3211,358	3691,470
Q_{all} (kN)	1167,706	1284,543	1476,588

Berikut perbandingan kapasitas dukung izin tunggal (Q_{all}) fondasi tiang bor dan tiang pancang pada masing-masing metode dapat dilihat pada gambar 5.26.



Gambar 5.25 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tunggal

Berdasarkan Tabel 5.41, 5.42, 5.43, 5.44 dan Gambar 5.27, perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal fondasi, terlihat bahwa secara umum nilai kapasitas dukung izin (Qall) meningkat seiring bertambahnya diameter tiang. Pada fondasi tiang bor metode Meyerhof, nilai Qall untuk diameter 0,45 m, 0,50 m, dan 0,60 m berturut-turut sebesar 786,485 kN, 963,407 kN, dan 1345,527 kN, sedangkan metode Reese & Wright menghasilkan nilai 619,660 kN, 716,417 kN, dan 937,124 kN, dimana perbedaan nilai tersebut dipengaruhi oleh perbedaan pendekatan dalam menentukan kontribusi Q_p dan Q_s pada masing-masing metode.

Pada fondasi tiang pancang, metode Luciano Decourt menghasilkan nilai Qall secara berurutan masing-masing sebesar 869,158 kN, 1067,434 kN, dan 1525,007 kN. Sementara itu, metode Poulos & Davis menunjukkan peningkatan nilai yang lebih konsisten yaitu 1167,706 kN, 1284,543 kN, dan 1476,588 kN untuk diameter 0,45 m, 0,50 m, dan 0,60 m.

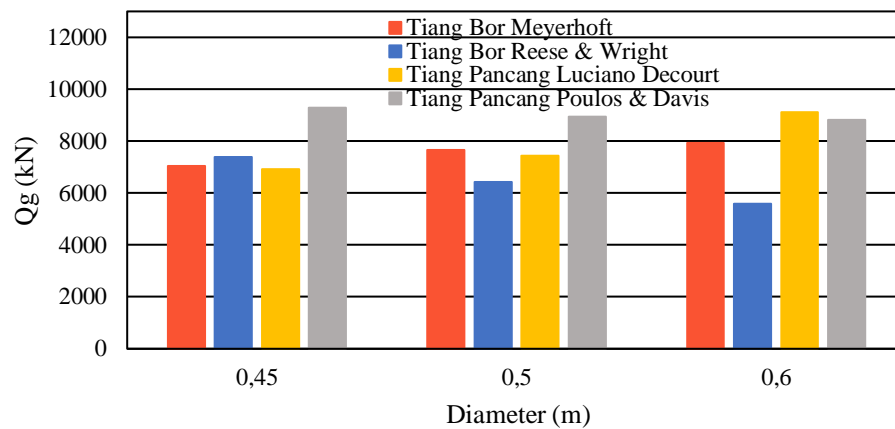
Secara kuantitatif, pada diameter 0,45m nilai Qall metode Luciano Decourt sebesar 869,1581kN, sedangkan metode Meyerhof sebesar 786,485kN dan metode Reese & Wright sebesar 619,660kN, sehingga selisih nilai Qall antara metode Luciano Decourt dan Meyerhof sekitar 10,5%, serta sekitar 40,3% dibandingkan metode Reese & Wright. Sementara itu pada diameter 0,6m, nilai Qall metode Poulos & Davis sebesar 1476,588kN, sedangkan metode Meyerhof sebesar 1345,527kN dan metode Reese & Wright sebesar 937,124kN, sehingga selisih nilai Qall antara metode Poulos & Davis dan Meyerhof sekitar 9,7%, serta sekitar 57,6% dibandingkan metode Reese & Wright. Perbedaan pendekatan perhitungan pada masing-masing metode serta kontribusi tahanan ujung (Q_p) dan gesekan selimut (Q_s) menjadi faktor utama yang menyebabkan variasi nilai kapasitas dukung tiang tunggal yang diperoleh.

5.9.2 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok

Setelah diperoleh nilai kapasitas dukung fondasi tiang tunggal, selanjutnya dapat ditentukan besarnya kapasitas dukung fondasi kelompok (Q_g). Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung fondasi kelompok disajikan pada Tabel 5.44, Tabel 5.45, serta perbandingan pada Gambar 5.26, dan Gambar 5.27 sebagai berikut.

Tabel 5.44 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Frame 259

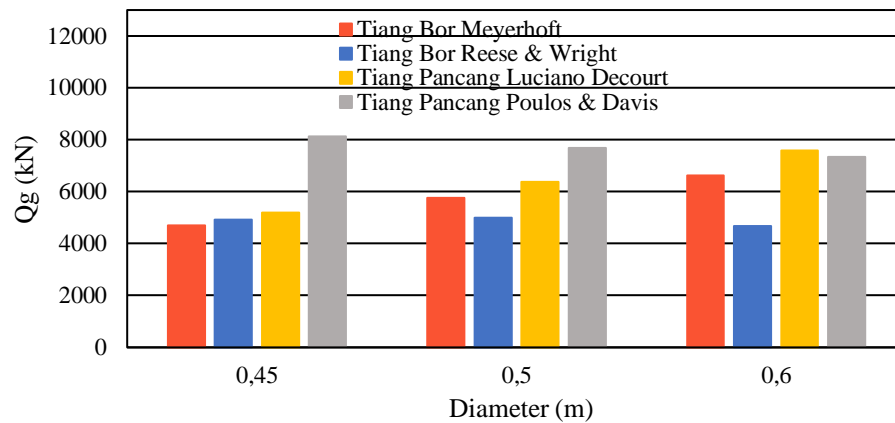
Jenis Fondasi	Metode	Diameter (m)	P (kN)	Qg (kN)
Fondasi Tiang Bor	Meyerhoft	0,45	4995,86	7045,75
		0,5	4995,86	7670,52
		0,6	4995,86	7938,12
	Reese & Wright	0,45	4995,86	7399,52
		0,5	4995,86	6417,02
		0,6	4995,86	5599,29
Fondasi Tiang Pancang	Luciano Decourt	0,45	4995,86	6921,23
		0,5	4995,86	7440,87
		0,6	4995,86	9111,88
	Poulos & Davis	0,45	4995,86	9298,61
		0,5	4995,86	8954,30
		0,6	4995,86	8822,58



Gambar 5.26 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Frame 259

**Tabel 5.45 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok
Frame 174**

Jenis Fondasi	Metode	Diameter (m)	P (kN)	Qg (kN)
Fondasi Tiang Bor	Meyerhoff	0,45	4699,88	4699,88
		0,5	5756,33	5756,33
		0,6	6615,10	6699,57
	Reese & Wright	0,45	4934,44	4991,01
		0,5	4994,00	4666,08
		0,6	4668,87	4666,08
Fondasi Tiang Pancang	Luciano Decourt	0,45	5193,92	9221,69
		0,5	6377,89	6377,89
		0,6	7593,23	7593,23
	Poulos & Davis	0,45	8140,99	8140,99
		0,5	7675,11	7675,11
		0,6	7352,15	7352,15



**Gambar 5.27 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok
Frame 174**

Berdasarkan hasil rekapitulasi analisis kapasitas dukung fondasi kelompok tiang (Qg) pada Frame 259 dan Frame 174, terlihat bahwa nilai kapasitas dukung kelompok berbeda pada setiap metode dan variasi diameter tiang. Pada Frame 259,

fondasi tiang bor dengan metode Meyerhof menghasilkan nilai Q_g sebesar 7045,75 kN, 7670,52 kN, dan 7938,12 kN masing-masing untuk diameter 0,45 m, 0,50 m, dan 0,60 m, sedangkan metode Reese & Wright menghasilkan nilai 7399,52 kN, 6417,02 kN, dan 5599,29 kN. Pada fondasi tiang pancang, metode Luciano Decourt menghasilkan nilai Q_g sebesar 6921,23 kN, 7440,87 kN, dan 9111,88 kN, sementara metode Poulos & Davis menghasilkan nilai 9298,61 kN, 8954,30 kN, dan 8822,58 kN.

Adapun pada Frame 174, fondasi tiang bor dengan metode Meyerhof menghasilkan nilai Q_g sebesar 4699,88 kN, 5756,33 kN, dan 6615,10 kN, sedangkan metode Reese & Wright menghasilkan nilai 4934,44 kN, 4994,00 kN, dan 4668,87 kN untuk diameter 0,45 m, 0,50 m, dan 0,60 m. Pada fondasi tiang pancang, metode Luciano Decourt menghasilkan nilai Q_g sebesar 5193,92 kN, 6377,89 kN, dan 7593,23 kN, sementara metode Poulos & Davis menghasilkan nilai 8140,99 kN, 7675,11 kN, dan 7352,15 kN.

Perbedaan nilai kapasitas dukung kelompok tersebut dipengaruhi oleh perbedaan pendekatan perhitungan pada masing-masing metode serta pengaruh variasi dimensi tiang yang mempengaruhi kontribusi kapasitas dukung tiang tunggal terhadap kapasitas dukung kelompok. Berdasarkan perbandingan dengan nilai beban aksial (P) yang bekerja yaitu sebesar 4995,86 kN pada Frame 259 dan 3475,41 kN pada Frame 174, seluruh nilai kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) yang diperoleh dari setiap metode dan variasi diameter menunjukkan nilai yang lebih besar dari beban aksial, sehingga dapat dinyatakan bahwa kapasitas dukung fondasi kelompok yang dianalisis memenuhi syarat keamanan dan aman terhadap beban yang bekerja.

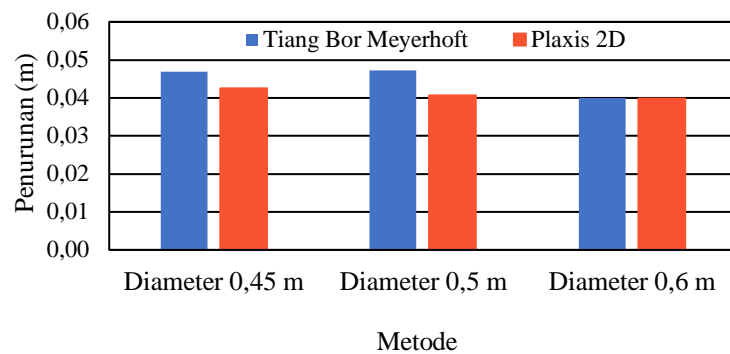
5.9.3 Hasil Analisis Penurunan Fondasi Tiang Kelompok

Besar kecilnya penurunan fondasi tiang dipengaruhi oleh besarnya beban yang bekerja, dimensi fondasi, serta nilai modulus elastisitas. Dari hasil analisis penurunan fondasi dilakukan perbandingan antar metode dan antar jenis tiang, untuk perbandingan hasil analisis penurunan menggunakan metode dilakukan pada beban aksial frame 259 yaitu antara metode teoritis dengan Plaxis 2D yang dapat

dilihat pada Tabel 5.49, 5.50, 5.51, dan 5.52, serta Gambar 5.31, 5.32, 5.33, dan 5.34 sebagai berikut.

**Tabel 5.46 Rekapitulasi Penurunan Kelompok Fondasi Tiang Bor
Metode Meyerhoft dan Plaxis Frame 259**

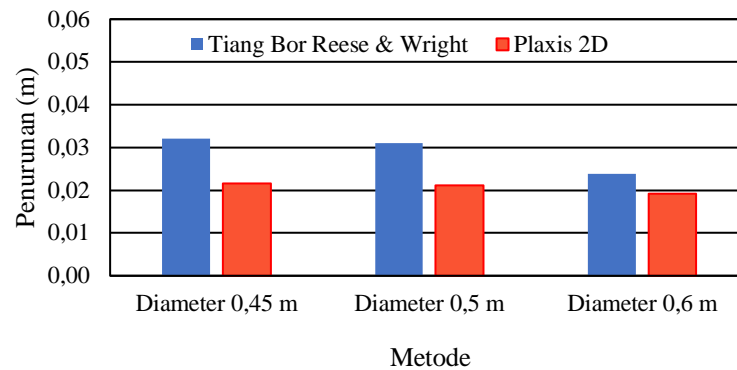
Metode	Sg (m)		
	Diameter 0,45 m	Diameter 0,5 m	Diameter 0,6 m
Meyerhoft	0,0468	0,0472	0,0400
Plaxis 2D	0,0425	0,0407	0,0398



**Gambar 5.28 Perbandingan Penurunan Kelompok Fondasi Tiang Bor
Metode Meyerhoft dan Plaxis 2D Frame 259**

**Tabel 5.47 Rekapitulasi Penurunan Kelompok Fondasi Tiang Bor
Metode Reese and Wright dan Plaxis 2D Frame 259**

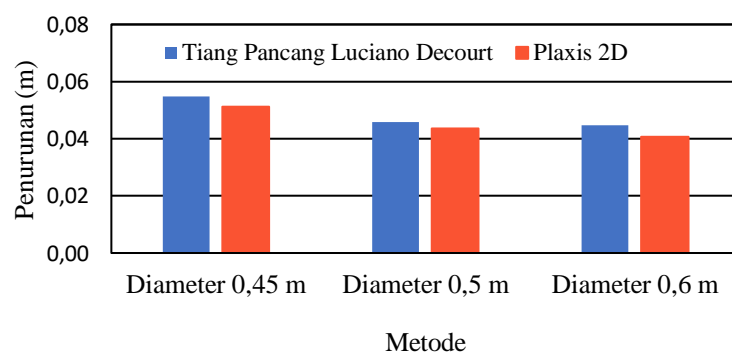
Metode	Sg (m)		
	Diameter 0,45 m	Diameter 0,5 m	Diameter 0,6 m
Reese & Wright	0,03200	0,03097	0,02377
Plaxis 2D	0,0425	0,0407	0,0398



Gambar 5.29 Perbandingan Penurunan Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Reese and Wright dan Plaxis 2D Frame 259

Tabel 5.48 Rekapitulasi Penurunan Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Luciano Decourt dan Plaxis 2D Frame 259

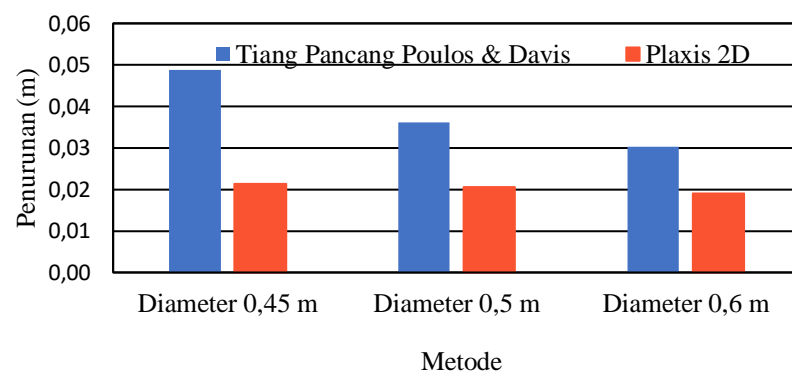
Metode	Sg (m)		
	Diameter 0,45 m	Diameter 0,5 m	Diameter 0,6 m
Luciano Decourt	0,05469	0,04592	0,04479
Plaxis 2D	0,05119	0,04364	0,04064



Gambar 5.30 Perbandingan Penurunan Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Luciano De Court dan Plaxis 2D Frame 259

Tabel 5.49 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Pancang Metode Poulos & Davis dan Plaxis 2D Frame 259

Metode	Sg (m)		
	Diameter 0,45 m	Diameter 0,5 m	Diameter 0,6 m
Poulos & Davis	0,04874	0,03610	0,03031
Plaxis 2D	0,02133	0,02051	0,01910

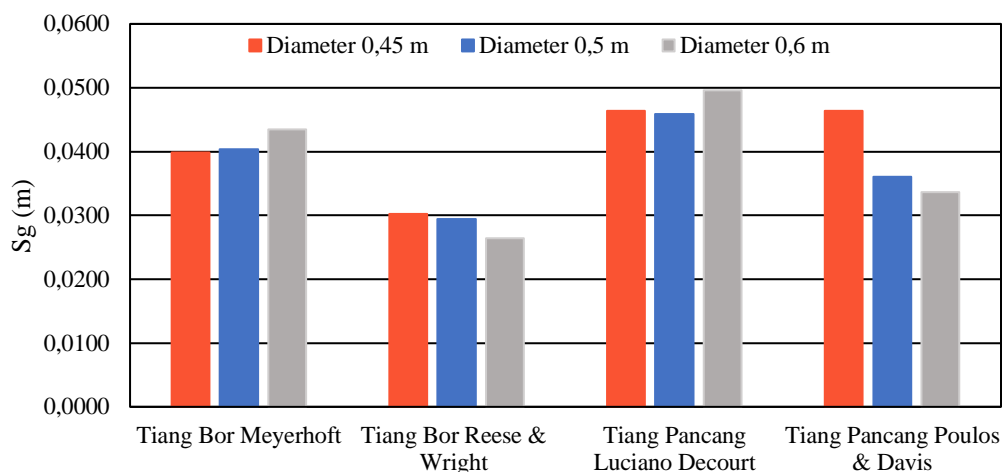


Gambar 5.31 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Pancang Metode Poulos & Davis dan Plaxis 2D Frame 259

Dari perbandingan penurunan kelompok fondasi antar metode menggunakan beban aksial frame 259 di atas, berikut perbandingan penurunan fondasi kelompok antar jenis fondasi tiang dalam menggunakan fondasi tiang bor eksisting dengan fondasi tiang pancang sebagai desain alternatif untuk frame 174 dapat dilihat pada Tabel 5.53 dan Gambar 5.35.

**Tabel 5.50 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor dan Tiang Pancang
Frame 174**

Metode	S _g (m)		
	Diameter 0,45 m	Diameter 0,5 m	Diameter 0,6 m
Tiang Bor Meyerhoft	0,0398	0,0404	0,0435
Tiang Bor Reese & Wright	0,0303	0,0295	0,0264
Tiang Pancang Luciano De Court	0,0464	0,0459	0,0496
Tiang Pancang Poulos & Davis	0,0463	0,0361	0,0337



Gambar 5.32 Perbandingan Penurunan Fondasi Tiang Bor dan Tiang Pancang Frame 174

Pada frame 259, hasil analisis penurunan kelompok tiang bor menggunakan metode Meyerhof untuk diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m berturut-turut sebesar 0,0468 m, 0,0472 m, dan 0,0395 m, sedangkan hasil analisis menggunakan Plaxis 2D menunjukkan nilai penurunan sebesar 0,0425 m, 0,0407 m, dan 0,0398 m. Pada diameter 0,6 m, nilai penurunan yang diperoleh dari metode Meyerhof sedikit lebih kecil dibandingkan hasil analisis Plaxis 2D, sehingga menunjukkan kesesuaian yang sangat dekat antara kedua metode tersebut. Sementara itu, berdasarkan metode Reese and Wright, nilai penurunan kelompok tiang untuk diameter 0,45 m, 0,5 m,

dan 0,6 m masing-masing sebesar 0,03200 m, 0,03097 m, dan 0,02377 m, sedangkan hasil analisis Plaxis 2D menunjukkan nilai penurunan sebesar 0,02162 m, 0,02111 m, dan 0,01924 m. Perbandingan tersebut menunjukkan selisih sebesar 48,01% pada diameter 0,45 m, 46,72% pada diameter 0,5 m, dan 23,55% pada diameter 0,6 m terhadap hasil analisis Plaxis 2D. Secara umum, kedua metode empiris menghasilkan nilai penurunan yang lebih besar dibandingkan hasil analisis numerik. Namun demikian, metode Meyerhof menunjukkan hasil yang lebih mendekati nilai penurunan yang diperoleh dari pemodelan Plaxis 2D. Berdasarkan hasil pengecekan terhadap batas penurunan yang diizinkan menurut Vesic (1977) yaitu sebesar $L/250$, serta menurut SNI 8460:2017 sebesar $(0,15 + B_g)/600$, seluruh nilai penurunan kelompok tiang yang diperoleh masih berada di bawah batas maksimum yang diizinkan. Dengan demikian, penurunan yang terjadi dapat dinyatakan memenuhi persyaratan keamanan dan masih aman untuk digunakan dalam perencanaan fondasi.

Pada analisis tiang pancang, metode Luciano Decourt menghasilkan nilai penurunan kelompok tiang untuk diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m berturut-turut sebesar 0,05469 m, 0,04592 m, dan 0,04479 m, sedangkan hasil analisis menggunakan Plaxis 2D menunjukkan nilai penurunan sebesar 0,05119 m, 0,04364 m, dan 0,04064 m. Hasil ini menunjukkan bahwa metode Luciano Decourt memberikan estimasi penurunan yang relatif mendekati hasil analisis numerik. Selanjutnya, berdasarkan metode Poulos and Davis, nilai penurunan kelompok tiang untuk diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m masing-masing sebesar 0,04874 m, 0,03610 m, dan 0,03031 m, sedangkan hasil analisis Plaxis 2D menunjukkan nilai penurunan sebesar 0,02133 m, 0,02051 m, dan 0,01910 m. Secara umum, metode Luciano Decourt menunjukkan hasil yang lebih mendekati analisis numerik dibandingkan metode Poulos and Davis, yang menghasilkan estimasi penurunan relatif lebih besar dibandingkan hasil pemodelan numerik. Meskipun demikian, berdasarkan hasil pengecekan terhadap batas penurunan yang diizinkan menurut Vesic (1977) dan SNI 8460:2017, seluruh nilai penurunan kelompok tiang yang diperoleh masih berada di bawah batas maksimum penurunan yang diizinkan. Oleh karena itu, hasil analisis penurunan kelompok tiang pada penelitian ini dapat

dinyatakan aman serta memenuhi persyaratan teknis untuk digunakan dalam perencanaan fondasi.

Pada Frame 174, hasil analisis penurunan kelompok tiang bor menggunakan metode Meyerhof untuk diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m berturut-turut sebesar 0,0398 m, 0,0404 m, dan 0,0435 m. Hasil tersebut menunjukkan bahwa nilai penurunan cenderung meningkat seiring bertambahnya diameter tiang, dengan penurunan terbesar terjadi pada diameter 0,6 m. Sementara itu, berdasarkan metode Reese and Wright, nilai penurunan kelompok tiang untuk diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m masing-masing sebesar 0,0303 m, 0,0295 m, dan 0,0264 m. Hasil ini menunjukkan kecenderungan penurunan yang menurun seiring bertambahnya diameter tiang. Secara umum, metode Meyerhof menghasilkan nilai penurunan yang lebih besar dibandingkan metode Reese and Wright pada seluruh variasi diameter.

Pada analisis tiang pancang, metode Luciano De Court menghasilkan nilai penurunan kelompok tiang untuk diameter 0,45 m, 0,5 m, dan 0,6 m berturut-turut sebesar 0,0464 m, 0,0459 m, dan 0,0496 m. Sementara itu, metode Poulos and Davis menghasilkan nilai penurunan masing-masing sebesar 0,0463 m, 0,0361 m, dan 0,0337 m, yang menunjukkan kecenderungan penurunan yang semakin kecil dengan bertambahnya diameter tiang. Berdasarkan ketentuan Vesic (1977) dan SNI 8460:2017, seluruh nilai penurunan yang diperoleh masih berada di bawah batas penurunan yang diizinkan, sehingga dapat dinyatakan aman untuk digunakan dalam perencanaan fondasi.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis daya dukung fondasi tiang bor eksisting dan fondasi tiang pancang pada Gedung Keuangan Negara di Mamuju, Provinsi Sulawesi Barat, dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut.

Berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor eksisting serta fondasi alternatif tiang pancang dengan variasi dimensi yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Pada kondisi eksisting dengan diameter tiang 0,6 m dan panjang tiang 30 m, kapasitas dukung tiang tunggal (Qall) fondasi tiang bor sebesar 1328,562 kN dengan metode Meyerhof dan 937,124 kN dengan metode Reese & Wright. Pada fondasi tiang pancang diperoleh nilai 1525,007 kN dengan metode Luciano Decourt dan 1476,588 kN dengan metode Poulos & Davis. Perbedaan nilai tersebut dipengaruhi oleh perbedaan pendekatan masing-masing metode dalam memperhitungkan kontribusi tahanan ujung (Qp) dan gesekan selimut (Qs).
2. Pada variasi diameter fondasi tiang bor 0,45 m dan 0,5 m, metode Meyerhof menghasilkan kapasitas dukung tunggal (Qall) sebesar 786,485 kN dan 963,407 kN, sedangkan metode Reese & Wright menghasilkan 619,660 kN dan 716,417 kN. Hasil tersebut menunjukkan bahwa kapasitas dukung meningkat seiring bertambahnya diameter tiang.
3. Pada variasi diameter fondasi tiang bor 0,45 m dan 0,5 m, metode Luciano Decourt menghasilkan kapasitas dukung tunggal (Qall) sebesar 869,158 kN dan 1067,434 kN, sedangkan metode Poulos & Davis menghasilkan 1167,706 kN dan 1284,543 kN. Hasil ini menunjukkan bahwa metode Poulos & Davis

memberikan estimasi kapasitas dukung yang lebih besar dibandingkan metode Luciano Decourt.

4. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang minimum pada frame 259 dan 174 pada masing-masing metode secara berurutan, untuk tiang bor metode Meyerhofs 7045,748 kN (frame 259) dan 4699,883 kN (frame 174) diameter 0,6 m, sedangkan metode Reese dan Wright 5599,291 kN (frame 259) dan 4668,868 kN (frame 174) diameter 0,45 m. Pada tiang pancang metode Luciano Decourt 6921,229 (frame 259) dan 5193,925 (frame 174) diameter 0,45 m, sedangkan metode Poulos dan Davis 8822,577 kN (frame 259) dan 7352,148 kN (frame 174) diameter 0,6 m. Dengan demikian seluruh desain fondasi yang dianalisis dinyatakan aman terhadap beban yang bekerja karena Q_g minimum pada tiap frame lebih besar dari beban aksial (P).
5. Hasil analisis penurunan kelompok tiang pada frame 259 menunjukkan bahwa nilai penurunan terbesar pada fondasi tiang bor diperoleh sebesar 0,047 m dengan metode Meyerhof dan 0,032 m dengan metode Reese & Wright. Pada fondasi tiang pancang, penurunan terbesar diperoleh sebesar 0,054 m dengan metode Luciano Decourt dan 0,048 m dengan metode Poulos & Davis. Sementara itu hasil analisis numerik menggunakan Plaxis 2D menunjukkan penurunan terbesar sebesar 0,042 m pada tiang bor dan 0,051 m pada tiang pancang. Meskipun demikian, seluruh nilai penurunan yang diperoleh masih berada di bawah batas penurunan yang diizinkan menurut Vesic (1977) dan SNI 8460:2017 sehingga fondasi tetap memenuhi persyaratan keamanan.
6. Berdasarkan perbandingan pada frame 174, fondasi tiang pancang menunjukkan nilai penurunan lebih besar dibandingkan fondasi tiang bor pada diameter yang sama. Pada diameter 0,6 m, metode Luciano Decourt menghasilkan penurunan 0,049 m, sedangkan metode Meyerhof pada tiang bor sebesar 0,043 m. Meskipun demikian, seluruh nilai penurunan masih berada di bawah batas penurunan yang diizinkan menurut Vesic (1977) dan SNI 8460:2017, sehingga seluruh alternatif fondasi yang dianalisis tetap dinyatakan aman.

6.2 Saran

1. Disarankan untuk melakukan analisis dengan variasi jarak antartiang, tidak hanya terbatas pada variasi dimensi tiang, guna memperoleh gambaran yang lebih komprehensif terhadap pengaruh konfigurasi kelompok tiang.
2. Disarankan untuk melakukan pemodelan tiga dimensi menggunakan perangkat lunak geoteknik 3D agar diperoleh model yang lebih realistis terhadap perilaku tanah dan fondasi tiang, sehingga interaksi antara tanah dan tiang dapat dianalisis dengan lebih baik.

DAFTAR PUSTAKA

- Alviani, Z. H. (2024). *Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter pada Bangunan Rumah Susun* (Doctoral dissertation, Universitas Islam Indonesia). dspace uii, 1-53.
- Badan Standarisasi Nasional. 2008. SNI-4153-2008: *Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan SPT*. Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional. 2019. SNI-1726-2019: *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktural Bangunan Gedung dan Nongedung*. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2019. SNI-2847-2019: *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan*. Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional. 2020. SNI-1727-2020: *Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktural Lain*. Jakarta
- Bowles, J. E. (1991). *Analisis dan Desain Pondasi*, Edisi keempat Jilid 1. Jakarta: Erlangga.
- Bowles, J. E. (1993). *Analisis dan Desain Pondasi*, Edisi Keempat Jilid 2. Jakarta: Erlangga.
- Bowles, J. E. 1997. *Foundation Analysis and Design*. Fifth Edition. Washington D. C.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*. Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan
- Hardiyatmo, H. C. 2002. *Mekanika Tanah 2*. Edisi Ketiga. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. 2008. *Teknik Pondasi*. Edisi Keempat. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. 2010. *Mekanika Tanah 2*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. 2011. *Analisis dan Perancangan Fondasi 1*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.

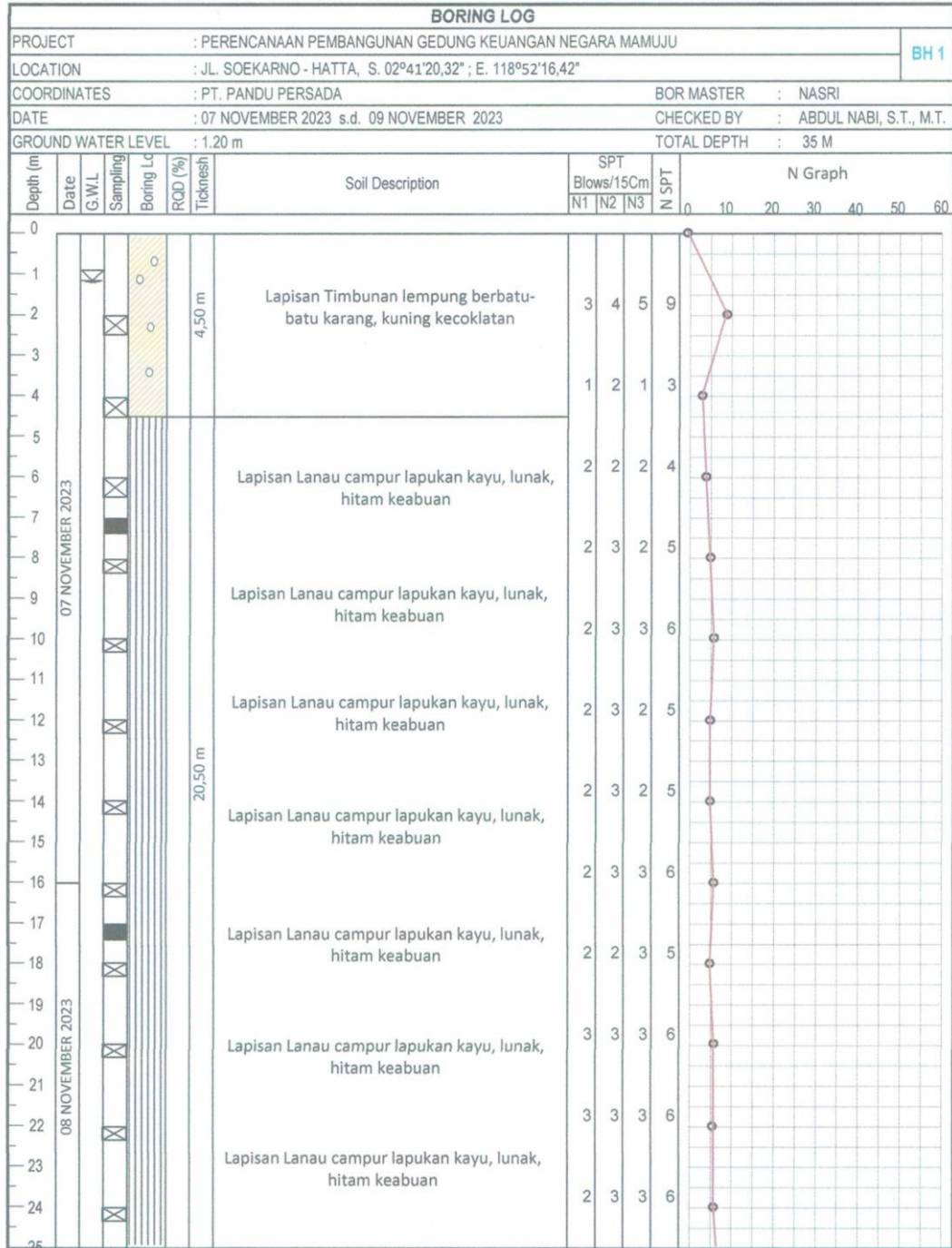
- Hardiyatmo, H. C. 2015. *Analisis dan Perancangan Fondasi II*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Mutiarasella. (2022). *Analisis Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Bor Pada Gedung Masjid Hajjah Yuliana*. dspace uii, 1-47.
- Prayogo, M. A. (2021). *Comparison between the results of the pile bearing capacity analysis based on empirical method and finite element method using the results of dynamic analysis on the field*. Journal Of Civil Engineering, 1013.
- Rochmatullah. (2023). *Analisis Perencanaan Fondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Diameter Pada Tower Pegadaian*. dspace uii, 1-62.
- Suradi. (2024). *Analisis Perancangan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Software Plaxis (Studi Kasus: Proyek Pembangunan Gedung AMC RS Anutapura Palu)*, Journal of Applied Civil and Environmental Engineering – Vol.4.
- Taufiqurrohman. (2023). *Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung B Rumah Sakit Muhammdiyah Semarang Dengan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Mayerhoff Dan Metode Luciano Decourt*. dspace uii, 1-44.
- Vesic, A. S. 1977. *Design of Pile Foundations*. NCHRP Synthesis of Practice No. 42. Washington D.C: Transportation Research Board, 68.

LAMPIRAN

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



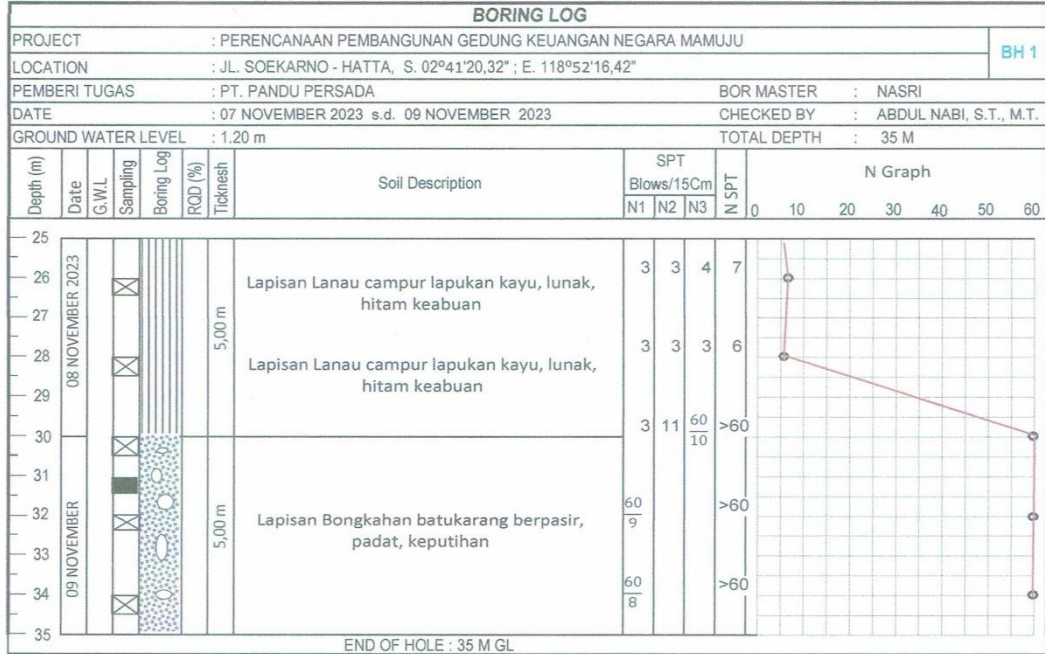
LABORATORIUM PENGUJIAN TANAH
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 POLITEKNIK NEGERI UJUNG PANDANG



Gambar L-1. 1 Data Boring Log BH1
 (Sumber: P.T Pandu Persada)



**LABORATORIUM PENGUJIAN TANAH
JURUSAN TEKNIK SIPIL
POLITEKNIK NEGERI UJUNG PANDANG**



LEGEND
 GWL
 UDS
 SPT

Clay
 Silt
 Sand

Boulder
 Sandstone
 Claystone



Makassar, 14 November 2023
 Koordinator Pelaksana Soil Test

Abdul Nabi, S.T., M.T.
 Nip. 19631231 199003 1 031

Lanjutan Gambar L-1. 1 Data Boring Log BH1

(Sumber: P.T Pandu Persada)

Lampiran 2 Hasil Pengujian Laboratorium BH1, BH2, dan BH3



LABORATORIUM PENGUJIAN TANAH
JURUSAN TEKNIK SIPIL
POLITEKNIK NEGERI UJUNG PANDANG

RANGKUMAN HASIL PENGUJIAN TANAH

Proyek : Perencanaan Pembangunan Gedung Keuangan Negara Mamuju

Pemberi Tugas : PT. Pandu Persada

Lokasi : Jl. Soekarno – Hatta, Gedung Keuangan Negara Mamuju.

Data Laboratorium:

Jenis Pengujian	Satuan	BH 1			BH 2			BH 3		
		7,0 – 7,5	17,0 – 17,5	31,0 – 31,5	7,0-7,5	17,0-17,5	27,0-27,5	7,0-7,5	17,0-17,5	27,0-27,5
Kadar Air	%	103,13	88,44	21,14	78,61	31,72	31,48	119,41	44,32	28,17
Berat Isi	gr/cm ³	1,29	1,33	2,03	1,40	1,71	1,68	1,15	1,65	1,78
Berat Jenis		1,99	2,07	2,62	2,19	2,45	2,48	1,95	2,30	2,30
Uji Saringan:										
-Kerikil	%	2.58	0.59	52.75	11.82	25.16	0.62	1.32	12.35	berbatu
-Pasir	%	15.00	0.93	22.93	14.10	37.62	72.57	11.61	28.74	
-Lanau/Lempung	%	82.48	98.48	24.32	74.08	37.22	26.81	87.07	58.91	
Atterberg Limit:										
-Batas Cair	%	60.80	64.50	non plastis	52.00	non plastis	non plastis	57.80	43.30	non plastis
-Batas Plastis	%	32.07	32.67		30.81			31.86	30.45	
-Indeks Plastis	%	28.73	31.83		21.19			25.94	12.85	

Makassar, 24 November 2023
 Penanggungjawab Pengujian Tanah



(Signature)
Abdul Nabi. S.T., M.T.
 Nip. 19631231 199003 1 031

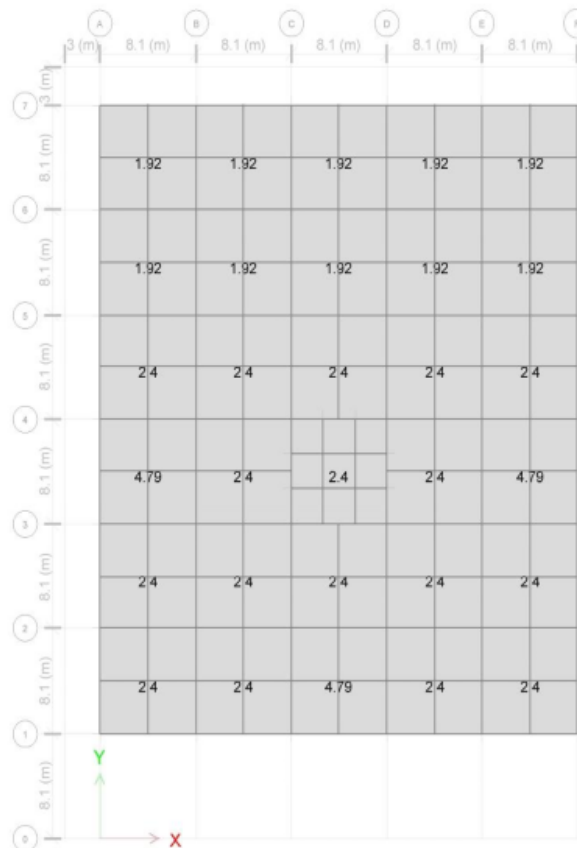
Gambar L-1.2 Data laboratorium

(Sumber: P.T Pandu Persada)

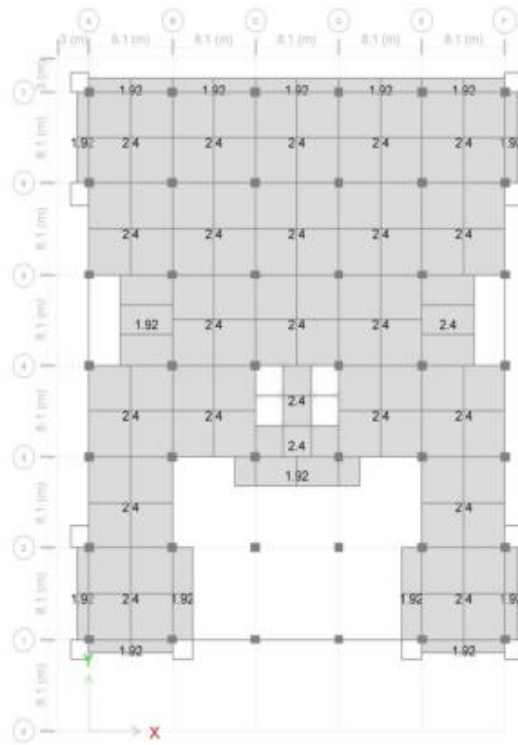
Lampiran 4 Hasil ETABS

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
		sec									
Modal 1		0.92	0.4107	0.0048	0	0.4107	0.0048	0	0.0004	0.042	0.356
Modal 2		0.903	0.0169	0.7542	0	0.4276	0.759	0	0.0557	0.0017	0.0018
Modal 3		0.893	0.3068	0.0152	0	0.7344	0.7741	0	0.0011	0.031	0.3962
Modal 4		0.786	0.0326	0.00006396	0	0.767	0.7741	0	FE-07	0.001	0.0264
Modal 5		0.28	0.0091	0.0685	9.515E-07	0.7761	0.8426	9.542E-07	0.0477	0.0073	0.0091
Modal 6		0.278	0.0553	0.015	6.407E-07	0.8314	0.8576	0.000001595	0.0105	0.0451	0.0228
Modal 7		0.265	0.0229	0.0006	0	0.8543	0.8582	0.000001646	0.0004	0.0216	0.0565
Modal 8		0.161	0	0.0227	0.00002351	0.8543	0.8809	0.00002516	0.0031	0	8E-06
Modal 9		0.16	0.0175	0	0.000005639	0.8719	0.8809	0.0000308	0	0.0022	0.0001
Modal 66		0.037	0.0000166	0	0.0005	0.9111	0.9111	0.8886	0.0005	0.0009	1.5E-05
Modal 67		0.035	0	0.000007402	0.0011	0.9111	0.9111	0.8897	2E-05	0.0003	5.9E-06
Modal 68		0.034	9.694E-07	7.997E-07	0.0146	0.9111	0.9111	0.9043	0.003	0.0001	4E-06
Modal 69		0.03	0.00002863	0	0.0002	0.9112	0.9111	0.9046	0	3E-05	9.1E-06
Modal 70		0.029	0	0.0000187	0.0004	0.9112	0.9112	0.905	1E-05	0.0001	2.4E-06
Modal 71		0.027	0	0	0.0182	0.9112	0.9112	0.9232	1E-06	2E-05	4.2E-06
Modal 72		0.021	0.000002054	0	0.0183	0.9112	0.9112	0.9414	0.0003	0	1.9E-06
Modal 73		0.02	0.00004024	0.000003637	0.001	0.9112	0.9112	0.9424	3E-05	4E-05	1.1E-05
Modal 74		0.02	0.000002798	0.00004347	0.000004598	0.9112	0.9112	0.9424	0.0003	0.0001	0
Modal 75		0.014	0	0	0.0268	0.9112	0.9112	0.9693	0.0001	0	2.8E-06
Modal 76		0.008	0.000004378	0.000003707	0.0277	0.9112	0.9112	0.9969	0.0009	1E-05	1.8E-06
Modal 77		0.006	0.0483	0.0001	0.000008842	0.9595	0.9113	0.997	3E-05	0.0253	3.8E-05
Modal 78		0.006	0.0001	0.0506	0.000007546	0.9596	0.9619	0.997	0.0206	1E-05	2.5E-06
Modal 79		0.004	0.0318	0.0001	0.000005793	0.9915	0.9621	0.997	0.0001	0.0197	0.0001
Modal 80		0.004	0.0001	0.0296	0.000006085	0.9916	0.9917	0.997	0.0142	0.0003	1.3E-06

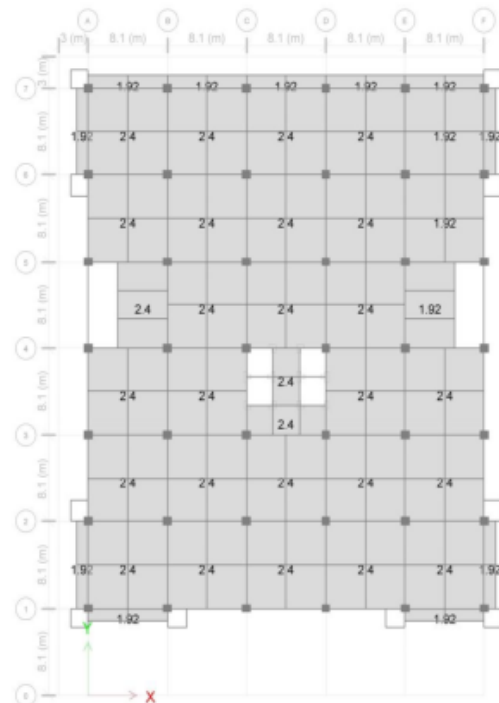
Gambar L-1.4 Tabel Modal Analisis ETABS



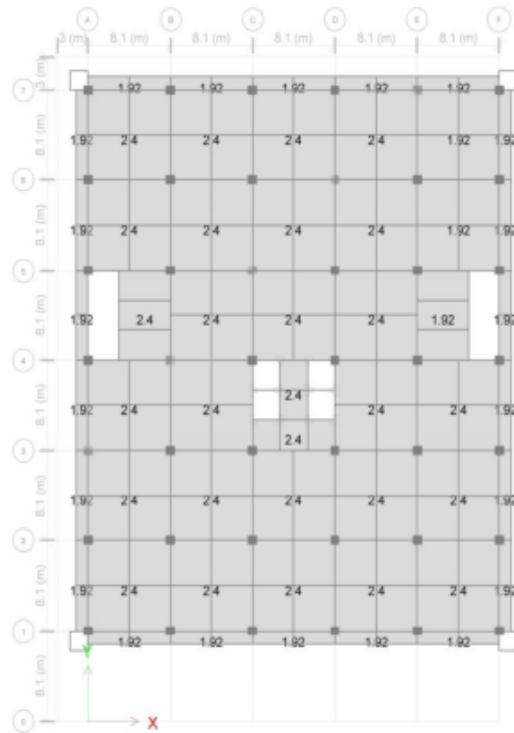
Gambar L-1.5 Pembebanan z = 0 (m) ETABS



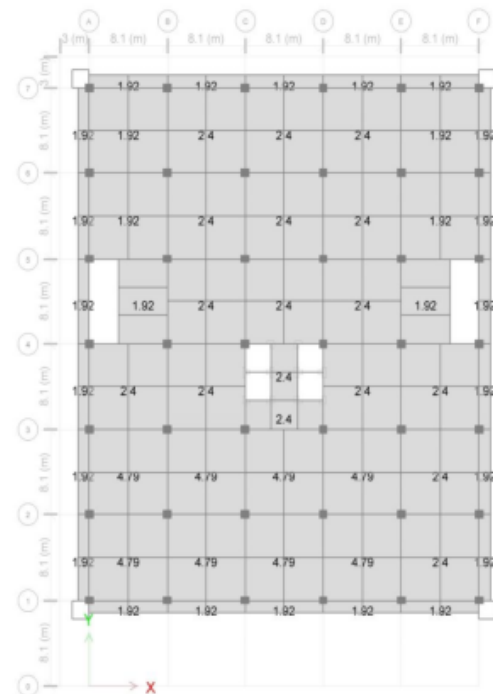
Gambar L-1.6 Pembebanan $z = 4,5$ (m) ETABS



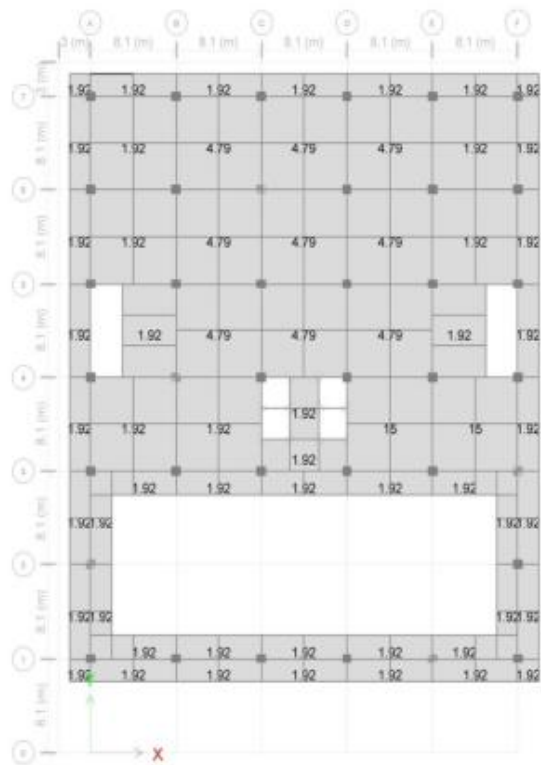
Gambar L-1.7 Pembebanan $z = 8,5$ (m) ETABS



Gambar L-1.8 Pembebanan $z = 12,5$ (m) ETABS



Gambar L-1.9 Pembebanan $z = 16,5$ (m) ETABS



Gambar L-1.10 Pembebanan $z = 20,5$ (m) ETABS