TUGAS AKHIR

EVALUASI KAPASITAS DUKUNG FONDASI TIANG BOR BERDASARKAN HASIL *PILE DRIVING ANALYZER* MENGGUNAKAN METODE *BACK ANALYSIS* PADA PROYEK RS HERMINA SALATIGA

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



MUHAMMAD DZAKY FARHAN SHALEHUDDIN

22511092

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL-POGRAM SARJANA
FAKULTAS TEKNIK DESAIN INOVASI
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2026

TUGAS AKHIR

EVALUASI KAPASITAS DUKUNG FONDASI TIANG BOR BERDASARKAN HASIL *PILE DRIVING ANALYZER* MENGGUNAKAN METODE *BACK ANALYSIS* PADA PROYEK RS HERMINA SALATIGA

Disusun oleh

Muhammad Dzaky Farhan Shalehuddin

22511092

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

Diuji pada tanggal 27 Agustus 2026

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing :

Muhammad Irfan Marasabessy, S. T., M.T

NIK : 245110502

Tanggal : 31 Agustus 2026

Penguji I :

Aisya Galuh Laksita, S.T., M.Eng.

NIK : 245111201

Tanggal : 31 Agustus 2026

Penguji II :

Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.

NIK : 215111305

Tanggal : 31 Agustus 2026

Mengesahkan,

Plt. Ketua Program Studi Teknik Sipil Program Sarjana

31/8-26

Dinia Anggraheni, S.T., M.Eng.

NIK : 165110105

Dipindai dengan CamScanner

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai salah satu persyaratan untuk menyelesaikan pendidikan Sarjana pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Desain Inovasi, Universitas Islam Indonesia, merupakan hasil karya dan pemikiran saya sendiri. Dalam penyusunan laporan Tugas Akhir ini, apabila terdapat pendapat, data, teori, maupun bagian tulisan yang bersumber dari karya pihak lain, saya telah mencantumkan sumbernya sesuai dengan ketentuan dan etika penulisan karya ilmiah yang berlaku. Saya bertanggung jawab sepenuhnya atas keaslian laporan Tugas Akhir ini. Apabila di kemudian hari terbukti bahwa terdapat bagian dari laporan ini yang merupakan hasil plagiasi atau bukan merupakan karya saya sendiri, saya bersedia menerima segala konsekuensi dan sanksi sesuai dengan peraturan akademik dan ketentuan perundang-undangan yang berlaku

Yogyakarta, 4 Agustus 2026



Muhammad Dzaky Farhan Shalehuddin

22511092

Dipindai dengan CamScanner

KATA PENGANTAR

Alhamdulillahirabbil'alamin, puji dan syukur kehadirat Allah SWT atas segala rahmat, karunia, dan hidayah-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul "Evaluasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Berdasarkan Hasil *Pile Driving Analyzer* (PDA) Menggunakan Metode *Back Analysis* pada Proyek RS Hermina Salatiga" dengan baik. Tugas Akhir ini disusun sebagai salah satu persyaratan untuk menyelesaikan pendidikan pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Desain Inovasi, Universitas Islam Indonesia.

Dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis memperoleh banyak bantuan, bimbingan, arahan, dan dukungan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati, penulis menyampaikan terima kasih kepada:

1. Bapak Ir. Muhammad Irfan Marasabessy, S. T., M.T selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir, terima kasih atas bimbingan, saran, dan dukungan selama penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Aisya Galuh Laksita, S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji I Tugas Akhir, terima kasih atas waktu, perhatian, kritik, saran, dan masukan yang telah diberikan dalam penyusunan dan penyempurnaan Tugas Akhir ini.
3. Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji II Tugas Akhir, terima kasih atas waktu, perhatian, kritik, saran, dan masukan yang telah diberikan dalam penyusunan dan penyempurnaan Tugas Akhir ini.
4. Ibu Dinia Anggraheni, S.T., M.Eng. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Desain Inovasi, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
5. Bapak Ir. Muhamad Abdul Hadi, S.T., M.T., IPP selaku Dosen Pembimbing Akademik yang terlah memberikan arahan selama menjalani masa perkuliahan di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Desain Inovasi, Universitas Islam Indonesia.
6. Kedua orang tua yang telah memberikan dukungan dari segi material maupun doa selama penyusunan tugas akhir

7. PT. Adhi Persada Gedung pada proyek RS Hermina Salatiga telah mengizinkan untuk menjadi studi kasus penelitian
8. Teman-teman terdekat dan pasangan yang senantiasa memberikan dukungan, semangat, perhatian, serta bantuan selama proses penyusunan Tugas Akhir ini.
9. Semua pihak terkait yang turut bekerja sama sehingga penulisan Tugas Akhir ini dapat selesai dengan lancar.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih memiliki kekurangan dan jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun sebagai bahan perbaikan di masa yang akan data. Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat dan menambah wawasan bagi pembaca, khususnya dalam bidang perencanaan fondasi.

Yogyakarta, ३१Agustus 2026



Muhammad Dzaky Farhan Shalehuddin

Dipindai dengan CamScanner

DAFTAR ISI

TUGAS AKHIR i

TUGAS AKHIR ii

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii

KATA PENGANTAR iv

DAFTAR ISI vi

DAFTAR TABEL x

DAFTAR GAMBAR xii

DAFTAR LAMPIRAN xv

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xvi

ABSTRAK xxi

ABSTRACT xxii

BAB I PENDAHULUAN 1

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Rumusan Masalah 2

1.3 Tujuan 3

1.4 Manfaat 3

1.5 Batasan Penelitian 4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5

2.1 Umum 5

2.2 Penelitian Sebelumnya 5

2.2.1 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor 5

2.2.2 Pengujian PDA sebagai Evaluasi Kapasitas Dukung Tiang 6

2.2.3 *Back Analysis* dan Kalibrasi Parameter Empiris 7

2.2.4 Optimasi Desain Fondasi Tiang 8

2.2.5 Penurunan Fondasi Tiang 9

2.3 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan 11
BAB III LANDASAN TEORI 14
3.1 Tanah 14
3.1.1 Definisi Tanah 14
3.1.2 Klasifikasi Jenis Tanah 14
3.1.3 Batas-Batas Atterberg 15
3.2 Penyelidikan Tanah 17
3.3 Pengertian Fondasi 18
3.4 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor 19
3.4.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal 20
3.4.2 Kapasitas Dukung Ijin 24
3.4.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 25
3.4.4 Kapasitas Dukung Lateral Tiang 29
3.5 Penurunan Fondasi Tiang Bor 29
3.5.1 Tiang Tunggal 29
3.5.2 Penurunan Kelompok Tiang 31
3.5.3 Penurunan yang Diizinkan 32
3.6 Analisis Distribusi Beban Gempa 32
3.6.1 Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko 32
3.6.2 Klasifikasi Situs 34
3.6.3 Parameter Percepatan Gempa 35
3.6.4 Koefisien situs dan parameter respons spektral percepatan gempa MCER 36
3.6.5 Parameter Percepatan Spektral Desain 38
3.6.6 Spektrum Respons Desain 38
3.6.7 Kategori Desain Seismik 40
3.6.8 Sistem Pemikul Gaya Seismik 40
3.6.9 Geser Dasar Seismik 41
3.6.10 Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekivalen 41
3.7 Analisis Program SAP2000 42

3.8 Analisis Program Group 43
3.9 Analisis Program Lpile 44
3.10Analisis Program SPColumn 44
BAB IV METODE PENELITIAN 46
4.1 Metode Penelitian 46
4.2 Data Penelitian 46
4.3 Variabel Penelitian 46
4.4 Metode Analisis 47
4.5 Tahapan Penelitian 48
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN 57
5.1 Data Proyek 57
5.1.1 Data Umum 57
5.1.2 Spesifikasi Bahan Material 58
5.1.3 Denah Konstruksi 58
5.1.4 Data Struktur 62
5.2 Pembebanan Struktur 66
5.2.1 Beban Hidup 66
5.2.2 Beban Mati 66
5.2.3 Beban Gempa 67
5.2.4 Kombinasi Beban 71
5.2.5 Hasil Program SAP2000 71
5.3 Data Karakteristik Tanah 74
5.4 Evaluasi Kapasitas Dukung Tiang Bor *Existing* 75
5.4.1 Analisis Kapasitas Dukung Tiang 75
5.4.2 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang 78
5.4.3 Perbandingan Hasil Analisis Dukung dengan Hasil PDA 79
5.5 *Back Analysis* Berdasarkan Hasil PDA 80
5.5.1 Hasil *Back Analysis* 80
5.5.2 Analisis Kelompok Tiang *Existing* Berdasarkan Hasil *Back Analyis* Menggunakan Group 83

5.5.3 Evaluasi Analisis Kelompok Tiang *Existing* Berdasarkan Hasil *Back Analysis* 92
5.6 Optimasi Desain Fondasi Tiang Bor 97
5.6.1 Analisis Kapasitas Dukung Berdasarkan Variasi Diameter dan Kedalaman Tiang 97
5.6.2 Penentuan Jumlah dan Konfigurasi Awal Kelompok Tiang 98
5.6.3 Pemodelan Kelompok Tiang Menggunakan Group dan Lpile 106
5.6.4 Penentuan Konfigurasi Fondasi yang Optimum 114
5.6.5 Pemeriksaan Alternatif Optimasi Desain Fondasi Tiang Bor 123
5.7 Perbandingan Hasil Alternatif Desain Fondasi dengan *Existing* 132
5.7.1 Perbandingan Konfigurasi Fondasi dan Volume Beton 133
5.7.2 Perbandingan Respons Aksial 133
5.7.3 Perbandingan Respons Lateral 135
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 137
6.1 Kesimpulan 137
6.2 Saran 139
DAFTAR PUSTAKA 140
LAMPIRAN 142

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Rekapitulasi Penelitian Terdahulu 11
Tabel 3. 2 Batas indeks plastis (Hardiyatmo, 2002) 16
Tabel 3. 3 Rentang harga Modulus Elastisitas dan Poisson Rasio 31
Tabel 3. 4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa 33
Tabel 3. 5 Faktor Keutamaan Gempa 34
Tabel 3. 6 Klasifikasi Situs 35
Tabel 3. 7 Koefisien Situs, Fa 37
Tabel 3. 8 Koefisien Situs, Fv 38
Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek 40
Tabel 3. 10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik 40
Tabel 3. 11 Faktor R, Cd, dan Ω0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik 41
Tabel 5. 1 Rekapitulasi Penulangan Balok Existing 63
Tabel 5. 2 Analisis Beban Mati pada Pelat Lantai 67
Tabel 5. 3 Analisis Beban Mati pada Pelat Atap 67
Tabel 5. 4 Parameter Percepatan Gempa 68
Tabel 5. 5 Parameter Percepatan Desain Spektral 68
Tabel 5. 6 Faktor Koreksi Kerentanan 68
Tabel 5. 7 Hasil Cek Gaya Dinamik dan Statik Ekivalen 71
Tabel 5. 8 Hasil Analisis Pembebanan SAP2000 73
Tabel 5. 9 Data Tanah Titik Bor BH1 dan BH2 74
Tabel 5. 10 Data Tanah untuk Back Analysis 75
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Analisis Tiang Bor Existing 79
Tabel 5. 12 Perbandingan Hasil Analisis Kapasitas Dukung dengan Hasil PDA 79
Tabel 5. 13 Hasil Kapasitas Dukung Back Analysis 80
Tabel 5. 14 Konfigurasi Kelompok Tiang Existing 83
Tabel 5. 15 Parameter Penampang Tiang 84

Tabel 5. 16 Susunan dan Parameter Tanah pada Pemodelan Group 89
Tabel 5. 17 Hasil Analisis Kelompok Tiang Existing pada Group 91
Tabel 5. 18 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Izin Tiang berdasrkan Back Analysis 95
Tabel 5. 19 Perbandingan Hasil Axial Force Pemodelan Group dengan Qall 96
Tabel 5. 20 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Tiang Berdasarkan Variasi Diameter dan Kedalaman 98
Tabel 5. 21 Rekapitulasi Perhitungan Jumlah Tiang dan Cek Block Failure 103
Tabel 5. 22 Contoh Input Pile Properties pada Program Lpile 108
Tabel 5. 23 Rekapitulasi Hasil Pemodelan Group untuk Alternatif Optimasi Desain Fondasi 110
Tabel 5. 24 Rekapitulasi Volume Beton Alternatif Desain Fondasi 116
Tabel 5. 25 Hasil Optimasi Desain Fondasi 123
Tabel 5. 26 1 Rekapitulasi Hasil Penurunan Alternatif Desain Fondasi 126
Tabel 5. 27 Data untuk Analisis SPColumn 127
Tabel 5. 28 Perbandingan Konfigurasi Fondasi dan Volume Beton 133
Tabel 5. 29 Perbandingan Axial Force Alternatif Desain dengan Desain Existing Kondisi Layan 134
Tabel 5. 30 Perbandingan Axial Force Alternatif Desain dengan Desain Existing Kondisi Layan + Gempa Nominal 134
Tabel 5. 31 Perbandingan Axial Force Alternatif Desain dengan Desain Existing Kondisi Layan + Gempa Kuat 134
Tabel 5. 32 Perbandingan Respons Lateral Alternatif Desain Fondasi dengan Desain Existing 136

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Batas-Batas Atterberg 15
Gambar 3. 2 Hubungan Kadar Air Dengan Jumlah Pukulan 16
Gambar 3. 3 Skema Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT) 18
Gambar 3. 4 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Beban 20
Gambar 3. 5 Korelasi N-SPT dan Kohesi pada Tanah Lempung 21
Gambar 3. 6 Grafik Hubungan Antara N-SPT dan q_p 22
Gambar 3. 7 Jarak Antar Tiang (s) 26
Gambar 3. 8 Nilai Ekuivalen Kelompok Tiang pada Berbagai Konfigurasi 27
Gambar 3. 9 Parameter Gerak Tanah Periode Pendek Ss 36
Gambar 3. 10 Parameter Gerak Tanah Periode Panjang S1 36
Gambar 3. 11 Spektrum Respon Desain 39
Gambar 4. 1 Bagan Alir Penelitian 51
Gambar 4. 2 Bagan Alir Program SAP2000 53
Gambar 4. 3 Bagan Alir Program Group 54
Gambar 4. 4 Bagan Alir Program LPILE 55
Gambar 4. 5 Bagan Alir Program SPColumn 56
Gambar 5. 1 Lokasi Proyek sRS Hermina Salatiga (Sumber : Google Maps) 57
Gambar 5. 2 Denah Pile cap (Sumber : PT. Adhi Karya Persada Gedung) 59
Gambar 5. 3 Denah Pelat Lantai 1 (Sumber : PT. Adhi Persada Gedung) 59
Gambar 5. 4 Denah Pelat Lantai 2 (Sumber : PT. Adhi Persada Gedung) 60
Gambar 5. 5 Denah Pelat Lantai 3 (Sumber : PT. Adhi Persada Gedung) 60
Gambar 5. 6 Denah Pelat Lantai 4 (Sumber : PT. Adhi Persada Gedung) 61
Gambar 5. 7 Denah Pelat Lantai 5 (Sumber : PT. Adhi Persada Gedung) 61
Gambar 5. 8 Denah Pelat Lantai Atap (Sumber : PT Adhi Persada Gedung) 62
Gambar 5. 9 Detail P2 (Sumber : PT. Adhi Persada Gedung) 64
Gambar 5. 10 Detail P3 (Sumber : PT. Adhi Persada Gedung) 65
Gambar 5. 11 Detail P6 (Sumber : PT. Adhi Persada Gedung) 65
Gambar 5. 12 Detail P7 (Sumber : PT. Adhi Persada Gedung) 66

Gambar 5. 13 Grafik Respons Spektrum(Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, 2021) 69
Gambar 5. 14 Perioda Computed dari SAP2000 70
Gambar 5. 15 Pemodelan SAP2000 dalam 3 Dimensi 72
Gambar 5. 16 Pemodelan SAP2000 dalam 2 Dimensi 72
Gambar 5. 17 Hubungan Antara Hasil Sebelum Back Analysis vs Hasil PDA 82
Gambar 5. 18 Hubungan Antara Hasil Back Analysis vs Hasil PDA 82
Gambar 5. 19 Input Data Penampang Tiang 84
Gambar 5. 20 Penentuan Pile Properties pada Group 85
Gambar 5. 21 Penentuan Pile Group Properties 86
Gambar 5. 22 Penentuan Koordinat Kepala Tiang pada Group 86
Gambar 5. 23 Input Beban Terpusat pada Pile Cap 87
Gambar 5. 24 Input Dimensi Pile Cap pada Group 88
Gambar 5. 25 Pemodelan Lapisan Tanah Pada Group 89
Gambar 5. 26 Input Soil Properties pada Group 89
Gambar 5. 27 Hasil Analisis Pemodelan Group 90
Gambar 5. 28 Grafik Resultant Deflection 91
Gambar 5. 29 Memasukkan Pile Properties pada Program Lpile 107
Gambar 5. 30 Memasukkan Soil Layers pada Program Lpile 108
Gambar 5. 31 Input Pembebanan pada Program Lpile 109
Gambar 5. 32 Hasil Report pada Progam Lpile 109
Gambar 5. 33 Contoh Grafik Lateral Pile Deflection pada Program Lpile 110
Gambar 5. 34 Contoh Hasil Luas Pile Cap dari AutoCAD 115
Gambar 5. 35 Perbandingan Volume Beton Total pada P7(205) 120
Gambar 5. 36 Perbandingan Volume Beton Total pada P7(211) 120
Gambar 5. 37 Perbandingan Volume Beton Total pada P6(115) 121
Gambar 5. 38 Perbandingan Volume Beton Total pada P6(109) 121
Gambar 5. 39 Perbandingan Volume Beton Total pada P3(259) 122
Gambar 5. 40 Perbandingan Volume Beton Total pada P2(223) 122
Gambar 5. 41 Data Umum pada SPColumn 128
Gambar 5. 42 Data Penampang pada SPColumn 128

Gambar 5. 43 Memasukkan Pembebanan pada SPColumn 129
Gambar 5. 44 Hasil Diagram Mn-Pn P7(205) dari SPColumn 129
Gambar 5. 45 Hasil Diagram Mn-Pn P7(205) dari SPColumn 130
Gambar 5. 46 Hasil Diagram Mn-Pn P7(211) dari SPColumn 130
Gambar 5. 47 Hasil Diagram Mn-Pn P6(115) dari SPColumn 131
Gambar 5. 48 Hasil Diagram Mn-Pn P6(109) dari SPColumn 131
Gambar 5. 49 Hasil Diagram Mn-Pn P3(259) dari SPColumn 132
Gambar 5. 50 Hasil Diagram Mn-Pn P2(223) dari SPColumn 132

DAFTAR LAMPIRAN

LAMPIRAN 1: Data Penyelidikan Tanah 145

LAMPIRAN 2: Data Hasil Pengujian PDA 150

LAMPIRAN 3: Gambar Kerja Proyek 151

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Q_{ult} = Kapasitas dukung *ultimate* tiang (ton)

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (ton)

Q_s = Kapasitas dukung friksi/selimut tiang (ton)

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

Q_u = Kapasitas dukung *ultimate* tiang tunggal (ton)

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

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

C_u = Kohesi tanah (ton/m^2)

f_s = Tahanan gesek selimut satuan luas (ton/m^2)

p = Keliling penampang tiang (m)

L = Panjang/kedalaman tiang (m)

α = Faktor adhesi

j = koefisien parameter empiris tahanan gesek tiang

k = koefisien parameter empiris tahanan ujung tiang

N = Nilai rata-rata N-SPT

N_1 = Nilai rata-rata N-SPT dari dasar tiang sampai 10D ke atas

N_2 = Nilai rata-rata N-SPT dari dasar tiang sampai 4D ke bawah

N_{SPT} = Nilai N-SPT rata-rata yang digunakan untuk perhitungan q_p

N_{avg} = Nilai rata-rata N-SPT pada lapisan tanah

n = Jumlah tiang (buah)

S/s = Jarak pusat ke pusat antar tiang (m)

D	= Diameter
Ø	= Diameter
E_g	= Efisiensi kelompok tiang
m	= Jumlah baris tiang
n’	= Jumlah tiang dalam satu baris
θ	= Sudut yang digunakan dalam perhitungan efisiensi kelompok tiang (^{o})
Q_g	= Beban maksimum kelompok tiang (ton)
P	= Gaya aksial yang terjadi (ton)
P_{maks}	= Beban maksimum pada tiang (ton)
P_u	= Gaya aksial terfaktor (ton)
M_x	= Momen terhadap sumbu x (ton-m/kN-m)
M_y	= Momen terhadap sumbu y (ton-m/kN-m)
X_{max}	= Jarak tiang terjauh terhadap sumbu x (m)
Y_{max}	= Jarak tiang terjauh terhadap sumbu y (m)
$\sum X^2$	= Jumlah kuadrat jarak tiang terhadap sumbu x (m^2)
$\sum Y^2$	= Jumlah kuadrat jarak tiang terhadap sumbu y (m^2)
n_x	= Jumlah tiang dalam satu baris arah x
n_y	= Jumlah tiang dalam satu baris arah y
S_e	= Penurunan total tiang tunggal (cm)
$S_{e(1)}$	= Penurunan elastis tiang (cm)
$S_{e(2)}$	= Penurunan akibat beban ujung tiang (cm)

$S_{e(3)}$ = Penurunan akibat beban yang ditransmisikan sepanjang selimut (cm)

Q_{wp} = Beban yang dipikul pada ujung tiang pada kondisi beban kerja (ton)

Q_{ws} = Beban yang dipikul melalui gesekan selimut pada kondisi beban kerja (ton)

E_p = Modulus elastisitas tanah (MN/m^2)

μ_s = Rasio Poisson tanah

I_{ws} = Faktor pengaruh penurunan akibat selimut tiang

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

B_g = Lebar kelompok tiang (m)

T = Periode fundamental struktur (detik)

T_a = Periode fundamental pendekatan (detik)

T_c = Periode fundamental hasil analisis/*computed* (detik)

C_u = Koefisien batas atas periode

V = Beban geser seismik (kN)

C_s = Koefisien respons seismik

W_t = Berat seismik efektif total struktur (kN)

I_e/I = Faktor keutamaan gempa

S_s = Parameter percepatan respons spektral periode pendek (g)

S_1 = Parameter percepatan respons spektral periode 1 detik (g)

F_a = Koefisien situs untuk periode pendek

F_v = Koefisien situs untuk periode 1 detik

S_{MS} = Parameter respons spektral percepatan MCER periode pendek (g)

S_{M1} = Parameter respons spektral percepatan MCER periode 1 detik (g)

S_{DS} = Parameter percepatan spektral desain periode pendek (g)

S_{D1} = Parameter percepatan spektral desain periode 1 detik (g)

C_{RS} = Faktor koreksi kerentanan periode pendek

C_{R1} = Faktor koreksi kerentanan periode 1 detik

S_{DSr} = Parameter percepatan spektral desain terkoreksi periode pendek (g)

S_{D1r} = Parameter percepatan spektral desain terkoreksi periode 1 detik (g)

R = Koefisien modifikasi respons

C_d = Faktor pembesaran defleksi

Ω_0 = Faktor kuat lebih sistem

PDA = *Pile Driving Analyzer*

CAPWAP = *Case Pile Wave Analysis Program*

SPT = *Standard Penetration Test*

N-SPT = Nilai *Standard Penetration Test*

CPT = *Cone Penetration Test*

USCS = *Unified Soil Classification System*

MCER = *Maximum Considered Earthquake Risk-Targeted*

SPRMK = Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

SNI = Standar Nasional Indonesia

NAVFAC = *Naval Facilities Engineering Systems Command*

AASHTO = *American Association of state Highway and Transportation Officials*

BH = *Bore Hole*

BP = *Bore Pile*

LL = *Liquid Limit* / Batas Cair

PL = *Plastic Limit* / Batas Plastis

SL = *Shrinkage Limit* / Batas Susut

PI = *Plasticity Indeks* / Indeks Plastisitas

GW = *Well-Graded Gravel*

GP = *Poorly-Graded Gravel*

GM = *Silty Gravel*

GC = *Clayey Gravel*

SW = *Well-Graded Sand*

SP = *Poorly-Graded Sand*

SM = *Silty Sand*

SC = *Clayey Sand*

ML = *Low-Plasticity Silt*

CL = *Low-Plasticity Clay*

MH = *Hight-Plasticity Silt*

CH = *High-Plasticity Clay*

OL = *Low-Plasticity Organic Silt or Clay*

OH = *High-Plasticity Organic Silt or Clay*

PT = *Peat and Highly Organic Soil*

ABSTRAK

Fondasi tiang bor pada Proyek Rumah Sakit Hermina Salatiga menggunakan diameter 0,8 m dengan kedalaman 8–10 m. Hasil pengujian *Pile Driving Analyzer* (PDA) menunjukkan kapasitas dukung *ultimate* 325–396 ton, sedangkan hasil kapasitas dukung *ultimate* dari perencanaan adalah 320 ton. Perbedaan tersebut menunjukkan perlunya kalibrasi terhadap kondisi aktual lapangan.

Penelitian ini bertujuan mengevaluasi kapasitas dukung fondasi *existing* berdasarkan PDA menggunakan *back analysis*, mengevaluasi kinerja kelompok tiang, dan menentukan desain yang lebih efisien. Analisis dilakukan menggunakan data N-SPT, PDA dan CAPWAP, serta data struktur. Kapasitas dukung dianalisis dengan Reese & Wright dan korelasi NAVFAC. *Back analysis* dilakukan dengan mengkalibrasi koefisien empiris tahanan selimut dan tahanan ujung. Evaluasi kelompok menggunakan GROUP dan LPILE, sedangkan optimasi dilakukan dengan variasi diameter 0,6–1,2 m dan kedalaman 8–11 m.

Hasil *back analysis* mempertahankan fs = 0,2N dan mengubah qp = 7N menjadi qp = 10N, sehingga kapasitas dukung menjadi 294,26–406,82 ton dan lebih mendekati PDA. Pemanfaatan kapasitas kelompok *existing* sebesar 15,94–88,76%, dengan salah satu titik tidak memenuhi batas lateral. Seluruh alternatif kemudian dipastikan memenuhi kriteria aksial dan lateral. Berdasarkan volume beton, konfigurasi optimum adalah P7(205) Ø0,6 m–9 m–4 tiang; P7(211) Ø0,6 m–10 m–3 tiang; P6(115) Ø0,6 m–8 m–4 tiang; P6(109) Ø1,0 m–11 m–1 tiang; P3(259) Ø0,6 m–10 m–3 tiang; dan P2(223) Ø0,6 m–10 m–1 tiang. Penurunan maksimum 7,853 cm < 19,833 cm dan pemeriksaan Mn-Pn dengan SPColumn memenuhi persyaratan.

Kata kunci: Fondasi Tiang Bor, *Pile Driving Analyzer*, *Back Analysis*, Kapasitas Dukung, Optimasi.

ABSTRACT

Bored pile foundations at the Hermina Hospital Salatiga Project use a diameter of 0.8 m and depths of 8–10 m. The Pile Driving Analyzer (PDA) test results indicate ultimate bearing capacities of 325–396 tons, while analysis using Reese & Wright with NAVFAC empirical correlations produces 236.96–338.20 tons. This difference indicates the need for calibration to represent actual site conditions.

This study aims to evaluate the bearing capacity of the existing foundation based on PDA results using back analysis, evaluate pile group performance, and determine a more efficient design. The analysis uses N-SPT, PDA and CAPWAP results, and structural data. Bearing capacity is analyzed using Reese & Wright and NAVFAC correlations. Back analysis is performed by calibrating the empirical coefficients for shaft and end bearing resistance. Group performance is evaluated using GROUP and LPILE, while optimization uses pile diameters of 0.6–1.2 m and depths of 8–11 m.

The back analysis maintains and changes to , resulting in bearing capacities of 294.26–406.82 tons, closer to PDA results. Existing pile group capacity utilization ranges from 15.94–88.76%, with one location exceeding the allowable lateral displacement. All alternatives are subsequently verified to satisfy axial and lateral criteria. Based on concrete volume, the optimum configurations are P7(205) Ø0.6 m–9 m–4 piles; P7(211) Ø0.6 m–10 m–3 piles; P6(115) Ø0.6 m–8 m–4 piles; P6(109) Ø1.0 m–11 m–1 pile; P3(259) Ø0.6 m–10 m–3 piles; and P2(223) Ø0.6 m–10 m–1 pile. Maximum settlement is 7.853 cm, below the allowable 19.833 cm, and the Mn-Pn checks using SPColumn satisfy the requirements.

Keywords: *Bored Pile Foundation, Pile Driving Analyzer, Back Analysis, Bearing Capacity, Optimization.*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Rumah sakit merupakan fasilitas pelayanan kesehatan yang memiliki peranan penting bagi masyarakat. RS Hermina Salatiga baru diresmikan pada tanggal 23 Desember 2025 dan menyediakan berbagai layanan kesehatan, seperti Instalasi Gawat Darurat, Rawat Jalan (Poliklinik), Rawat Inap, *Medical Check Up*, perawatan intensif, serta fasilitas penunjang medis lainnya. Gedung ini memiliki 5 lantai yang berdiri di atas lahan seluas 9.252 m².

Untuk menopang seluruh aktivitas kegiatan medis, memerlukan struktur gedung yang kokoh serta aman bagi para penggunanya. Struktur atas gedung yang kuat tentunya didukung dengan struktur bawah atau fondasi yang mampu menahan beban dari struktur di atasnya. Pada bangunan gedung bertingkat umumnya menggunakan fondasi dalam berupa tiang. Terdapat 2 jenis fondasi tiang yang digunakan dalam konstruksi yaitu tiang pancang dan tiang bor. Perbedaan utama dari kedua jenis fondasi tersebut ada pada produksinya yaitu untuk tiang pancang dibuat dari pabrik dengan standar mutu yang telah ditentukan, sedangkan tiang bor dibuat di lapangan sesuai spesifikasi yang sudah direncanakan.

Kapasitas dukung fondasi tiang untuk bangunan gedung umumnya dihitung dengan metode empiris yaitu perhitungan berbasis parameter tanah dengan data *Standard Penetration Test* (SPT). Karena sifat tanah yang heterogen, hasil perhitungan tidak selalu sama dengan kondisi aktual di lapangan. Oleh karena itu, diperlukan verifikasi dengan data lapangan berupa pengujian fondasi.

PDA Test (Pile Driving Analyzer Test) merupakan salah satu pengujian yang umum dilakukan pada fondasi tiang. Pengujian ini bertujuan untuk mengetahui kapasitas dukung aktual dari fondasi tiang. *Output* dari pengujian ini berupa nilai kapasitas dukung *ultimate* (Q_{ult}) berdasarkan kondisi nyata di lapangan. Dari data PDA ini bisa digunakan sebagai acuan untuk evaluasi desain dari fondasi tiang.

Jenis fondasi tiang yang digunakan pada proyek Rumah Sakit Hermina Salatiga adalah tiang bor yang memiliki dimensi 0,8 m dengan kedalaman yang bervariasi 8-10 m atau sampai tanah keras. Berdasarkan data tanah, pada titik BH-01 tanah jenis tanah mulai pada kedalaman 7 m, sedangkan titik BH-02 jenis tanah pasir pada kedalaman 4,5 m. Berdasarkan hasil pengujian PDA dan analisis CAPWAP didapatkan nilai kapasitas dukung *ultimate* pada 4 titik pengujian tiang yaitu untuk kedalaman 8 m dan kedalaman 10 m sebesar 325 ton s/d 396 ton. Sedangkan kapasitas dukung *ultimate* yang sudah direncanakan yaitu sebesar 320 ton.

Berdasarkan data tersebut terdapat variasi kapasitas dukung aktual terhadap rencana. Perbedaan tersebut menunjukkan bahwa desain masih konservatif pada kondisi tertentu dan terdapat potensi untuk dilakukan efisiensi. Maka dari itu, perlu dilakukan evaluasi salah satunya dengan metode *back analysis* berdasarkan data pengujian PDA. Tujuan analisis ini adalah untuk melakukan penyesuaian parameter empiris yang digunakan dalam korelasi N-SPT sehingga diperoleh parameter analisis yang lebih representatif terhadap kondisi lapangan. Hasil evaluasi tersebut selanjutnya dapat digunakan untuk meninjau efisiensi desain fondasi tiang bor *existing*. Oleh karena itu tujuan penelitian ini adalah melakukan evaluasi kapasitas dukung fondasi *bored pile* dengan metode *back analysis* berdasarkan hasil pengujian PDA pada Proyek Rumah Sakit Hermina Salatiga.

1.2 Rumusan Masalah

1. Berapa kapasitas dukung fondasi tiang tunggal bor *existing* dengan diameter 0,8 m pada Proyek RS Hermina Salatiga?
2. Bagaimana perbandingan kapasitas dukung fondasi tiang tunggal bor *existing* dengan hasil pengujian PDA?
3. Bagaimana hasil kalibrasi parameter empiris kapasitas dukung fondasi tiang bor berdasarkan hasil pengujian PDA?
4. Bagaimana hasil evaluasi respons aksial dan lateral kelompok tiang *existing* berdasarkan parameter empiris hasil *back analysis* menggunakan Group?

5. Bagaimana kapasitas dukung serta respons aksial dan lateral alternatif desain fondasi tiang bor dengan variasi diameter 0,6 m, 0,8 m, 1,0 m, dan 1,2 m serta kedalaman 8 m, 9 m, 10 m, dan 11 m?
6. Bagaimana hasil penentuan alternatif desain fondasi tiang bor yang paling optimal berdasarkan hasil analisis dan efisiensi volume beton?
7. Bagaimana hasil pemeriksaan penurunan dan kapasitas penampang terhadap momen dan gaya aksial pada alternatif desain fondasi yang optimal?

1.3 Tujuan

1. Mengetahui kapasitas dukung fondasi tiang tunggal bor *existing* dengan diameter 0,8 m pada Proyek RS Hermina Salatiga.
2. Mengetahui perbandingan kapasitas dukung fondasi tiang tunggal bor *existing* dengan hasil pengujian PDA.
3. Mengetahui hasil kalibrasi parameter empiris kapasitas dukung fondasi tiang bor berdasarkan hasil pengujian PDA.
4. Mengetahui hasil evaluasi respons aksial dan lateral kelompok tiang *existing* berdasarkan parameter empiris hasil *back analysis* menggunakan GROUP.
5. Mengetahui kapasitas dukung serta respons aksial dan lateral alternatif desain fondasi tiang bor dengan variasi diameter 0,6 m, 0,8 m, 1,0 m, dan 1,2 m serta kedalaman 8 m, 9 m, 10 m, dan 11 m.
6. Mengetahui hasil penentuan alternatif desain fondasi tiang bor yang paling optimal berdasarkan hasil analisis dan efisiensi volume beton.
7. Mengetahui hasil pemeriksaan penurunan dan kapasitas penampang terhadap momen dan gaya aksial pada alternatif desain fondasi yang optimal.

1.4 Manfaat

Adapun manfaat dari penelitian ini adalah menambah pengetahuan bagi pembaca mengenai evaluasi kapasitas dukung fondasi tiang bor berdasarkan hasil pengujian PDA dengan metode *back analysis*. Selain itu, penelitian ini diharapkan dapat menjadi bahan referensi dalam melakukan evaluasi parameter desain fondasi agar

lebih representatif terhadap kondisi aktual lapangan serta sebagai pertimbangan dalam meninjau efisiensi desain fondasi tiang bor pada proyek gedung bertingkat.

1.5 Batasan Penelitian

1. Data yang digunakan adalah data penyelidikan tanah, gambar kerja, hasil pengujian lab, dan hasil pengujian PDA dari proyek gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga .
2. Analisis kapasitas dukung fondasi hanya menggunakan metode Reese & Wright dan beberapa pendekatan empiris dari NAVFAC berdasarkan data hasil penyelidikan tanah yaitu N-SPT.
3. Analisis penurunan untuk tiang tunggal dan penurunan tiang kelompok menggunakan metode (Vesic, 1977).
4. Fondasi *existing* yang ditinjau adalah tiang bor dengan diameter 0,8 m dan kedalaman 8 m dan 10 m serta jenis kelompok tiang P7, P6, P3, dan P2.
5. Variasi dimensi dan kedalaman tiang bor digunakan untuk rekomendasi desain alternatif. Diameter yang akan digunakan adalah 0,6m, 0,8m, 1m, dan 1,2m. Sedangkan variasi kedalamannya adalah 8m, 9m, 10m, dan 11m.
6. Parameter tanah yang digunakan dalam pemodelan fondasi pada lapisan tanah lempung diperoleh dari hasil pengujian laboratorium, sedangkan parameter tanah pada lapisan pasir ditentukan berdasarkan korelasi terhadap nilai N-SPT.
7. Perencanaan struktur tahan gempa bangunan gedung sesuai dengan(SNI 1726:2019) tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Struktur Bangunan Gedung dan Non-gedung. Beban gempa yang digunakan sesuai dengan wilayah Kota Salatiga.
8. Pemodelan struktur menggunakan SAP2000 dilakukan berdasarkan interpretasi dan pemodelan kembali dari gambar kerja struktur yang tersedia, sehingga hasil pembebanan yang diperoleh dapat memiliki perbedaan dengan hasil pemodelan atau pembebanan yang digunakan oleh perencana awal.
9. Analisis penelitian ini tidak difokuskan pada struktur atas sehingga dibatasi hanya pada perhitungan pembebanan gedung berdasarkan (SNI 1726:2019).

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pada struktur suatu bangunan, dibagi menjadi dua bagian yaitu struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas bangunan merupakan bagian struktur utama bangunan yang berada di atas permukaan tanah dan menahan beban hidup dan mati suatu bangunan. Contoh struktur atas bangunan umumnya seperti kolom, balok, pelat lantai dan atap. Sedangkan struktur bawah bangunan merupakan bagian struktur yang berada di bawah permukaan tanah dan menerima beban dari struktur yang ada di atasnya. Contoh struktur bangunan seperti fondasi, *pilecap, sloof,* dan *basement.* Fondasi tiang merupakan suatu konstruksi yang mampu menahan gaya ortogonal ke sumbu tiang dengan cara menyerap lenturan (Sosrodarsono & Nakazawa, 1990). Ada dua jenis fondasi tiang yang umum digunakan yaitu tiang bor dan tiang pancang. Fondasi tiang bor merupakan jenis fondasi yang dipasang dengan cara mengebor tanah dan pembuatan tiang langsung di lapangan. Dengan pembuatan langsung di lapangan maka jenis fondasi ini tidak memerlukan sambungan untuk membuat tiang yang panjang. Selain itu kelebihan lain dari fondasi ini adalah tidak menimbulkan getaran sehingga cocok untuk pekerjaan di lokasi padat penduduk.

2.2 Penelitian Sebelumnya

2.2.1 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor

Kapasitas dukung merupakan salah satu aspek utama dalam perencanaan fondasi tiang bor. Kapasitas dukung tiang pada umumnya dipengaruhi oleh tahanan selimut dan tahanan ujung tiang. Beberapa penelitian terdahulu telah menggunakan metode analitis dengan variasi dimensi dan kedalaman tiang untuk mengevaluasi kapasitas dukung fondasi.

Kuswaya dkk. (2020) melakukan analisis kapasitas dukung fondasi dalam pada *crude oil sotrage tank* dengan membandingkan fondasi tiang pancang dan tiang bor pada beberapa variasi diameter. Pada fondasi tiang bor digunakan variasi diameter 0,30 m, 0,35 m, 0,40 m, 0,45 m, 0,50 m, dan 0,60 m pada kedalaman 32 m. Hasil

analisis menunjukkan kapasitas dukung masing-masing diameter sebesar 139,63 kN, 165,99 kN, 193,24 kN, 221,37 kN, 250,38 kN, 311,06 kN. Hasil tersebut menunjukkan bahwa adanya peningkatan kapasitas dukung seiring dengan bertambahnya diameter tiang.

Pada penelitian Sa'da (2023), analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor dilakukan menggunakan metode Reese & Wright (1977) dengan variasi diameter 40 cm, 60 cm, dan 80 cm. Kapasitas dukung yang diperoleh masing-masing sebesar 1.312,9 kN, 1.844 kN, dan 1.914 kN. selain kapasitas dukung penelitian tersebut juga memperoleh nilai penurunan tiang tunggal sebesar 2,51 mm, 2,03 mm, dan 1,83 mm, sedangkan penurunan kelompok masing-masing sebesar 91,67 mm, 102 mm, dan 113,56 mm.

Benedict dkk. (2026) membandingkan hasil analisis kapasitas dukung menggunakan metode Reese & Wright (1977) dan perangkat lunak Allpile terhadap hasil pengujian PDA. Analisis dilakukan pada tiang diameter 0,50 m dan 0,60 m dengan kedalaman 16 m. Untuk diameter 0,6 m, hasil analisis Reese & Wright menghasilkan kapasitas dukung sebesar 191,34 ton, sedangkan hasil Allpile sebesar 189,78 ton. Hasil tersebut kemudian dibandingkan dengan hasil pengujian PDA sebesar 189,06 ton.

Berdasarkan penelitian-penelitian tersebut, metode analitis dan variasi dimensi tiang dapat digunakan untuk mengevaluasi kapasitas dukung fondasi tiang bor. Namun, hasil analisis teoritis dapat menunjukkan perbedaan terhadap hasil pengujian lapangan, sehingga diperlukan evaluasi terhadap kesesuaian parameter atau korelasi empiris yang digunakan dalam analisis.

2.2.2 Pengujian PDA sebagai Evaluasi Kapasitas Dukung Tiang

Benedict dkk. (2026) membandingkan hasil analisis menggunakan metode Reese & Wright (1977) dan *software* Allpile terhadap hasil pengujian PDA pada fondasi tiang bor. Pada tiang berdiameter 0,60 m dengan kedalaman 16 m, hasil analisis Reese & Wright sebesar 131,34 ton, sedangkan hasil Allpile sebesar 189,78 ton. Sementara itu, hasil pengujian PDA menunjukkan kapasitas dukung sebesar 189,06

ton. Hasil tersebut menunjukkan bahwa analisis Allpile memiliki nilai yang relatif dekan dengan hasil pengujian PDA pada kondisi yang ditinjau.

Rahman dkk. (2022) melakukan korelasi kapasitas dukung tiang bor hasil analisis dengan hasil pengujian PDA pada 15 tiang di lokasi pembangunan Jalan Tol Ring Road Seksi III A. Metode yang digunakan meliputi Meyerhof, Decourt, dan Reese O'Neil. Hasil dari masing-masing metode kemudian dibandingkan hasil PDA menggunakan parameter *Root Mean Square Error* (RMSE). Berdasarkan hasil perbandingan tersebut, metode Meyerhof dan Decourt menghasilkan nilai yang paling mendekati hasil pengujian PDA.

Selain digunakan sebagai pembanding, hasil pengujian PDA juga dapat digunakan sebagai dasar dalam melakukan *back analysis.* Ing & Anantanasakul (2023) menggunakan data *static load test* dan PDA dalam melakukan *back analysis* parameter desain fondasi *bored pile* pada tanah kohesif di Phnom Penh. Penelitian tersebut menggunakan 12 *instrumented static load test,* 2 *static load test* tambahan, dan 23 pengujian PDA yang berasal dari berbagai proyek.

Berdasarkan penelitian terdahulu, hasil PDA dapat digunakan untuk mengevaluasi tingkat kesesuaian hasil analisis kapasitas dukung terhadap kondisi aktual di lapangan. Selain sebagai pembanding, data PDA juga dapat dimanfaatkan sebagai dasa kalibrasi parameter atau korelasi empiris melalui pendekatan *back analysis.* Pendekatan tersebut digunakan dalam penelitian ini untuk menyesuaikan parameter empiris berdasarkan hasil pengujian PDA.

2.2.3 *Back Analysis* dan Kalibrasi Parameter Empiris

Back analysis merupakan pendekatan yang dapat digunakan untuk mengevaluasi dan mengkalibrasi parameter yang digunakan dalam analisis berdasarkan hasil pengujian atau kondisi aktual di lapangan. Pada analisis fondasi tiang, hasil pengujian kapasitas dukung dapat digunakan sebagai acuan untuk mengevaluasi kesesuaian korelasi empiris yang digunakan dalam memperkirakan tahanan selimut dan tahanan ujung.

Ing & Anantanasakul (2023) melakukan *back analysis* terhadap beberapa parameter desain fondasi *bored pile* pada tanah kohesif di Phnom Penh berdasarkan hasil *static*

load test dan PDA. Penelitian tersebut menggunakan data dari 216 *borehole* pada 45 proyek berbeda, dengan diameter tiang bor yang dianalisis berkisar antar 0,8 m hingga 1,5 m. Hasil penelitian menunjukkan bahwa tahanan selimut *(shaft resistance)* memberikan kontribusi yang dominan terhadap kapasitas dukung tiang, yaitu mencapai 99% pada tahap awal pembebanan dan 88% pada beban maksimum. Melalui proses *back analysis,* penelitian tersebut memperoleh hubungan faktor adhesi sebesar $\alpha = 2{,}88S_u^{-0{,}35} \leq 1{,}0$ serta hubungan *skin friction* terhadap nilai SPT sebesar $f_s = 1{,}93N$. Selain itu, diperoleh hubungan modulus elastisitas tanah sebesar $E_{50} = 73{,}40\ S_u$ yang dapat digunakan dalam analisis penurunan fondasi. hasil tersebut menunjukkan bahwa parameter yang diperoleh melalui *back analysis* dapat digunakan untuk memperkirakan kapasitas dukung fondasi tiang bor berdasarkan kondisi tanah lokal.

Hasil penelitian tersebut menunjukkan bahwa korelasi empiris yang digunakan dalam analisis kapasitas dukung tidak selalu memberikan hasil yang sama dengan kondisi aktual di lapangan. Oleh karena itu, hasil pengujian lapangan dapat digunakan sebagai dasar untuk melakukan kalibrasi terhadap koefisien empiris yang digunakan dalam korelasi N-SPT.

Dalam penelitian ini, pendekatan *back analysis* digunakan untuk kalibrasi parameter empiris yang digunakan dalam analisis kapasitas dukung berdasarkan hasil pengujian PDA. Hasil kalibrasi selanjutnya digunakan dalam evaluasi kapasitas dukung fondasi *existing* dan menjadi dasar dalam proses optimasi desain fondasi tiang bor.

2.2.4 Optimasi Desain Fondasi Tiang

Kuswaya dkk. (2020) melakukan optimasi fondasi dalam dengan membandingkan beberapa variasi diameter dan jumlah tiang. Pada fondasi tiang pancang, biaya pelaksanaan tertinggi sebesar Rp 1.612.400.000,00 diperoleh pada diameter 0,50 m dengan jumlah 80 tiang, sedangkan biaya terendah sebesar Rp.1.398.730.000,00 diperoleh pada diameter 0,35 m dengan jumlah 122 tiang. Pada fondasi tiang bor, biaya tertinggi sebesar Rp1.831.360.000,00 diperoleh pada diameter 0,30 m dengan jumlah 118 tiang, sedangkan biaya terendah sebesar Rp1.664.640.000,00 diperoleh

pada diameter 0,40 m dengan jumlah 85 tiang. Berdasarkan perbandingan tersebut, fondasi tiang pancang dengan diameter 0,35 m dan jumlah 112 tiang dipilih sebagai alternatif paling optimal pada penelitian tersebut.

Defitri dkk. (2025) melakukan optimasi penggunaan fondasi *bored pile* pada proyek pembangunan apartemen dengan membandingkan variasi diameter dan jumlah tiang terhadap fondasi *existing.* Fondasi *existing* menggunakan diameter 1,0 m dengan jumlah 4 tiang dan memilik kapasitas dukung izin sebesar 21.038,448 kN dengan biaya sebesar Rp604.862.538,00. Hasil optimasi menghasilkan alternatif sebesar 10.812 kN, dengan biaya sebesar Rp416.517.335,00. Hasil tersebut menunjukkan bahwa perubahan dimensi dan jumlah tiang dapat menghasilkan alternatif desain yang lebih ekonomis dibandingkan kondisi *existing.*

Sa'da (2023) juga melakukan perencanaan ulang fondasi dengan variasi diameter 0,40 m, 0,60 m, dan 0,80 m. Selain mengevaluasi kapasitas dukung, penelitian tersebut membandingkan penurunan yang terjadi pada masing-masing alternatif. Hasil kapasitas dukung masing-masing diameter adalah 1.312,9 kN, 1.844 kN, dan 1.914 kN, sedangkan penurunan tiang tunggal sebesar 2,51 mm, 2,03 mm, dan 1,83 mm.

Berdasarkan penelitian terdahulu, optimasi fondasi dapat dilakukan dengan mengubah dimensi dan jumlah tiang, kemudian membandingkan kinerja serta kebutuhan material atau biaya dari setiap alternatif. Dalam penelitian ini, optimasi dilakukan melalui variasi diameter 0,60 m, 0,80 m, 1, 00 m dan 1,20 m serta variasi kedalaman 8 m, 9 m, 10 m, dan 11 m. Setiap alternatif selanjutnya dianalisis berdasarkan kapasitas dukung, konfigurasi kelompok, kapasitas aksial dan lateral, serta volume beton total untuk menentukan alternatif desain yang paling efisien.

2.2.5 Penurunan Fondasi Tiang

Sa'da (2023) melakukan evaluasi penurunan pada beberapa variasi diameter tiang bor. Untuk diameter 0,40 m, 0,60 m, dan 0,80 m, diperoleh penurunan tiang tunggal masing-masing sebesar 2,51 mm, 2,03 mm, dan 1,83 mm. Sementara itu, penurunan kelompok yang diperoleh masing-masing sebesar 91,67 mm, 102 mm, dan 113,56 mm. Hasil tersebut menunjukkan bahwa penurunan perlu dievaluasi baik pada

kondisi tiang tunggal maupun kelompok tiang karena respons yang dihasilkan dapat berbeda.

Ing & Anantanasakul (2023) melakukan *back analysis* terhadap modulus elastisitas tanah dan memperoleh hubungan $E_{50} = 73{,}40S_u$. Parameter tersebut digunakan sebagai salah satu parameter yang dapat mendukung analisis deformasi dan penurunan fondasi berdasarkan kondisi tanah lokal.

Berdasarkan penelitian terdahulu, evaluasi desain fondasi tidak hanya dilakukan berdasarkan kapasitas dukung, tetapi juga perlu mempertimbangkan deformasi atau penurunan yang terjadi. Oleh karena itu, dalam penelitian ini penurunan digunakan sebagai salah satu alat pemeriksaan terhadap konfigurasi fondasi yang telah ditentukan sebagai alternatif optimum.

2.3 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

Perbedaan penelitian terdahulu dengan penelitian yang dilakukan penulis dapat dilihat pada tabel 2.1 berikut.

Tabel 2. 1 Rekapitulasi Penelitian Terdahulu

Penelitian Terdahulu							**Penelitian yang akan dilakukan**
Peneliti	Kuswaya dkk. (2020)	Defitri dkk. (2025)	Benedict dkk. (2026)	Ing & Anantanasakul (2023)	Sa'da (2023)	Rahman dkk. (2022)	Shalehuddin (2026)
Judul Penelitian	Analisis Optimalisasi Pondasi Dalam pada *Cruede Oil Storage Tank* (Studi Proyek Pondok Makmur Pertamina di Bekasi)	Optimasi Penggunaan Fondasi *Bored Pile* pada Proyek Pembangunan Apartemen di Batam	Evaluasi Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Metode Analisis Reese dan Allpile Terhadap Hasil Uji PDA	*Back Analysis* Beberapa Parameter Desain Fondasi *Bored Pile* pada Tanah Kohesif Phnom Penh	Perencanaan Ulang Dengan Pondasi Tiang Bor Pada Bangunan Gedung Fakultas Ilmu Komputer Dengan Variasi Dimensi Menggunakan Metode Reese&Wright (1977)	Korelasi Hasil Analisis Daya Dukung Ultimit Tiang Bor Dengan Hasil Pengujian PDA	Evaluasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Berdasarkan Hasil *Pile Driving Analyzer* Menggunakan Metode *Back Analysis* Pada Proyek Rs Hermina Salatiga
Tujuan Penelitian	Mengetahui jenis fondasi yang optimal antara tiang pancang dan tiang bor dengan menggunakan beberapa dimensi. Selain itu, untuk mengetahui	Melakukan optimasi kapasitas dukung fondasi tiang bor berdesarkan pendekatan N-SPT dan membandingkan biaya hasil	Menganalisis kapasitas kapasitas dukung dengan analitis dan perangkat lunak. Selain itu hasil tersebut akan dibandingkan	Melakukan *back analysis* terhadap parameter desain fondasi bored pile pada tanah kohesif wilayah Phnom Penh berdasarkan hasil static load test	Mengetahui kapasitas dukung, kapasitas kelompok tiang, dan penurunan dari alternatif desain fondasi tiang bor dengan metode *Reese & Wright (1977)*	Melakukan perbandingan antara kapasitas dukung hasil analisis berdasarkan data N-SPT dengan hasil uji PDA	Mengetahui kapasitas dukung fondasi tiang bor existing pada Proyek RS Hermina Salatiga, hasil penyesuaian parameter desain terhadap kapasitas dukung fondasi tiang

Lanjutan Tabel 2.1 Rekapitulasi Penelitian Terdahulu

Penelitian Terdahulu							**Penelitian yang akan dilakukan**
Peneliti	Kuswaya dkk. (2020)	Defitri dkk. (2025)	Benedict dkk. (2026)	Ing & Anantanasakul (2023)	Sa'da (2023)	Rahman dkk. (2022)	Shalehuddin (2026)
	kapasitas dukung yang optimal agar mendapatkan biaya pelaksanaan yang paling efisien.	optimasi dengan *existing*	dengan hasil uji PDA	dan PDA test. Menentukan nilai adhesion factor (α), hubungan kuat geser tak terdrainase (s_u) dengan nilai SPT N, serta para meter prediksi hubungan beban dan penurunan (*load-settlement curve*) pada bored pile.			bor berdasarkan hasil pengujian PDA, hasil evaluasi desain fondasi tiang bor existing berdasarkan hasil parameter yang telah disesuaikan dan SSSMengetahui rekomendasi desain fondasi tiang bor berdasarkan hasil evaluasi yang telah dilakukan.
Metode Penelitian	Mayerhoff dan Skempton	Meyerhoff (1976)	Reese & Wright (1977)	O'Neill and Reese (1999), *Back Analysis, α-method*	Reese & Wright (1977)	Meyerhof, Decourt, dan Reese O'neill	Reese & Wrigh, korelasi empiris NAVFAC, dan Vesic
Hasil Penelitian	Kapasitas dukung tiang bor lebih besar daripada tiang pancang, tetapi desain fondasi yang optimal adalah tiang pancang dengan diameter 35 cm didapat kapasitas	Kapasitas dukung fondasi *existing* sebesar 21.038,448 Kn, sedangkan hasil optimasi sebesar 10.812 Kn. Hasil tersebut memenui syarat dan biaya fondasi	Hasil kapasitas dukung dengan metode Resse and Wright mencapai 191,34 ton, sedankan hasil menggunakan Allpile sebesar 189,78 ton. Hasil	Hubungan antara Su dan N-SPT masih relevan untuk tanah kohesif di Phnom Penh yaitu Su = 5,5N. Faktor adeshi dari *back analysis* lebih	Kapasitas dukung kelompok tiang dengan jumlah 3 buah memiliki efisinsi kelompok tiang sebesar 0,875 dan kapasitas tiang kelompok didapat sebesar 184,4 ton >	Berdasarkan hasil analisis, untuk metode Decourt dan Meyerhof lebih mendekati hasil uji PDA	Kapasitas dukung existing sebesar 236,96–338,20 ton lebih rendah dari PDA sebesar 325–396 ton. *Back analysis* dengan penyesuaian dan dari 0,2N dan 7N menjadi 0,2N dan 10N

LanjutanTabel 2. 1 Rekapitulasi Penelitian Terdahulu

Penelitian Terdahulu							**Penelitian yang akan dilakukan**
Peneliti	Kuswaya dkk. (2020)	Defitri dkk. (2025)	Benedict dkk. (2026)	Ing & Anantanasakul (2023)	Sa'da (2023)	Rahman dkk. (2022)	Shalehuddin (2026)
	duung sebesar 135,45 kN dan jumlah tiang 122 buah dengan biaya minimum pelaksanaan sebesar Rp 1.398.730.000,00. Sedangkan pada tiang diameter 40 dan jumlah 85 buah tiang memiliki biaya minimum pelaksanaan sebesar Rp. 1.664.640.000,00	*existing* sebesar Rp604.862.538,00 dan untuk fondasi hasil optimasi sebesar Rp416.517.335,00. Alternatif desain yang paling efisien dan ekonomis adalah optimasi 3 dengan menggunakan 3 tiang diameter 0,8m.	dari pengujian PDA adalah 189,06 ton. Selisih antara hasil perhitungan analisis dan perangkat lunak terhadap hasil uji PDA relatif kecil.	besar disbanding Kulhawy & Jackson (1989) dan lebih kecil dibanding Reese & O'Neill (1989) Su>120kPa. Hubungan *skin friction* dan N-SPT didapat fs = 1,93N. Parameter hasil *back analysis* cukup baik untuk estimasi namun kapasitas hasil analisis masih cenderung lebih kecil dari hasil PDA test.	Pu maka aman. Hasil penurunan elastik pada tiang sebesar 42,09 dan penurunan elastik untuk tiap grup sebesar 100,20 mm.		menghasilkan kapasitas 294,26–406,15 ton yang lebih mendekati PDA. Evaluasi kelompok menunjukkan pemanfaatan kapasitas 15–88,76%, sehingga dilakukan optimasi variasi diameter, kedalaman, dan jumlah tiang. Alternatif optimum memenuhi pemeriksaan penurunan dan kapasitas penampang.

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

3.1.1 Definisi Tanah

Tanah merupakan kumpulan dari beberapa mineral, partikel organik, dan endapan sedimen yang terpisah *(loose)* dan terletak di atas bebatuan *(hardrock)* (Hardiyatmo, 2002). Partikel tanah terbentuk dari berbagai macam proses, salah satunya pelapukan dari suatu batuan yang mengubah batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil. Partikel-partikel tanah ini dalam teknik sipil bermanfaat sebagai fondasi pendukung bangunan, sebagai material konstruksi, dan bahkan sebagai beban yang mempengaruhi suatu bangunan seperti dinding penahan tanah (Sosrodarsono & Nakazawa, 1990)

3.1.2 Klasifikasi Jenis Tanah

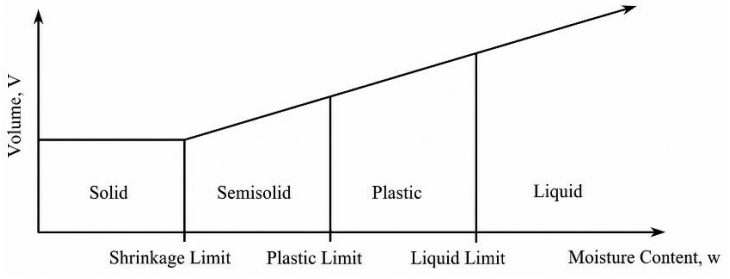
Klasifikasi tanah merupakan pengelompokan tanah berdasarkan karakteristik fisik dan indeksnya yang digunakan sebagai dasar dalam analisis geoteknik. Klasifikasi ini secara sederhana bisa dibagi menjadi dua, yaitu tanah berbutir halus dan tanah berbutir kasar. Sifat dan kelakuan kedua jenis tanah tersebut tidak sama, sehingga perlu dilakukan analisis sendiri-sendiri (Subarkah, 1979). Pengklasifikasian jenis tanah sangat berguna untuk perencana dalam menentukan arah suatu perancangan atau pelaksanaan secara empiris berdasarkan pengalaman yang pernah dilakukan sebelumnya (Hardiyatmo, 2002).

Dalam praktiknya, informasi mengenai jenis dan klasifikasi tanah dapat diperoleh melalui kegiatan investigasi tanah di lapangan. Hasil investigasi tersebut memberikan gambaran mengenai kondisi dan susunan lapisan tanah pada suatu lokasi berdasarkan kedalaman tertentu, sehingga dapat digunakan sebagai dasar dalam memahami karakteristik tanah yang akan dianalisis.

3.1.3 Batas-Batas Atterberg

Tanah berbutir halus memiliki sifat yang menjadi ciri khusus yaitu plastis. Sifat plastis ini dipengaruhi oleh adanya kandungan mineral yang ada di dalam tanah. Dengan adanya plastisitas ini tanah mampu untuk berubah bentuk tanpa menunjukkan adanya retakan. Maka dari itu, kadar air dalam tanah sangat berpengaruh untuk menentukan apakah bentuk tanah tersebut akan cair, plastis, semi padat atau padat.

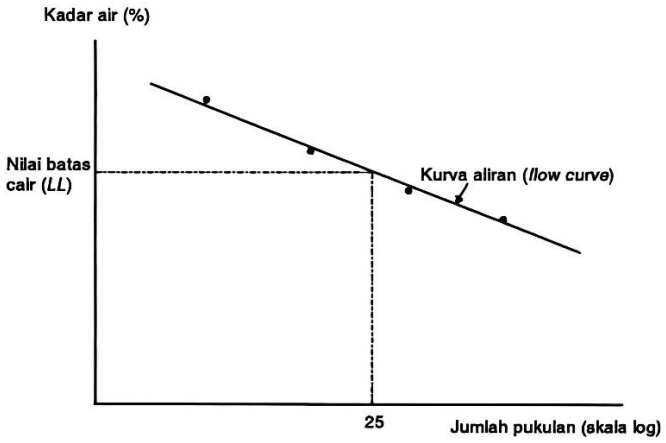
Atterberg (1911) telah memberikan gambaran untuk mengetahui batas konsistensi tanah dengan mempertimbangkan kadar air yang ada di dalamnya. Batas-batas yang dimaksud adalah batas cair *(liquid limit),* batas plastis *(plasstic limit),* dan batas susut *(shrinkige limit*) (Hardiyatmo, 2002). Batas-batas tersebut dapat dilihat pada gambar 3.1 berikut ini.



Gambar 3. 1 Batas-Batas Atterberg (Hossain dkk., 2021)

1. Batas Cair *(Liquid Limit)*

   Batas cair (LL) diartikan sebagai kandungan air tanah pada peralihan antara kondisi cair dan kondisi plastis, yaitu berada di atas batas plastis. Batas cair umumnya diukur melalui metode casagrande. Karena ada kesulitan dalam mengatur kandungan air saat celah menutup pada 25 pukulan, percobaan biasanya dilakukan beberapa kali dengan menggunakan kadar air yang bervariasi dan jumlah pukulan yang berkisar antara 15 hingga 35. Selanjutnya, hubungan antara kadar air dan jumlah pukulan akan digambarkan dalam bentuk grafik semi logaritmik untuk menentukan kadar air pada 25 pukulan pada gambar 3.2.



Gambar 3. 2 Hubungan Kadar Air Dengan Jumlah Pukulan (Hardiyatmo, 2002)

2. Batas Plastis *(Plastic Limit)*

   Batas plastis (PL) adalah tingkat kadar air yang terletak di antara kondisi plastis dan semi padat, yaitu persentase kadar air di mana tanah yang berbentuk silinder dengan diameter 3,2 mm mulai mengalami keretakan saat digulung.

3. Batas Susut *(Shrinkage Limit)*

   Batas susut (SL) adalah ketika kadar air berada di daerah antar semi padat dan padat, yaitu ditandai dengan pengurangan air berikutnya tidak berpengaruh pada volume tanah.

4. Indeks Plastis *(Plasticity Indeks)*

   Indeks plastis (PI) merupakan selisih antara batas cair dengan batas plastis. Indeks plastis ini menunjukkan plastisitas yang ada pada tanah, semakin tinggi indeks plastisnya maka tanah memiliki banyak butiran lempung. Sebaliknya jika indeks plastis tanah rendah seperti lanau, maka sedikit pengurangan kadar air akan berakibat tanah menjadi kering. Berikut adalah batasan indeks plastis yang telah diberikan oleh Atterberg pada tabel 3.2.

Tabel 3. 1 Batas indeks plastis (Hardiyatmo, 2002)

PI	Sifat	Macam Tanah	Kohesi
0	Non Plastis	Pasir	Non Kohesif

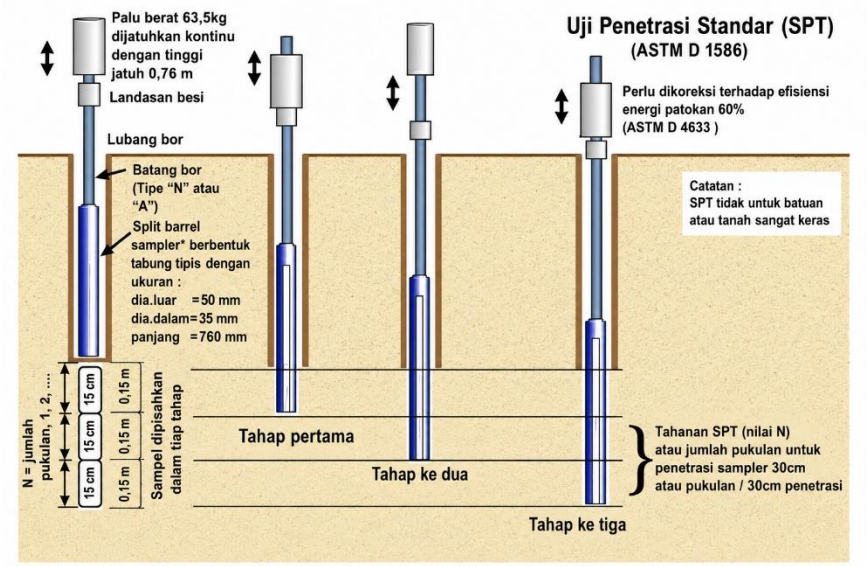
Lanjutan Tabel 3. 2 Batas indeks plastis (Hardiyatmo, 2002)

<7	Plastisitas rendah	Lanau	Kohesif Sebagian
7-17	Plastisitas sedang	Lempung berlanau	Kohesif
>17	Plastisitas tinggi	Lempung	Kohesif

3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah dilaksanakan pada sebelum proyek itu dibangun untuk mengontrol kekuatan tanah dan memprediksi bahaya yang mungkin akan ada pada kondisi tanah di lapangan. Maksud dari penyelidikan tanah ini adalah mengetahui kondisi lapisan bawah tanah terutama untuk mengetahui sifat mekanik pada lokasi rencana dan mengetahui letak lapisan keras dari permukaan tanah yang ada. Tujuan penyelidikan untuk memberikan gambaran kepada perencana agar mengetahui kondisi tanah dasar yang ada. Sehingga perencana dapat mendesain rencana struktur fondasi yang efisien, ekonomis, dan dimungkinkan pelaksanaannya.

Salah satu penyelidikan tanah yang umum dilakukan adalah *Standard Penetration Test* (SPT). SPT merupakan pengujian yang dilakukan dengan cara mengebor tanah untuk mengetahui kepadatan dan jenis tanah di bawah permukaan. Pada penelitian ini SPT dilaksanakan dalam lubang bor setelah pengambilan sampel *undisturbed* pada setiap interval 1,5 m. Pengujian ini dilaksanakan pada tanah dalam keadaan asli dengan menggunakan *Open Standard Split Barrel Sampler. Hammer* yang digunakan mempunyai berat 63,5 kg dengan tinggi jatu 75 cm. Pengujian ini dilaksanakan menggunakan *Automatic Drop Hammer Device* sehingga *hammer* bisa jatuh dengan bebas tanpa adanya gesekan. *Sampler* dipukul hingga menembus tanah sedalam 45 cm di mana jumlah pukulan sepanjang masuk 15 cm pertama tidak diperhitungkan. Nilai SPT = N adalah sama dengan jumlah pukulan untuk penetrasi 30 cm berikutnya. Hasil SPT ini disajikan dalam bentuk diagram pada *boring log.* Berikut ini adalah gambaran skema pengujian SPT dapat dilihat pada gambar 3.3.



Gambar 3. 3 Skema Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT)(SNI 4153:2008)

3.3 Pengertian Fondasi

Dalam struktur bangunan dibagi menjadi 2 bagian yaitu struktur atas dan struktur bawah. Fondasi merupakan bagian struktur bawah bangunan yang menahan beban di atasnya serta menghubungkan struktur atas dengan tanah atau batuan yang ada di bawahnya. Sementara itu, Rekayasa fondasi merupakan kombinasi seni dan ilmu dalam menerapkan pertimbangan teknik dan prinsip-prinsip mekanika tanah untuk memprediksi reaksi massa tanah terhadap variasi kondisi bentuk dan/atau beban (Bowles, 1977).

Secara umum fondasi dapat dibagi menjadi 2 yaitu fondasi tiang bor dan tiang pancang. Fondasi tiang bor merupakan jenis fondasi tiang yang dibuat di lokasi (tiang cor di tempat) diciptakan dengan cara menggali lubang di tanah dan kemudian mengisinya menggunakan beton (Bowles, 1977). Berbeda dengan tiang pancang yang sudah dibuat di pabrik dan tinggal memancang di lapangan. Terdapat beberapa keunggulan apabila menggunakan jenis fondasi tiang bor yaitu sebagai berikut.

1. Tidak menimbulkan getaran dan suara yang cukup signifikan sehingga cocok untuk digunakan di area padat pemukiman.
2. Dapat dilaksanakan pada lokasi dengan keterbatasan ruang karena tidak memerlukan area kerja yang besar.

3. Dimensi dan kedalaman dapat disesuaikan dengan kondisi tanah yang ada di lapangan.
4. Tidak memerlukan sambungan tiang sehingga mengurangi potensi adanya. patah pada sambungan sehingga menyebabkan kelemahan struktur.

Selain itu terdapat beberapa kekurangan dari penggunaan jenis fondasi tiang bor yaitu sebagai berikut.

1. Proses pelaksanaannya sangat dipengaruhi oleh kondisi tanah dan air tanah yang ada di lapangan.
2. Memerlukan pengawasan yang ketat untuk menjaga mutu beton tetap baik dan layak digunakan selama proses pengecoran.
3. Waktu pelaksanaan yang relatif lebih lama dibandingkan tiang pancang.
4. Kualitas akhir tidak dapat langsung terlihat sehingga memerlukan pengujian tambahan.

3.4 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor

Kapasitas dukung tiang merupakan parameter untuk menentukan kemampuan tiang dalam menahan beban struktur di atasnya dan struktur itu sendiri. Untuk mendukung beban struktur, terdapat 2 macam perhitungan yaitu tiang dukung ujung *(End Bearing)* dan tiang gesek *(Friction Pile)* (Hardiyamo, 2011).

1. Tiang Dukung Ujung *(End Bearing)*

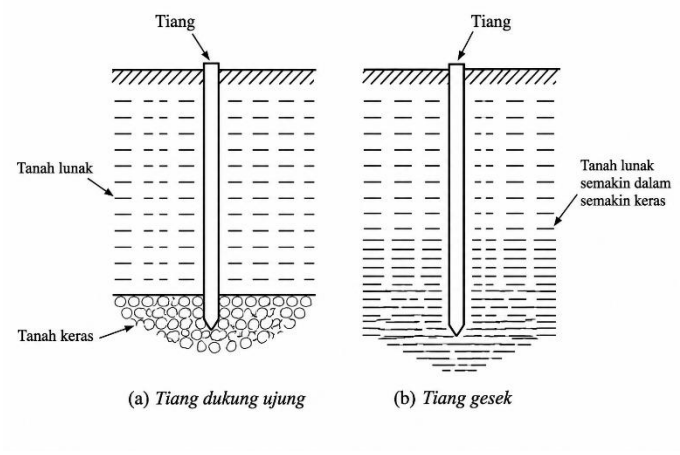
   Tiang dukung ujung merupakan tiang yang kemampuan dukungnya lebih ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Biasanya, tiang dukung ujung terletak di area tanah yang lembek yang ditopang oleh tanah keras. Tiang-tiang ini ditancapkan hingga mencapai lapisan batuan dasar atau bagian yang keras, agar bisa menanggung beban yang diharapkan tanpa menyebabkan penurunan yang berlebihan. Kemampuan dukung tiang sepenuhnya ditentukan oleh tahanan dukung dari lapisan keras yang terletak di bawah ujung tiang.

2. Tiang Gesek *(Friction Pile)*

   Tiang gesek merupakan tiang yang kemampuannya dalam menahan beban lebih dipengaruhi oleh gesekan antara permukaan tiang dan tanah di sekelilingnya. Faktor gesekan serta dampak penekanan dari lapisan tanah di bawah tiang turut

diperhitungkan dalam menghitung kemampuan tiang. Umumnya, lapisan tanah yang keras berada pada kedalaman yang cukup jauh sehingga tidak efisien untuk membangun dengan tumpuan di ujung, oleh karena itu beban ditopang melalui gesekan pada permukaan tiang.

Berikut ini adalah gambaran tiang yang ditinjau dari cara mendukung bebannya menurut Tomilinson (1997) dapat dilihat pada gambar 3.4.



Gambar 3. 4 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Beban (Hardiyamo, 2011)

3.4.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Kapasitas dukung pada tiang tunggal dibagi menjadi kapasitas dukung ujung tiang dan kapasitas dukung tiang gesek. Terdapat beberapa metode perhitungan dari para ahli salah satunya adalah (Reese & Wright, 1977) sebagai berikut.

1. Kapasitas dukung *ultimate* tiang

   Kapasitas dukung *ultimate* tiang dapat dinyatakan pada persamaan (3.1) berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \quad (3.1)$$

   Dengan:

   Q_{ult}= Kapasitas dukung *ultimate* tiang (ton)

   Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (ton)

   Q_s = Kapasitas dukung friksi tiang (ton)

2. Kapasitas dukung ujung tiang

   Kapasitas dukung ujung tiang dapat dinyatakan pada persamaan (3.2) berikut.

$$Q_p = A_p \times q_p \quad (3.2)$$

Dengan :

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (ton)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

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

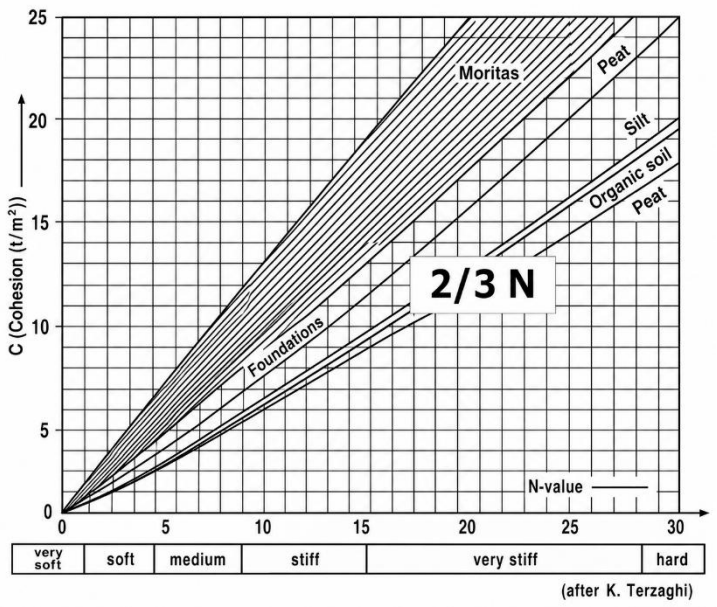
a. Tanah kohesif :

$$q_p = 9 \times C_u \quad (3.3)$$

Dengan:

C_u = Nilai kohesi tanah $= \frac{2}{3}N$

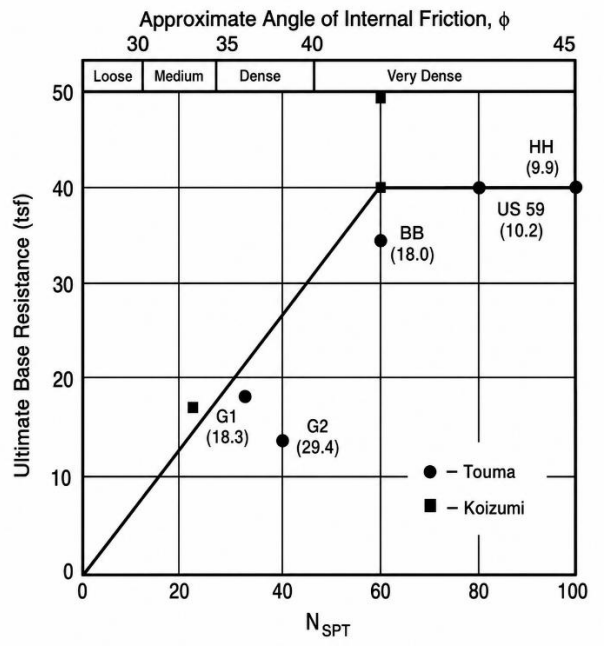
Berikut ini adalah grafik korelasi antara N-SPT dan kohesi dari Terzaghi dan Peck (1967) dapat dilihat pada gambar 3.5.



Gambar 3. 5 Korelasi N-SPT dan Kohesi pada Tanah Lempung *(Terzaghi & Peck, 1967)*

b. Tanah non-kohesif

Pada tanah non-kohesif dapat menggunakan grafik hubungan antara nilai N-SPT dengan q_p dapat dilihat pada gambar 3.6 berikut ini.



Gambar 3. 6 Grafik Hubungan Antara N-SPT dan q_p *(Reese & Wright, 1977)*

Selain dari grafik tersebut untuk mendapatkan nilai q_p pada tanah non-kohesif, NAVFAC mengusulkan persamaan sebagai berikut.

$$q_p = 7 \times NSPT \quad (3.4)$$

Dengan :

q_p = Tahanan ujung persatuan luas (ton/m2)

NSPT $= \frac{N1+N2}{2}$

N1 = Harga rata-rata nilai NSPT dari dasar tiang ke 10D ke atas

N2 = Harga rata-rata nilai NSPT dari dasar tiang ke 4D ke bawah

q_p = N < 60, maka qp ≤ 400 (ton/m2)

q_p = N ≥ 60, maka qp = 400 (ton/m2)

3. Kapasitas dukung friksi tiang

Pada perhitungan kapasitas dukung friksi tiang dapat menggunakan persamaan berikut ini.

$$Q_s = f_s \times p \times L \quad (3.5)$$

Dengan:

Q_s = Kapasitas dukung friksi tiang (ton)

f_s = Gesekan selimut tiang persatuan luas (ton/m2)

p = Keliling penampang tiang (m)

L = Panjang tiang bor (m)

a. Tanah kohesif

$$f_s = \alpha \times Cu \quad (3.6)$$

Dengan:

f_s = Gesekan selimut persatuan luas (ton/m2)

α = Faktor adhesi = 0,55

C_u = Nilai kohesi tanah $= \frac{2}{3}N$

b. Tanah non-kohesif

Untuk tanah non-kohesif (pasir), tahanan gesek selimut tiang bor dapat ditentukan berdasarkan korelasi empiris terhadap nilai N-SPT. Berdasarkan pedoman AASHTO (1998) yang dikutip dalam (Hardiyamo, 2011), nilai tahanan gesek satuan menurut Reese & Wright dapat dinyatakan sebagai berikut.

$$f_s = \frac{N}{34}\ (\text{tsf}) = 0{,}32N\ (\tfrac{\text{ton}}{\text{m}^2}),\ N \leq 53 \quad (3.7)$$

$$f_s = \frac{N-53}{450} + 1{,}6\ (tsf) = \left(\frac{N-53}{450} + 1{,}6\right) \times 10{,}764\ \left(\frac{ton}{m^2}\right)$$

$$53 < N \leq 100 \quad (3.8)$$

$$f_s \leq 1{,}7 \text{ tsf} = 18{,}299 \text{ ton/m}^2$$

Dengan:

f_s = Gesekan selimut tiang persatuan luas (ton/m2)

N = Harga rata-rata nilai N-SPT

Berdasarkan pedoman NAVFAC, tahanan gesek satuan pada tanah non-kohesif dapat diperkirakan melalui korelasi empiris terhadap nilai N-SPT. Dalam praktik, hubungan tersebut sering disederhanakan sebagai berikut.

$$f_s = 0{,}2 \text{ N (ton/m}^2) \quad (3.9)$$

Dengan:

f_s = Gesekan selimut tiang persatuan luas (ton/m2)

N = Harga rata-rata nilai N-SPT

3.4.2 Kapasitas Dukung Ijin

Kapasitas dukung ijin tiang merupakan kapasitas dukung tiang yang dianggap aman dan mampu meminimalkan risiko kegagalan bangunan jika terjadi hal tidak terduga. Untuk menentukan kapasitas izin tiang, kapasitas *ultimate* tiang perlu dibagi dengan faktor aman tertentu. Menurut (Hardiyamo, 2011) Tujuan dari faktor aman adalah sebagai berikut:

1. Untuk memberikan perlindungan terhadap ketidakpastian yang ada pada nilai kuat geser dan kompresibilitas yang mencerminkan kondisi lapisan tanah.
2. Untuk memastikan bahwa penurunan yang tidak merata antara tiang-tiang tetap berada dalam batas toleransi.
3. Untuk memastikan bahwa material tiang cukup aman dalam mendukung beban yang ada.
4. Untuk memastikan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok tiang tidak melebihi batas toleransi.
5. Untuk mengantisipasi adanya ketidakpastian dalam metode perhitungan yang diterapkan.

Besaran faktor aman yang telah umum digunakan baik untuk tiang pancang maupun tiang bor menurut (Tomlinson, 1977) dalam buku (Hardiyamo, 2011) adalah sebagai berikut.

$$Q_{all} = \frac{Qult}{2,5} \qquad (3.10)$$

Dengan:

Q_{all} = kapasitas dukung ijin tiang

Q_{ult} = kapasitas dukung *ultimate* tiang

2,5 = faktor aman

3.4.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Untuk menahan beban bangunan yang berat, biasanya tidak hanya menggunakan tiang tunggal, melainkan menjadikannya kelompok tiang agar dapat memikul beban yang lebih besar. Umumnya, setidaknya dua atau tiga tiang digunakan di bawah elemen fondasi untuk menangani ketidakakuratan posisi dan eksentrisitas lain yang mungkin terjadi. Ketika sejumlah tiang dikelompokkan, adalah hal yang wajar untuk mengantisipasi bahwa tekanan yang ditimbulkan oleh gesekan selimut dan kapasitas dukung ujung akan berinteraksi satu sama lain. Tingkat intensitas tekanan yang dihasilkan dari superposisi ini akan bergantung pada beban tiang serta jarak antara tiang. Jika tekanannya cukup tinggi, tanah bisa mengalami keruntuhan geser atau terjadi penurunan (Bowles, 1977). Dalam perhitungan kapasitas dukung tiang, terdapat beberapa hal yang harus diperhatikan sebagai berikut.

1. Jumlah Tiang (n)

   Untuk menentukan jumlah tiang yang diperlukan adalah dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan gaya dukung tiang (Pamungkas & Harianti, 2013) dapat dilihat pada persamaan berikut.

   $$n = \frac{P}{Qall} \quad (3.11)$$

   Dengan:

   n = Jumlah tiang (buah)

   P = Gaya aksial yang terjadi (ton)

   Q_{all} = Kapasitas dukung ijin tiang (ton)

2. Jarak Tiang (s)

   Untuk menentukan jarak tiang menurut Dirjen Bina Marga Departemen Pekerjaan Umum dan Tenaga Listrik dapat menggunakan persamaan berikut.

   $$S \geq 2{,}5D \quad (3.12)$$

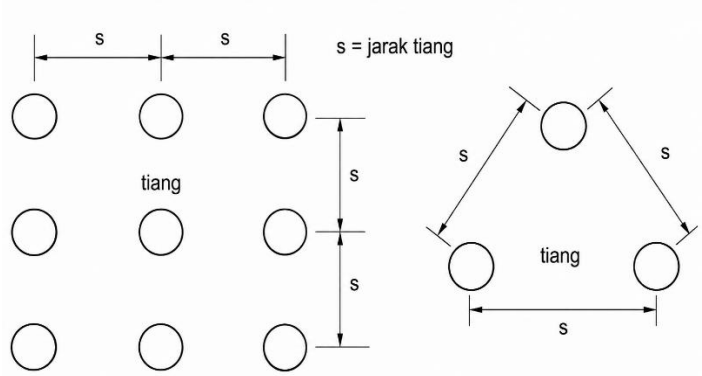
   $$S \leq 3D \quad (3.13)$$

   Dengan:

   S = Jarak antara pusat tiang ke pusat tiang lainnya (m)

D = Diameter (m)

Jarak optimum biasanya berada pada kisaran 2,5D hingga 3,5D atau 2 hingga 3H untuk beban vertikal. Untuk kelompok tiang yang menahan beban lateral dan/atau beban dinamis, jarak yang lebih besar umumnya lebih efisien (Bowles, 1977). Contoh gambar jarak antar tiang dapat dilihat pada gambar 3.7 berikut.



Gambar 3. 7 Jarak Antar Tiang (s) (Bowles, 1977)

3. Efisiensi Kelompok Tiang

Beberapa rumus efisiensi tiang telah diajukan untuk menentukan kapasitas dukung kelompok tiang, tetapi semuanya hanya merupakan pendekatan. Rumus-rumus yang diusulkan didasarkan pada tata letak tiang, jarak antara tiang dan diameter tiang, tanpa mempertimbangkan panjang tiang, perbedaan bentuk tiang yang meruncing, variasi karakteristik tanah sesuai kedalaman, serta dampak dari muka air tanah (Hardiyamo, 2011). Salah satu rumus efisiensi tiang yang direkomendasikan adalah formula dari Converse-Labarre, yang dijelaskan sebagai berikut.

$$E_g = 1 - \theta \frac{((n'-1)m+(m-1)n')}{90mn'} \qquad (3.14)$$

Dengan:

E_g = Efisiensi kelompok tiang

m = Jumlah baris tiang

n' = Jumlah tiang dalam satu baris

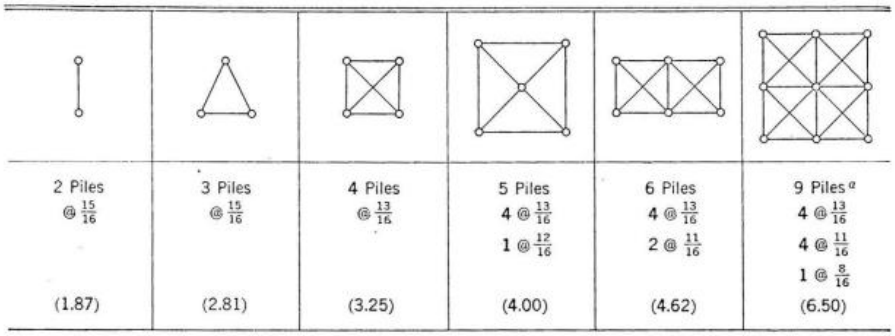
θ = Arc tg d/s, dalam derajat

S = Jarak pusat ke pusat tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

Rumus tersebut dapat digunakan berdasarkan jumlah baris, jumlah tiang dalam setiap baris, serta rasio jarak antar tiang terhadap diameter tiang. Biasanya metode ini untuk bentuk konfigurasi tiang yang teratur dalam bentuk persegi atau persegi panjang. Namun, konfigurasi kelompok tiang tidak selalu memiliki susunan yang teratur, sehingga memerlukan pendekatan lain yang dapat digunakan dengan bentuk yang bervariasi.

Selain metode Converse-Labarre, terdapat metode Feld untuk menghitung efisiensi tiang kelompok berdasarkan pada pengaruh tiang-tiang yang berdekatan. Kapasitas suatu tiang dalam kelompok merupakan kapasitas tiang tunggal yang dikurangi sebesar 1/16 untuk setiap tiang yang berdekatan, baik pada arah baris maupun diagonal (Feld, 1943). Dengan demikian, pengurangan kapasitas setiap tiang ditentukan berdasarkan jumlah tiang yang berdekatan dengannya. Berikut adalah nilai ekivalen kelompok tiang pada berbagai konfigurasi dapat dilihat pada gambar 3.8.



Gambar 3. 8 Nilai Ekuivalen Kelompok Tiang pada Berbagai Konfigurasi (Feld, 1943)

Kapasitas dukung maksimum dari kelompok tiang dengan mempertimbangkan faktor efisiensi tiang dinyatakan melalui persamaan berikut.

$$Q_g = E_g \, n \, Q_u \qquad (3.15)$$

Dengan :

Q_g = Beban maksimum kelompok tiang

E_g = Efisiensi kelompok tiang

n = Jumlah tiang

Q_u = Kapasitas dukung *ultimate* tiang tunggal

4. Analisis Distribusi Beban

Akibat dari beban yang berasal dari atas dan juga disebabkan oleh formasi tiang di dalam sebuah kelompok tiang, tiang-tiang tersebut dapat mengalami gaya tekan maupun tarik. Oleh karena itu, penting untuk mengawasi tiang-tiang tersebut agar setiap tiang mampu mendukung beban dari struktur di atas sesuai dengan kemampuan dukung yang dimilikinya. Beban aksial dan momen yang bekerja akan dialokasikan ke *pile cap* serta kelompok tiang mengikuti rumus elastisitas dengan asumsi bahwa *pile cap* bersifat kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang ada tidak menyebabkan *pile cap* membengkok atau mengalami deformasi (Pamungkas & Harianti, 2013).

$$Pmaks = \frac{Pu}{n} \pm \frac{My \times Xmax}{ny \sum X^2} \pm \frac{Mx \times Ymax}{nx \sum Y^2} \quad (3.16)$$

Dengan :

P_{maks} = Beban maksimum tiang

P_u = Gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

M_y = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

M_x = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

X_{max} = Jarak tiang arah sumbu x terjauh

Y_{max} = Jarak tiang arah sumbu y terjauh

$\sum X^2$ = Jumlah kuadrat X

$\sum Y^2$ = Jumlah kuadrat Y

nx = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

ny = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

n = Jumlah tiang

Jika nilai P maksimum yang diperoleh bersifat positif, maka tiang akan mengalami tekanan, sedangkan jika nilainya negatif, tiang akan mengalami tarikan. Dari hasil tersebut, bisa dilihat apakah setiap tiang masih mampu menanggung kapasitas dukung tekan dan/atau tarik jika diperlukan.

3.4.4 Kapasitas Dukung Lateral Tiang

Selain menerima beban aksial, fondasi tiang juga menerima beban lateral yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu tiang. Biasanya dipengaruhi adanya beban gempa dan angin. Kemampuan tiang dalam menahan beban lateral dipengaruhi oleh kuat geser tanah, kapasitas struktur tiang, deformasi lateral yang diizinkan, serta pengaruh kelompok tiang.

Kapasitas lateral tiang ditentukan berdasarkan besarnya deformasi lateral yang diizinkan pada kepala tiang. Berdasarkan (SNI 8460:2017) batas deformasi laterla yang diizinkan adalah 12 mm untuk gempa rencana/nominal dan 25 mm untuk gempa kuat pada kondisi tiang tunggal dengan kepala tiang bebas *(free-head).*

Dalam penentuan respons lateral kelompok tiang atau tiang tunggal dapat menggunakan *software* Group atau Lpile dengan kondisi hubungan kepala tiang terhadap *pile cap* dimodelkan sebagai *fixed.* Hasil analisis berupa *laterla displacement* pada masing-masing kondisi pembebanan. Desain dinyatakan memenuhi persyaratan apabila nilai *lateral displacement* tidak melebihi batas yang ditetapkan.

3.5 Penurunan Fondasi Tiang Bor

3.5.1 Tiang Tunggal

Pada penurunan tiang tunggal digunakan metode (Vesic & Aleksandar S, 1977) dengan persamaan sebagai berikut.

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \tag{3.17}$$

Dengan :

S_e = Penurunan total tiang

$S_{e(1)}$ = Penurunan elastis tiang

$S_{e(2)}$ = Penurunan tiang akibat beban yang bekerja di ujung tiang

$S_{e(3)}$ = Penurunan tiang akibat beban yang ditransmisikan sepanjang selimut tiang

Untuk mencari penurunan elastis tiang dapat menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp}+\xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (3.18)$$

Dengan :

$S_{e(1)}$ = Penurunan elastis tiang

Q_{wp} = Beban yang dipikul pada ujung tiang *(point bearing)* pada kondisi beban kerja

Q_{ws} = Beban yang dipikul oleh gesekan selimut *(skin friction)* pada kondisi beban kerja

A_p = Luas penampang tiang

L = Panjang tiang

E_p = Modulus elastisitas tiang

ξ = berkisar antara 0,5 hingga 0,67

Penurunan tiang akibat beban yang bekerja di ujung tiang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut.

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{wp} \quad (3.19)$$

Dengan :

$S_{e(2)}$ = Penurunan tiang akibat beban yang bekerja di ujung tiang

D = Lebar atau diameter tiang

q_{wp} = Beban ujung per satuan luas pada ujung tiang = Q_{wp}/A_p

E_s = Modulus elastisitas tanah pada atau di bawah ujung tiang

μ_s = Rasio Poisson tanah

I_{wp} = Faktor pengaruh ≈ 0,85

Penurunan tiang akibat beban yang ditransmisikan sepanjang selimut tiang dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{wp}}{pL}\right)\frac{D}{Es}(1-\mu_s^2)I_{ws} \quad (3.20)$$

Dengan :

$S_{e(3)}$ = Penurunan tiang akibat beban yang ditransmisikan sepanjang selimut tiang

Q_{wp} = Beban yang dipikul pada ujung tiang *(point bearing)* pada kondisi beban kerja

P = Keliling tiang

D = Lebar atau diameter tiang

L = Panjang tiang

E_s = Modulus elastisitas tanah pada atau di bawah ujung tiang

μ_s = Rasio Poisson tanah

I_{ws} = Faktor pengaruh $= 2 + 0{,}35\sqrt{\frac{L}{D}}$

Berikut ini adalah tabel modulus elastisitas tanah dan poisson rasio yang dapat digunakan.

Tabel 3. 2 Rentang harga Modulus Elastisitas dan Poisson Rasio

***Young's Modulus*, E_s**			
Type of soil	**MN/m²**	**lb/in²**	**Poisson's ratio, μ_s**
Loose sand	10.35 - 24.15	1,500 – 3,500	0.20 – 0.40
Medium dense sand	17.25 - 27.60	2,500 – 4,000	0.25 – 0.40
Dense sand	34.50 - 55.20	5,000 – 8,000	0.30 – 0.45
Silty sand	10.35 - 17.25	1,500 – 2,500	0.20 – 0.40
Sand and gravel	69.00 - 172.50	10,000 – 25,000	0.15 – 0.35
Sooft clay	2.07 5.18	300 – 750	
Medium clay	5.18 - 10.35	750 – 1,500	0.20 – 0.50
Stiffclay	10.35 - 24.15	1,500 – 3,500	

3.5.2 Penurunan Kelompok Tiang

Untuk kelompok tiang, penurunan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (Vesic & Aleksandar S, 1977) sebagai berikut.

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{Bg}{D}} \times Se \quad (3.21)$$

Dengan :

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

B_g = Lebar kelompok tiang

D = Lebar atau diameter masing-masing tiang

S_e = Penurunan elastis satu tiang pada beban kerja yang sama

3.5.3 Penurunan yang Diizinkan

Berdasarkan (SNI 8460:2017) terkait penurunan izin bangunan dibatasi dengan persamaan berikut.

$$S_{izin} < 15 \text{ cm} + B/600 \quad (3.22)$$

Dengan :

B = Lebar bangunan (cm)

Perkiraan beda penurunan (*differential settlement*) yang terjadi harus dianalisis secara teliti dan konservatif. Selain itu, pengaruh beda penurunan terhadap struktur gedung bertingkat perlu dievaluasi untuk memastikan bahwa nilai yang terjadi masih memenuhi persyaratan kekuatan dan kemampuan layanan, yaitu sebesar 1/300.

3.6 Analisis Distribusi Beban Gempa

Pembebanan yang digunakan pada analisis ini mengacu pada (1726-2019) tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non-gedung. Berikut ini adalah tahapan perhitungan distribusi beban gempa menurut (SNI 1726:2019).

3.6.1 Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko

Kategori risiko bangunan dapat dilihat pada tabel 3.2 yang di mana akan menentukan berapa faktor keutamaan gempa bangunan tersebut pada tabel 3.3 berikut.

Tabel 3. 3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

Lanjutan Tabel 3. 4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - 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 Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

Tabel 3. 4 Faktor Keutamaan Gempa

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

3.6.2 Klasifikasi Situs

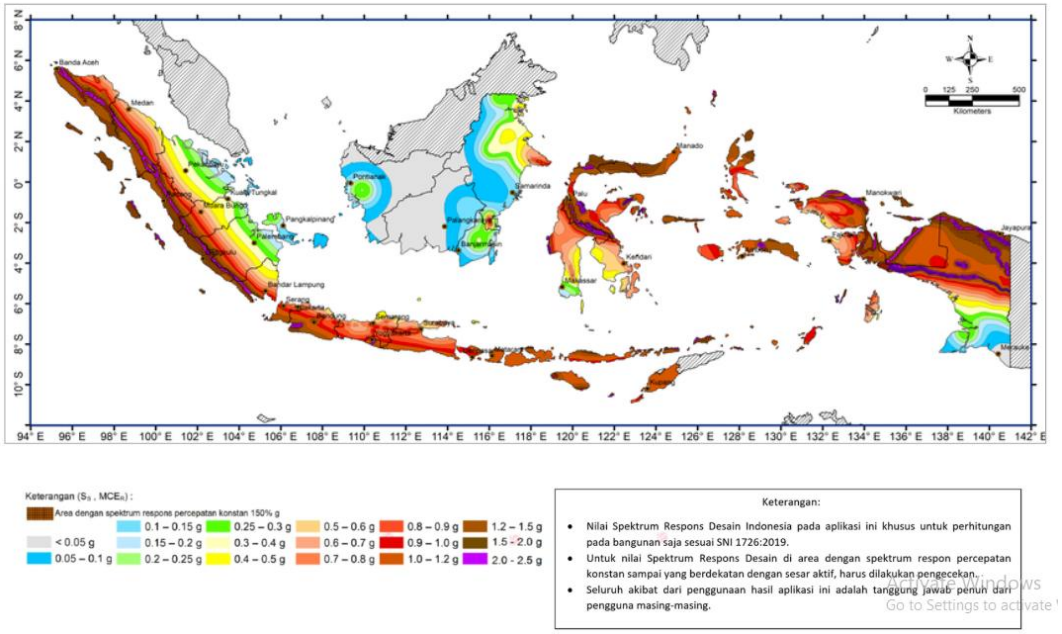
Klasifikasi situs berguna untuk mengklasifikasikan suatu lokasi agar bisa menetapkan kriteria desain seismik yang mencakup faktor-faktor penguatan pada struktur. Saat menetapkan kriteria desain seismik untuk sebuah bangunan yang ada di permukaan tanah atau untuk menentukan penguatan dari nilai percepatan gempa puncak dari lapisan batuan ke permukaan tanah di suatu lokasi, maka lokasi tersebut perlu diklasifikasikan terlebih dahulu. Berikut ini adalah tabel 3.6 terkait klasifikasi situs.

Tabel 3. 5 Klasifikasi Situs

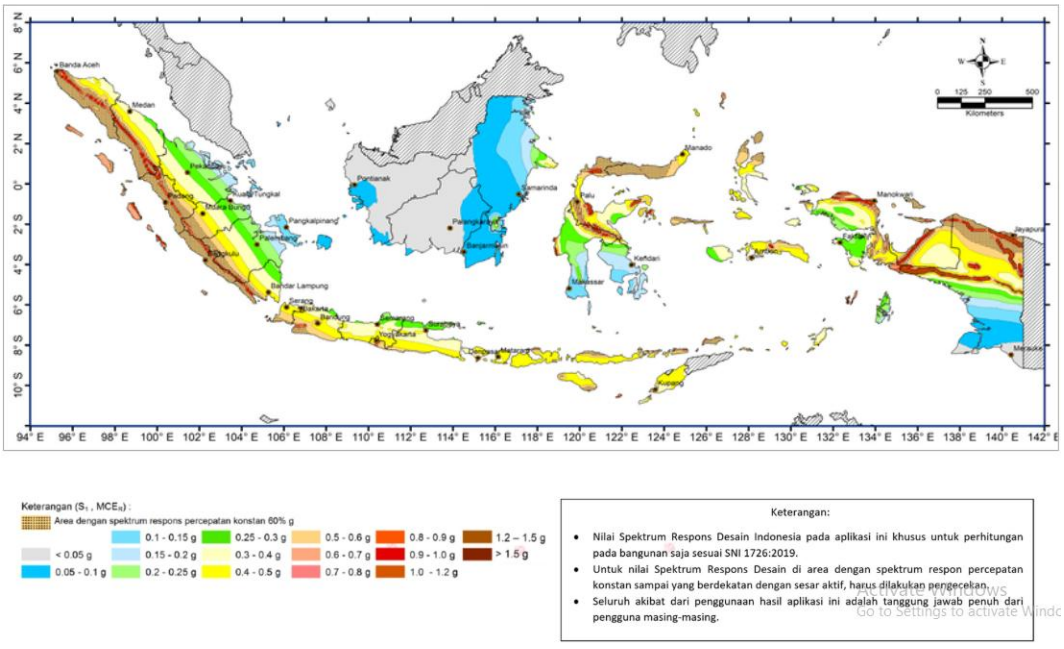
Kelas Situs	v (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah 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 su < 25 kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan H > 3 m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan indeks plasitisitas PI > 75) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan H > 35 m dengan su < 50 kPa		

3.6.3 Parameter Percepatan Gempa

Parameter S_s (percepatan dasar tanah dalam jangka pendek) dan S1 (percepatan dasar tanah dalam jangka waktu 1 detik) perlu ditentukan secara terpisah dari respons spektral percepatan pada 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerakan tanah seismik dengan probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2% dalam 50 tahun), dan harus dinyatakan dalam bentuk desimal dari percepatan gravitasi. Jika nilai S1 $\leq$ 0,04g dan Ss $\leq$ 0,15g, maka struktur bangunan dapat dikategorikan sebagai desain seismik A, yang cukup memenuhi kriteria pada 0. Parameter periode gerak tanah dapat dilihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3. 9 Parameter Gerak Tanah Periode Pendek Ss (Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, 2021)



Gambar 3. 10 Parameter Gerak Tanah Periode Panjang S_1 (Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, 2021)

3.6.4 Koefisien situs dan parameter respons spektral percepatan gempa MCER

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan sebuah faktor penguat seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor penguat ini mencakup faktor penguat getaran yang berkaitan dengan percepatan pada getaran periode pendek (F_a) serta faktor penguat yang mewakili percepatan pada getaran periode 1 detik (F_v). Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi lokasi, dapat ditentukan dengan rumusan berikut.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3.23)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3.24)$$

Dengan :

S_{MS} = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek;

S_{M1} = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1,0 detik.

Untuk menentukan nilai koefisien situs F_a dan F_v dapat disesuaikan dengan parameter percepatan dasar tanah yang dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 3. 6 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, Ss**					
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s = 1{,}25$	$Ss \geq 1{,}5$
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)]					

Catatan : SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Tabel 3. 7 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	**Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik , S_1**					
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s = 1{,}25$	$Ss \geq 1{,}5$
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)]					

Catatan : SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

3.6.5 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral untuk desain pada periode singkat, S_{DS}, dan untuk periode 1 detik, S_{D1}, ditetapkan pada persamaan berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \tag{3.25}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \tag{3.26}$$

3.6.6 Spektrum Respons Desain

Untuk membuat kurva spektrum respons desain maka dapat mengikuti langkah-langkah dan ketentuan di bawah ini.

1. Untuk periode kurang dari T_0, maka spektrum respons percepatan desain dapat menggunakan persamaan berikut.

$$Sa = S_{DS}(0{,}4 + 0{,}6\left(\frac{T}{T_0}\right) \tag{3.27}$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_S, maka spektrum respons percepatan desain ($S_{a)}$ sama dengan $S_{DS.}$

3. Untuk periode lebih besar dari T_S dan kurang dari atau sama dengan T_L, maka spektrum respons percepatan desain (S_a) menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$Sa = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.28)$$

4. Untuk periode lebih besar dari T_L, maka spektrum respons percepatan desain (S_a) dapat menggunakan persamaan berikut

$$Sa = \frac{S_{D1}T_L}{T^2} \quad (3.29)$$

Dengan :

SDS = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

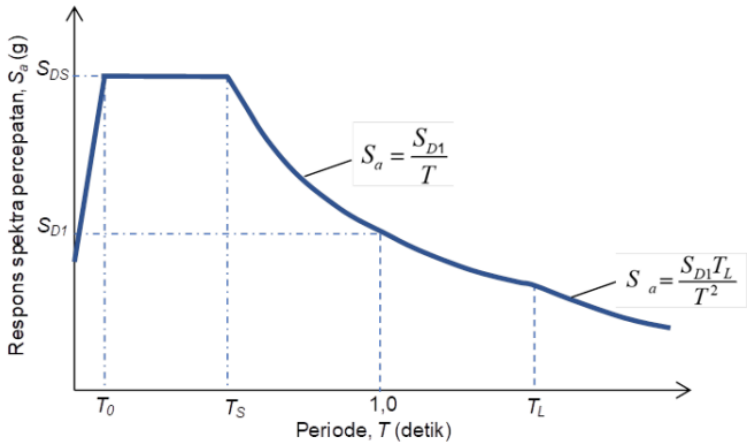
SD1 = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = Periode getar fundamental struktur

T0 $= 0{,}2\left(\frac{S_{D1}}{S_{DS}}\right)$

TS $= \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

TL = Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 3.7



Gambar 3. 11 Spektrum Respons Desain

3.6.7 Kategori Desain Seismik

Setiap gedung dan struktur harus diklasifikasikan ke dalam kategori desain seismik yang lebih tinggi, berdasarkan Tabel 3.7 dan Tabel 3.8, tanpa melihat nilai periode fundamental getaran struktur, T.

Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

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

Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

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

3.6.8 Sistem Pemikul Gaya Seismik

Pemilihan sistem struktur pemikul gaya seismik harus disesuaikan dengan ketentuan yang berlaku, termasuk jenis sistem, batasan ketinggian, serta nilai parameter seperti faktor modifikasi respons (R), faktor kuat lebih (Ω_0), dan faktor pembesaran simpangan (C_d). Ketentuan tersebut menjadi dasar dalam menentukan sistem struktur yang digunakan. Pada penelitian ini menggunakan bangunan rumah sakit sehingga sistem pemikul gaya seismik dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 3. 10 Faktor R, Cd, dan Ω0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons R[a]	Faktor kuat lebih sistem Ω_0[b]	Faktor pembesaran defleksi, C_d[c]	Batasan system struktur dan batasan tinggi struktur, h_N (m)[d]				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D[e]	E[e]	F[f]
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5 ½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4 ½	3	4	TB	TB	10[k]	TI[k]	TI[k]
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3 ½	3	3	TB	TB	TI[l]	TI[l]	TI[l]
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus[m]	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5 ½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembalutan	3 ½	3[o]	3 ½	10	10	10	10	10

3.6.9 Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismik dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini.

$$V = C_s W \tag{3.30}$$

Dengan :

Cs = Koefisien respon seismik

W = Berat seismik efektif

3.6.10 Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekivalen

Nilai gaya geser dasar hasil analisis respons spektrum harus memenuhi ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019. Apabila gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) lebih kecil dari gaya geser dasar hasil analisis statik ekivalen (V), maka hasil analisis respons spektrum harus dikalikan dengan faktor skala agar memenuhi

persyaratan tersebut. Faktor skala yang digunakan ditunjukkan pada persamaan berikut.

$$Faktor\ Skala = \frac{V}{Vt} \geq 1 \quad (3.11)$$

Dengan :

V = Gaya geser dasar statik ekivalen

Vt = gaya geser dasar yang didapatkan dari hasil analisis kombinasi ragam.

3.7 Analisis Program SAP2000

SAP2000 merupakan perangkat lunak yang digunakan untuk membantu analisis dan perencanaan struktur bangunan. Program ini mampu memodelkan berbagai jenis elemen struktur serta menghitung respons struktur terhadap berbagai jenis pembebanan, baik statik maupun dinamik. Dengan bantuan SAP2000, proses analisis dapat dilakukan dengan lebih cepat dan sistematis sehingga hasil yang diperoleh dapat digunakan sebagai dasar dalam perencanaan struktur yang aman dan efisien.

SAP2000 bekerja dengan prinsip pemodelan struktur secara menyeluruh, mulai dari pendefinisian elemen, pembebanan, hingga analisis hasil. Output yang dihasilkan dapat berupa gaya dalam, deformasi, maupun grafik yang dapat disesuaikan dengan kebutuhan analisis.

Adapun beberapa keunggulan dari program SAP2000 antara lain sebagai berikut:

1. Proses analisis yang relatif cepat dengan tingkat akurasi yang baik.
2. Mampu menganalisis berbagai jenis pembebanan, baik statik maupun dinamik.
3. Mendukung pemodelan berbagai elemen struktur seperti frame, shell, dan solid.
4. Dapat digunakan untuk analisis gempa, termasuk analisis respons spektrum dan eigenvalue.
5. Mampu memodelkan bentuk struktur yang kompleks dengan sistem koordinat yang fleksibel.

Langkah-langkah singkat dalam penggunaan program SAP2000 secara umum adalah sebagai berikut:

1. Membuat model struktur dengan mendefinisikan *joint, elemen frame*, serta kondisi perletakan *(restrain).*
2. Mendefinisikan material yang digunakan, seperti beton atau baja, sesuai dengan karakteristik yang dibutuhkan.
3. Menentukan penampang elemen struktur *(frame section)* sesuai dengan perencanaan.
4. Memberikan pembebanan pada struktur, baik berupa beban mati (W_D), hidup (W_L), maupun kombinasi *(Comb).*
5. Melakukan proses *run analysis*

   Hasil yang diperoleh dari program SAP2000 adalah berupa gaya-gaya yang disebabkan oleh kombinasi beban. Hasil tersebut meliputi, gaya nominal (P), gaya geser (H), dan momen (M). Hasil analisis tersebut akan digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor.

3.8 Analisis Program Group

GROUP merupakan perangkat lunak geoteknik yang digunakan untuk membantu analisis fondasi tiang kelompok (*pile group*). Program ini mampu menganalisis interaksi antar tiang dalam kelompok serta menghitung respons fondasi terhadap pembebanan yang bekerja. Dengan bantuan GROUP, proses analisis fondasi dapat dilakukan lebih cepat dan sistematis sehingga hasil yang diperoleh dapat digunakan sebagai dasar evaluasi desain fondasi.

Program GROUP bekerja dengan prinsip pemodelan fondasi berdasarkan parameter tanah, dimensi tiang, konfigurasi kelompok tiang, serta pembebanan yang diberikan. Output yang dihasilkan dapat berupa kapasitas kelompok tiang, distribusi beban, efisiensi kelompok tiang, dan penurunan (*settlement*) yang terjadi pada fondasi.

Adapun beberapa keunggulan dari program GROUP antara lain sebagai berikut:

1. Mampu menganalisis interaksi antar tiang dalam kelompok fondasi.
2. Dapat menghitung penurunan (*settlement*) dan distribusi beban pada kelompok tiang.
3. Mempermudah proses evaluasi kapasitas dan efisiensi fondasi tiang kelompok.

4. Mampu menampilkan hasil analisis secara cepat dan sistematis.

3.9 Analisis Program Lpile

LPILE merupakan perangkat lunak yang digunakan utnuk menganalisis perilaku fondasi tiang terhadap pembebanan lateral. Analisis dilakukan dengan mempertimbangkan interaksi antara tiang dan tanah sehingga dapat diketahuhi respons tiang akibat beban lateral yang bekerja. Hasil analisis LPILE dapat digunakan untuk mengevaluasi *lateral displacement* serta gaya dalam yang terjadi sepanjgan tiang.

Dalam analisisnya, LPILE dapa memperhitungkan karakteristik tanah di sepanjang kedalaman tiang dan memberikan respons tiang terhadap pembebanan lateral. Hasil tersebut dapat digunakan untuk mengetahui tingkat keamanan tiang berdasarkan kapastitas dan batas perpindahan lateral yang diizinkan

Pada penelitian ini, LPILE digunakan untuk menganalisis respons lateral tiang pada alternatif desain fondasi yang telah diperoleh dari proses optimasi. Hasil analisis baerupa perpindahan lateral digunakan sebagai salah satu parameter dalam pemeriksaan kinerja fondasi.

3.10 Analisis Program SPColumn

SPColumn merupakan perangkat lunak yang digunakan untuk menganalisis kapasitas penampang beton bertulang terhadap kombinasi gaya aksial dan momen. Program ini dapat digunakan untuk mengevaluasi kapasitas penampang berdasarkan hubungan antara gaya aksial dan momen ayng dipresentasikan dalam bentuk diagram interaksi P-M.

Diagram interaksi yang biasa disebut Mn-Pn menunjukkan batas kapasitas penampang dalam menerima kombinasi gaya aksial dan momen. Kondisi penampang dapat dievaluasi degnan membandingkan titik pembebanan yang bekerja terhadap batas kapasitas yang ditunjukkan pada diagram interaksi. Apabila titik pebebanan berada di dalam daerah kapasitas penampang, maka kombinasi gaya yang bekerja masih dapat dipenuhi oleh kapasitas penampang yang direncanakan.

Pada penelitian ini, SPColumn digunakan untuk melakukan pemeriksaan penulangan pada alternatif desain dfondasi hasil optimasi. Pemeriksaan dilakukan

terhadap kombinasi gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang untuk memastikan bahwa kapasitas penampang dan konfigurasi tulangan yang digunakan mampu menahan beban yang bekerja.

BAB IV
METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Penelitian ini merupakan analisis evaluasi desain yang bertujuan untuk mengevaluasi kapasitas dukung desain fondasi tiang bor yang ada pada proyek gedung RS Hermina Salatiga. Perhitungan pada analisis ini menggunakan beberapa metode dan pendekatan antara lain Reese & Wright, Vesic, NAVFAC, dan *back analysis. Back Analysis* dilakukan dengan tujuan untuk melakukan penyesuaian koefisien empiris pada korelasi N-SPT terhadap pengujian PDA agar mendapatkan hasil kapasitas dukung yang merepresentasikan kondisi di lapangan. Hasil kalibrasi ini sebagai dasar dalam mengevaluasi desain fondasi tiang bor *existing* sehingga didapat rekomendasi desain yang efisien.

4.2 Data Penelitian

Data yang digunakan pada penelitian ini didapatkan dari proyek pembangunan gedung RS Hermina Salatiga. Data tersebut digunakan sebagai dasar perhitungan pembebanan, kapasitas dukung, penurunan, dan optimasi desain fondasi tiang bor. Berikut ini adalah data yang digunakan dalam penelitian.

1. Data penyelidikan tanah, berupa data bor log, *Cone Penetration test* (CPT), *Standard Penetration Test* (SPT), dan data laboratorium tanah.
2. Data pengujian PDA, berupa hasil pengujian dari 4 titik tiang dengan kedalaman 8 m dan 10 m serta hasil CAPWAP. Data ini digunakan untuk mendukung proses *back analysis.*
3. Data struktur, berupa gambar kerja baik struktur atas dan bawah yang digunakan untuk perhitungan pembebanan bangunan menggunakan SAP2000 dan perhitungan fondasi *existing.*

4.3 Variabel Penelitian

Variabel penelitian digunakan untuk menentukan faktor-faktor yang memengaruhi hasil analisis dalam penelitian ini. Variabel yang digunakan terdiri dari variabel bebas dan variabel terikat.

1. Variabel bebas merupakan variabel yang nilainya dapat diubah dalam penelitian ini, yaitu dimensi fondasi tiang bor yang meliputi variasi diameter tiang dan kedalaman tiang bor.
2. Variabel terikat berupa respons dan kinerja fondasi yang meliputi kapasitas dukung, respons aksial dan lateral, penurunan, serta kebutuhan volume beton sebagai dasar penentuan alternatif desain yang optimal.

4.4 Metode Analisis

Metode analisis yang digunakan dalam penelitian ini mengacu pada persamaan dari peneliti terdahulu dan pendekatan empiris dari data lapangan. Berikut ini penjelasan analisis dan metode yang digunakan.

1. Kapasitas dukung fondasi, pada analisis ini menggunakan metode Reese & Wright dan beberapa persamaan pendeakatan empiris dari NAVFAC berdasarkan data N-SPT.
2. *Back analysis,* pada analisis ini menggunakan data pengujian PDA dan hasil CAPWAP untuk menyesuaikan koefisien empiris pada korelasi N-SPT agar sesuai dengan kondisi lapangan. Analisis ini digunakan karena adanya selisih antara hasil perhitungan kapasitas dukung menggunakan parameter tanah biasanya dengan hasil perhitungan CAPWAP.
3. Analisis kapasitas dukung kelompok tiang, pada efisiensi kelompok tiang menggunakan persamaan dari Converse-Labarre dalam (Hardiyamo, 2011) dan metode (Feld, 1943).
4. Analisis pemeriksaan penurunan menggunakan metode (Vesic & Aleksandar S, 1977) dengan syarat penurunan mengacu pada (SNI 8460:2017).
5. Pemodelan fondasi menggunakan *software* Group dan Lpile untuk menghitung gaya aksial, lateral, dan momen yang diterima oleh tiang.
6. Rekomendasi desain alternatif, pada analisis ini menggunakan variasi diameter dan kedalaman tiang bor. Variasi diameter tiang bor meliputi 0,6 m, 0,8 m, 1 m, dan 1,2 m. Sedangkan variasi kedalaman tiang bor 8m, 9m, 10m, dan 11m.
7. Analisis pemeriksaan tulangan *software* SPColumn untuk memeriksa kapasitas penampang pada fondasi tiang bor.

4.5 Tahapan Penelitian

Tahapan penelitian ini dilakukan secara sistematis dari mulai pencarian data hingga memperoleh hasil analisis dan kesimpulan. Berikut ini adalah tahapan-tahapan penelitian yang dilakukan.

1. Pengumpulan data

   Data yang dikumpulkan dari proyek gedung RS Hermina Salatiga berupa data penyelidikan tanah, data pengujian PDA, dan data gambar kerja bangunan.

2. Analisis pembebanan SAP2000

   Pada tahapan ini, berdasarkan data gambar struktur dibuatkan pemodelan ke dalam SAP2000. Kemudian input data dan berdasarkan SNI 1726:2019 kategori risiko beban rumah sakit adalah IV atau masuk kedalam kelas D. Selain itu sistem pemikul gaya seismik berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

3. Analisis evaluasi kapasitas dukung tiang tunggal existing

   Analisis ini menggunakan metode Reese & Wright serta beberapa pendekatan empiris oleh NAVFAC untuk mengetahui kapasitas dukung dengan parameter yang umum digunakan. Kapasitas dukung yang dianalisis adalah fondasi *existing* yaitu tiang bor dengan diameter 0,8 m dengan kedalaman 8m dan 10m.

4. *Back Analysis*

   Berdasarkan kapasitas dukung *existing* yang telah dianalisis, dibandingkan dengan hasil pengujian PDA dan CAPWAP. Kemudian dilakukan evaluasi menggunakan metode *back analysis* dengan menyesuaikan penggunaan koefisien empiris dalam korelasi N-SPT terhadap hasil PDA untuk analisis kapasitas dukung. Kemudian didapat hasil yang representatif terhadap kondisi lapangan. Hasil tersebut menjadi acuan dalam meninjau efisiensi desain kelompok tiang bor *existing.*

5. Analisis evaluasi kapasitas dukung tiang kelompok berdasarkan hasil *back analysis* menggunakan software Group

   Tahap ini dilakukan untuk mengevaluasi kapasitas dukung kelompok tiang pada fondasi *existing* dengan parameter yang telah disesuaikan. Dari hasil analisis

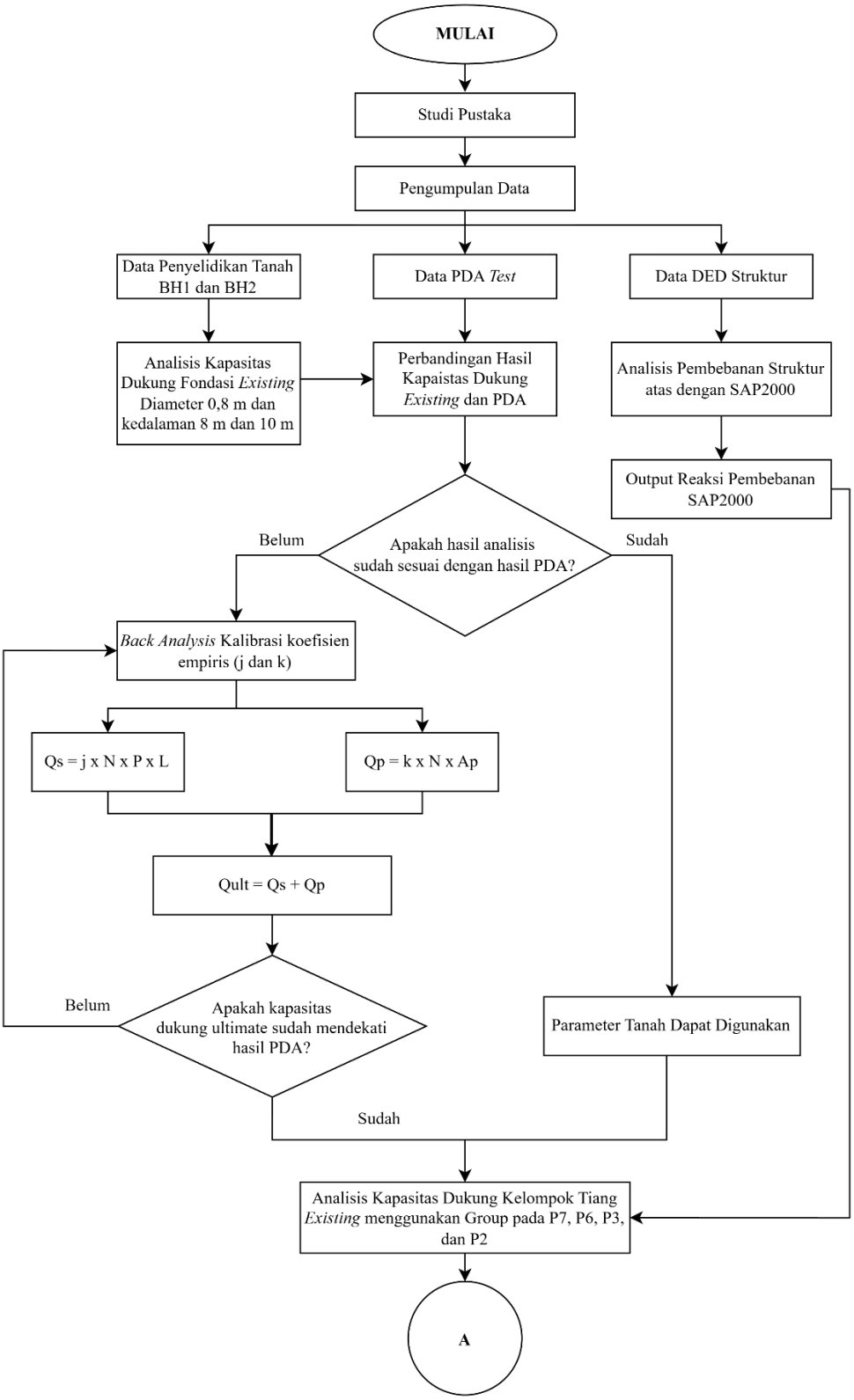
tersebut dapat diketahui apakah desain fondasi tiang bor yang digunakan sudah efisien atau masih memungkinkan untuk dilakukan alternatif desain.

6. Rekomendasi desain alternatif fondasi tiang bor
   Rekomendasi ini digunakan apabila hasil evaluasi fondasi *existing* kurang efisien dan memungkinkan untuk dilakukan alternatif desain. variasi diameter yang digunakan adalah 0,6m, 0,8m, 1m, dan 1,2m dan variasi kedalaman fondasi tiang bor yaitu 8m, 9m, 10m, dan 11m.
7. Analisis kapasitas dukung desain fondasi tiang bor tunggal alternatif
   Meganalisis kapasitas dukung fondasi tiang tunggal dari berbagai variasi diameter dan kedalaman. Analisis dilakukan berdasarkan hasil evaluasi menggunakan parameter yang telah disesuaikan.
8. Analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor kelompok alternatif
   Menganalisis kapasitas dukung kelompok tiang dengan menggunakan beberapa variasi dimensi dan kedalaman fondasi tiang bor. Hasil analisis ini kemudian dibandingkan sehingga didapat diameter dan kedalaman fondasi tiang yang paling efisien.
9. Analisis *software* Group dan Lpile
   Analisis ini dilakukan pada desain fondasi *existing* dan alternatif. Tujuan analisis ini sebagai evaluasi terhadap perhitungan manual. Output yang dihasilkan dapat berupa kapasitas dukung tiang menerima beban *axial, lateral,* dan momen. Hasil analisis harus aman terhadap daya dukung izin tiang dan batas *laterla displacement.*
10. Pemeriksaan penurunan desain fondasi alternatif
    Pemeriksaan penurunan ini dilakukan pada desain fondasi alternatif yang paling efisien pada analisis kapasitas dukung tiang kelompok. Analisis penurunan menggunakan metode Vesic baik pada tiang tunggal maupun kelompok.
11. Pemeriksaan penulangan desain fondasi alternatif
    Pemeriksaan ini dilakukan pada desain fondasi alternatif yang terpilih. Analisis pemeriksaan tulangan ini dibantu dengan menggunakan *software* SPColumn untuk mengetahui diagram Mn-Pn pada tiap titik tiang bor.

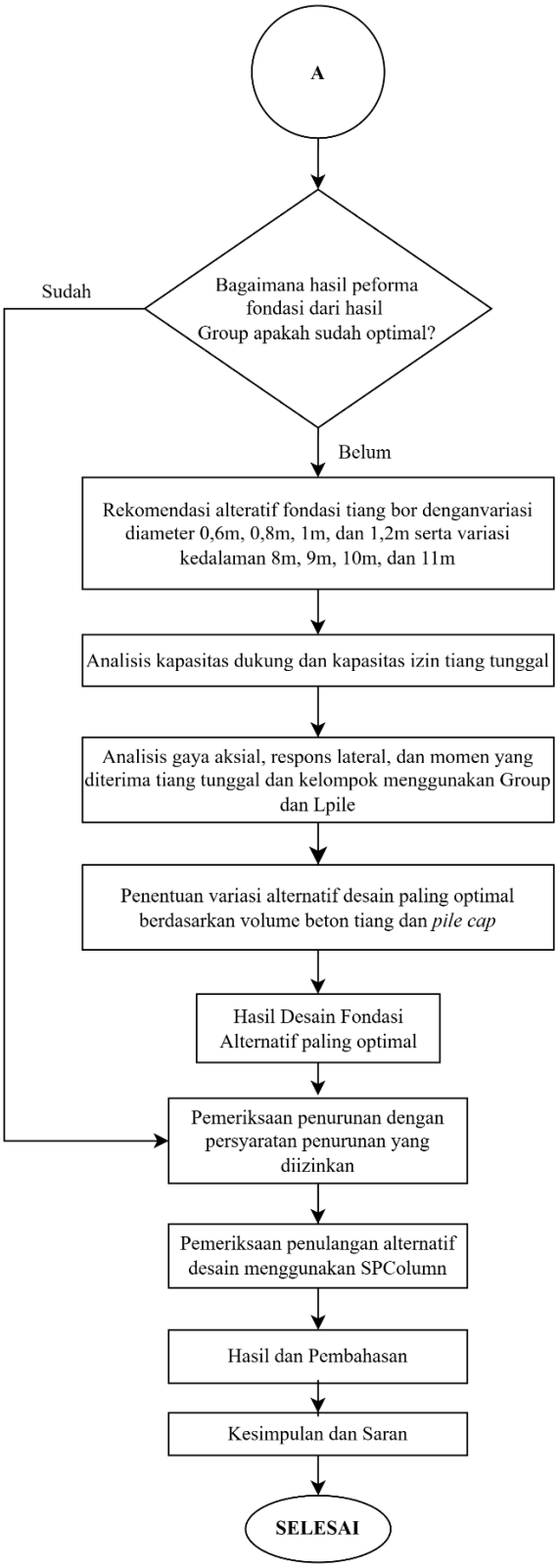
12. Hasil dan pembahsan

    Mendapatkan hasil dan pembahasan dari perhitungan kapasitas dukung fondasi *existing*, penyesuaian parameter setelah dilakukan *back analysis,* kapasitas dukung tiang kelompok fondasi *exisitng*, kapasitas dukung fondasi tiang bor alternatif dengan berbagai variasi diameter dan kedalaman, pemeriksaan penuruanan dan tulangan yang dipakai pada alternatif desain yang optimal.

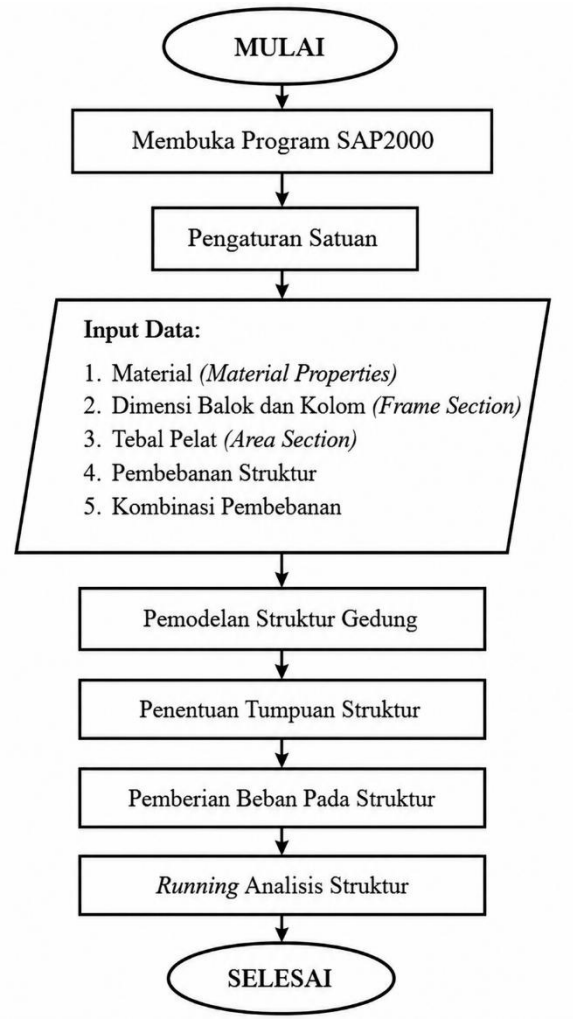
Tahapan penelitian dan penggunaan *software* dapat dilihat pada bagan alir gambar 4.1 s/d gambar 4.5 berikut.



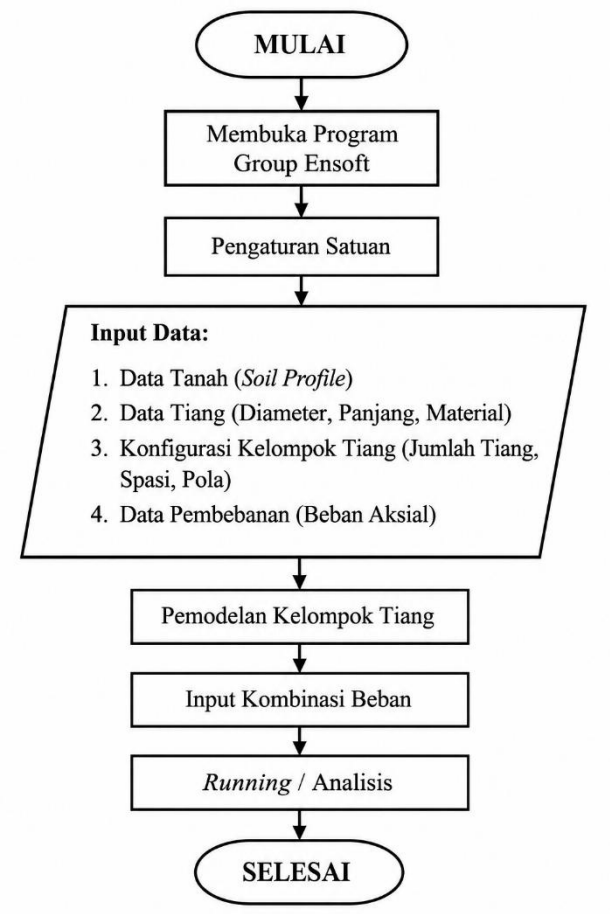
Gambar 4. 1 Bagan Alir Penelitian



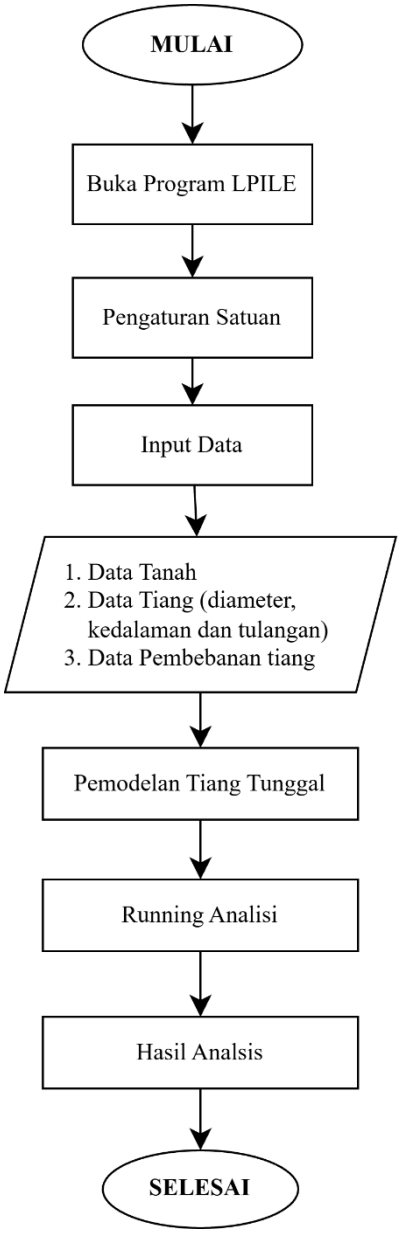
Lanjutan Gambar 4.1 Bagan Alir Penelitian



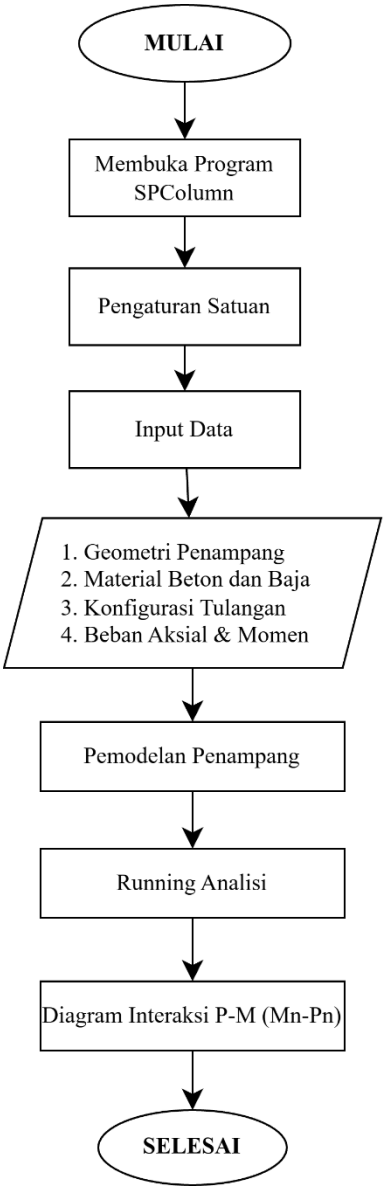
Gambar 4. 2 Bagan Alir Program SAP2000



Gambar 4. 3 Bagan Alir Program Group



Gambar 4. 4 Bagan Alir Program LPILE



Gambar 4. 5 Bagan Alir Program SPColumn

BAB V
HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Proyek

Gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga merupakan gedung yang dibangun sebagai pusat layanan kesehatan masyarakat. Gedung ini terletak di Jalan Fatmawati, RT 01 RW 04, Kelurahan Blotongan, Kecamatan Sidorejo, Kota Salatiga, Provinsi Jawa Tengah. Gedung ini memiliki tinggi 5 lantai dengan struktur utama beton bertulang. Jenis fondasi yang digunakan pada proyek ini adalah fondasi tiang bor dengan kedalaman sekitar 10 m. Berikut ini adalah lokasi proyek dapat dilihat pada Gambar 5.1.



Gambar 5. 1 Lokasi Proyek RS Hermina Salatiga
(Sumber : Google Maps)

5.1.1 Data Umum

Berikut ini adalah data umum proyek pembangunan Rumah Sakit Hermina Salatiga.

1. Nama Proyek : Pembangunan Gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga

2. Lokasi Proyek : Jl. Fatmawati RT01 RW04, Kelurahan Blotongan, Kecamatan Sidorejo, Kota Salatiga, Provinsi Jawa Tengah
3. Pemilik Proyek : PT. Medika Loka Salatiga
4. Kontraktor : PT. Adhi Persada Gedung
5. Manajemen Konsultan : PT. Pembangunan Pemilik dan Pengelola Menara Proteksi Indonesia
6. Konsultan Perencana : PT. Idea Five Indonesia Designt Engineers and Associates
7. Konstruksi Bagian Atas : Beton Bertulang
8. Konstruksi Bagian Bawah: Tiang Bor
9. Nilai Kontrak + PPN : Rp 112.443.000.000,00
10. Periode Konstruksi : 240 Hari (8 April 2025 s/d 4 Desember 2025)
11. Masa Pemeliharaan : 180 Hari (5 Desember 2025 s/d 3 Juni 2026)

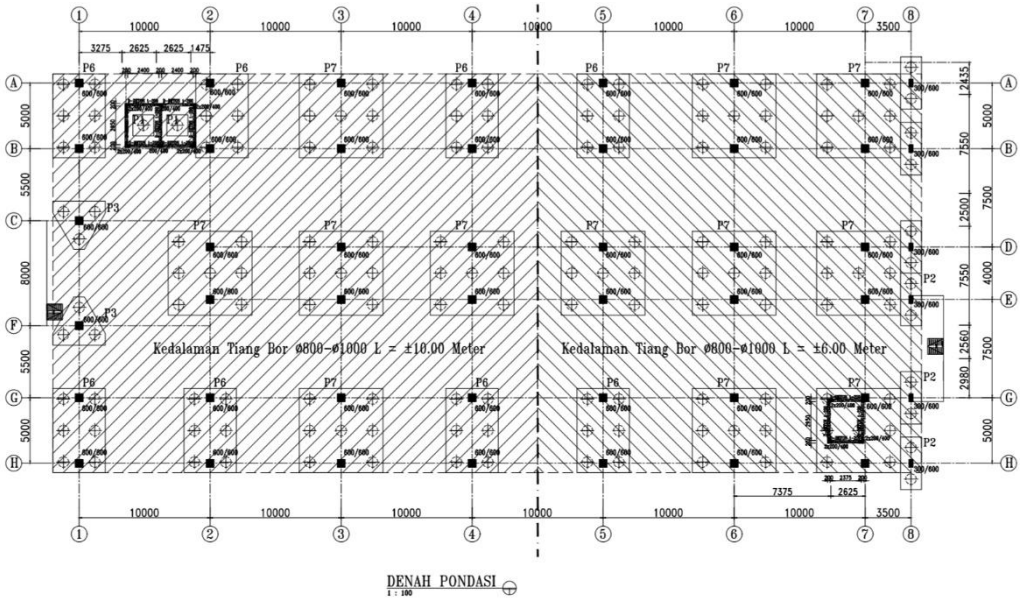
5.1.2 Spesifikasi Bahan Material

Berikut ini adalah beberapa spesifikasi bahan material yang digunakan pada pembangunan Gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga.

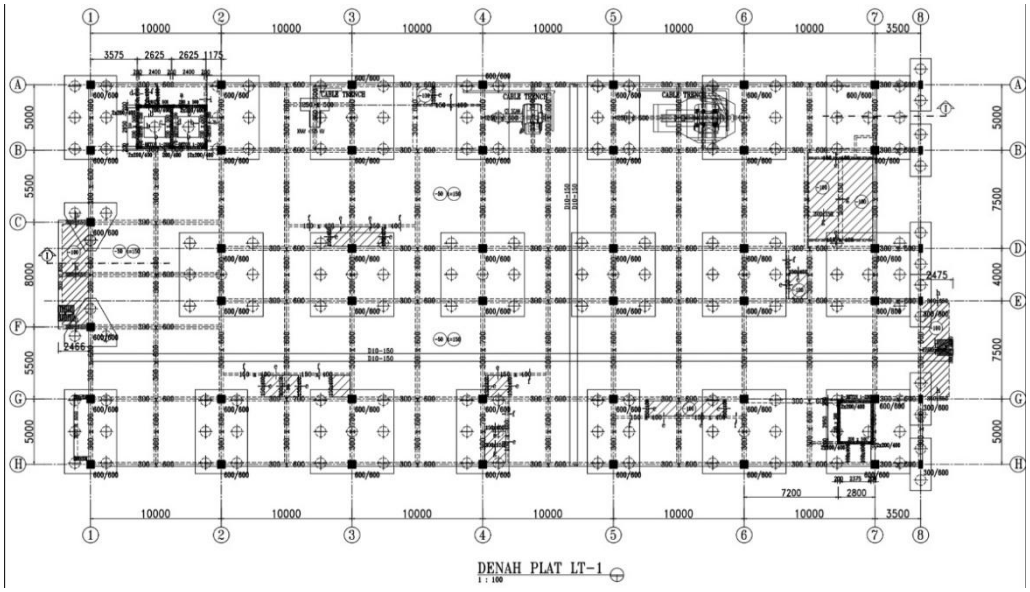
1. Beton untuk kolom memiliki mutu fc’ sebesar 35 MPa
2. Beton untuk pelat lantai dan balok memiliki mutu fc’ sebesar 25 MPa
3. Baja tulangan yang digunakan adalah BJTS 420 B dengan mutu fy’ sebesar 420 MPa

5.1.3 Denah Konstruksi

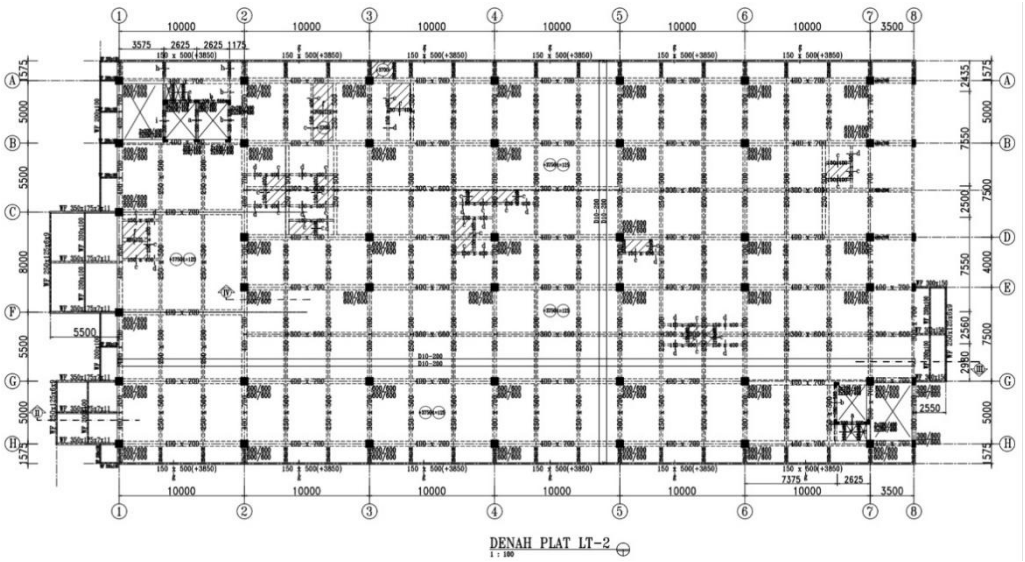
Denah konstruksi dapat dilihat pada gambar 5.2 s/d gambar 5.8 berikut ini.



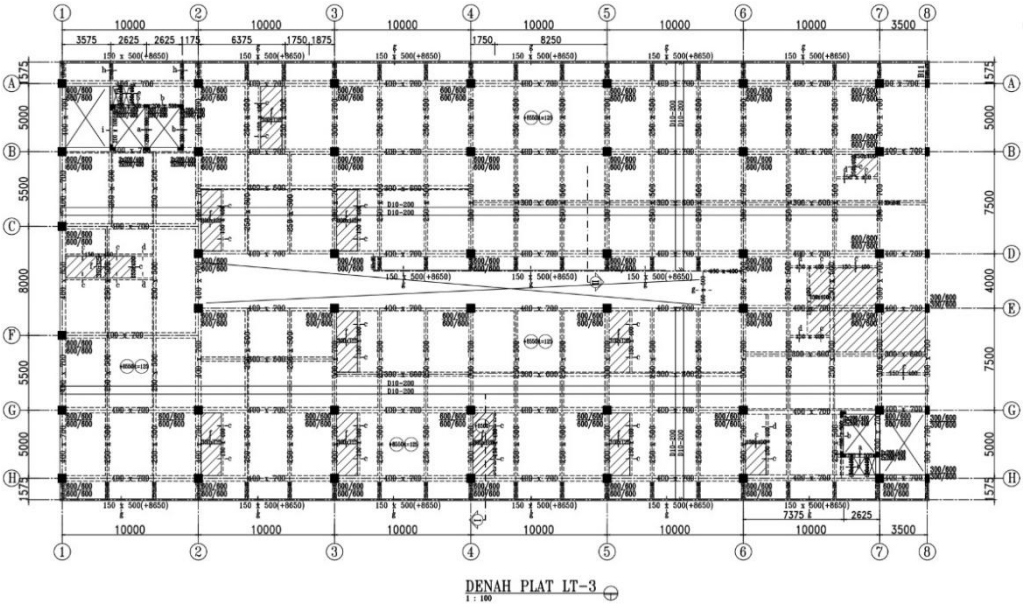
Gambar 5. 2 Denah *Pile cap*
(Sumber : PT. Adhi Karya Persada Gedung)



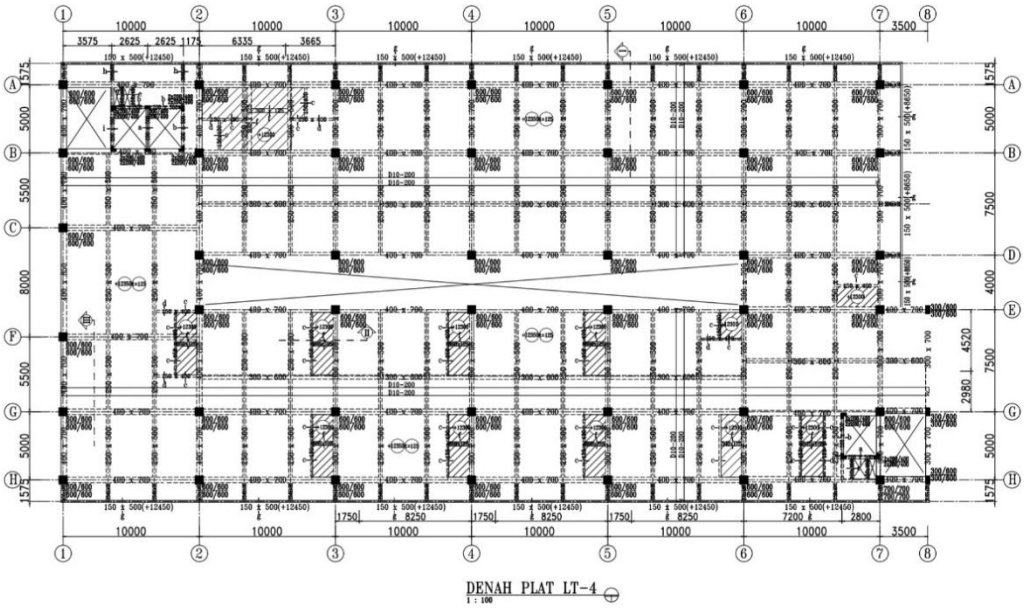
Gambar 5. 3 Denah Pelat Lantai 1
(Sumber : PT. Adhi Persada Gedung)



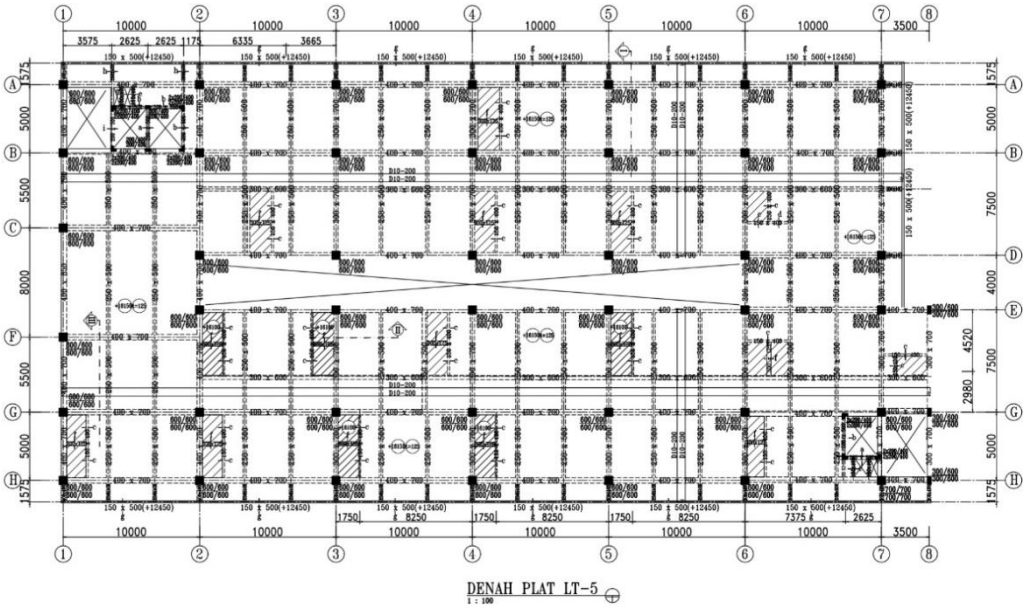
Gambar 5. 4 Denah Pelat Lantai 2
(Sumber : PT. Adhi Persada Gedung)



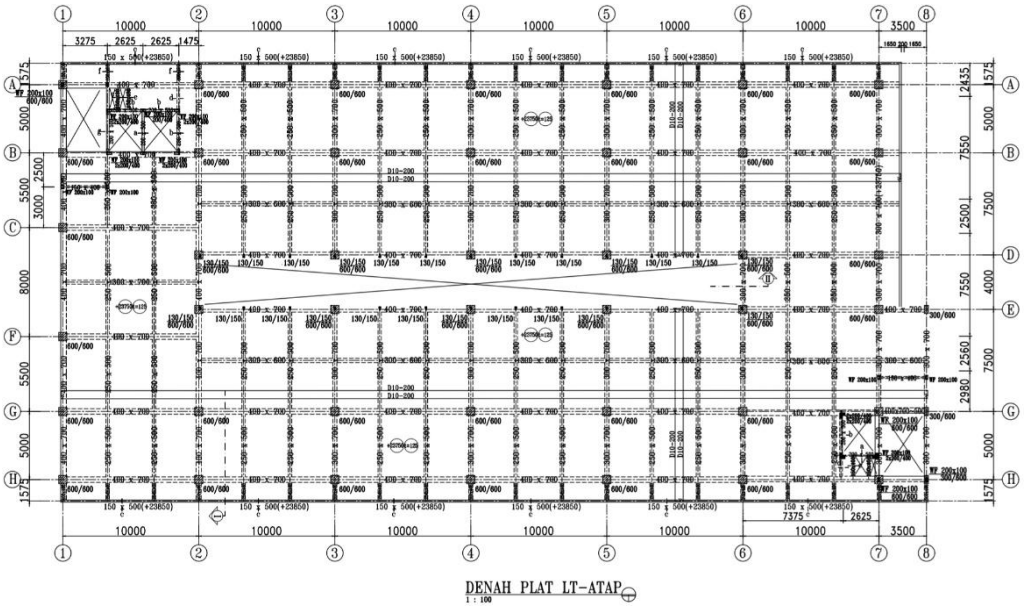
Gambar 5. 5 Denah Pelat Lantai 3
(Sumber : PT. Adhi Persada Gedung)



Gambar 5. 6 Denah Pelat Lantai 4
(Sumber : PT. Adhi Persada Gedung)



Gambar 5. 7 Denah Pelat Lantai 5
(Sumber : PT. Adhi Persada Gedung)



Gambar 5. 8 Denah Pelat Lantai Atap
(Sumber : PT Adhi Persada Gedung)

5.1.4 Data Struktur

Gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga terdiri dari struktur atas dan struktur bawah. Data struktur atas yang digunakan pada penelitian ini berupa dimensi dan detail penulangan pada kolom, balok, dan pelat lantai untuk pemodelan SAP2000. Selain itu pada struktur bawah penulis akan melakukan evaluasi pada kapasitas dukung dan penurunan fondasi *existing.* Oleh karena itu, data struktur bawah yang digunakan meliputi dimensi, detail penulangan, kedalaman tiang bor, serta konfigurasi kelompok tiang.

1. Kolom

   Kolom struktur yang digunakan pada proyek ini hanya satu jenis ukuran yaitu 0,6 m x 0,6 m. Tulangan utama menggunakan 20D22 dengan sengkang pada tumpuan D13-100 sedangkan sengkang lapangan D13-150. Mutu beton kolom menggunakan fc’ 35 MPa.

2. Balok

   Pada struktur balok terdapat beberapa variasi dimensi dengan mutu beton fc’ 25 MPa sebagai berikut.

Tabel 5. 1 Rekapitulasi Penulangan Balok *Existing*

Tipe	Dimensi	Tulangan				Sengkang	
		Tumpuan		Lapangan			
		Atas	Bawah	Atas	Bawah	Tumpuan	Lapangan
B1	400/700	10D22	6D22	3D22	5D22	D10-100	D10-150
B2	400/700	10D22	6D22	3D22	5D22	D10-100	D10-150
B3	400/700	10D22	5D22	2D22	4D22	D10-100	D10-150
B4	400/700	8D22	6D22	5D22	5D22	D10-100	D10-150
B5	400/700	6D22	6D22	3D22	3D22	D10-100	D10-150
B6	400/700	10D22	5D22	3D22	5D22	D10-100	D10-150
B7	400/850	6D22	6D22	3D22	3D22	D10-100	D10-150
B8	300/700	10D22	5D22	3D22	5D22	D10-100	D10-150
B9	300/700	6D22	6D22	3D22	3D22	D10-100	D10-150
B10	400/400	3D22	2D22	3D22	2D22	D10-50	D10-150
B11	300/400	3D22	2D22	3D22	2D22	D10-50	D10-150
b1	300/600	3D22	2D22	2D22	2D22	D10-125	D10-250
b2	250/500	2D22	2D22	2D22	2D22	D10-100	D10-200
b3	250/500	2D22	2D22	2D22	2D22	D10-100	D10-200
b4	250/500	2D22	2D22	2D22	2D22	D10-100	D10-200
b5	250/400	2D22	2D22	2D22	2D22	D10-75	D10-150
b6	300/400	2D22	2D22	2D22	2D22	D10-75	D10-150

3. Pelat

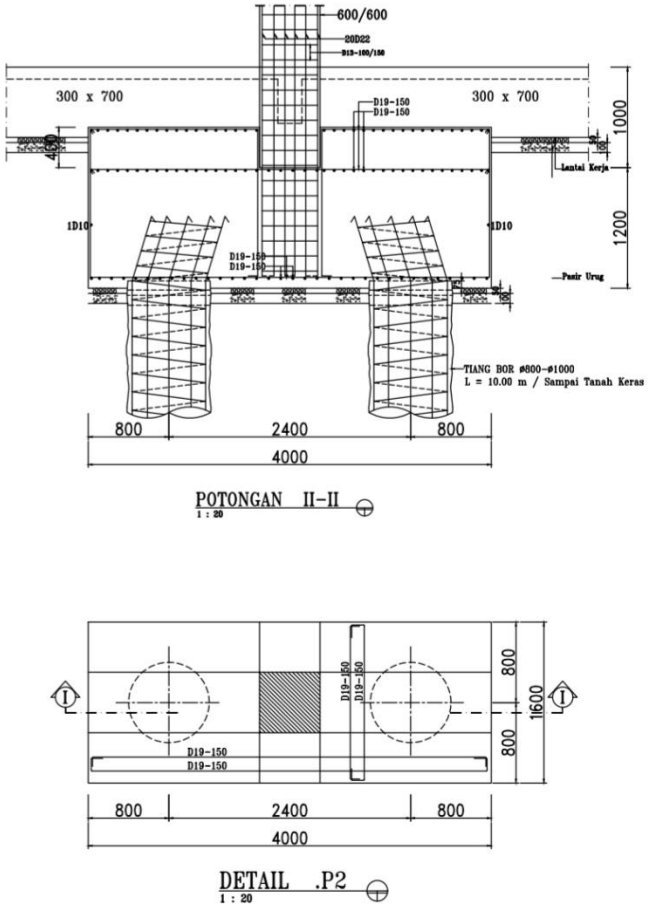
   Pada struktur pelat lantai maupun pelat atap menggunakan beton mutu fc’ 25 MPa dengan ketebalan 125 mm. Baja tulangan yang digunakan adalah D10-200.

4. Tiang Bor

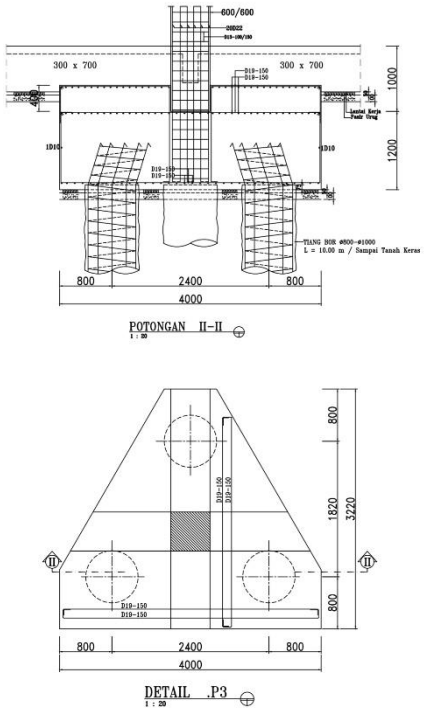
   Pada struktur bawah gedung ini menggunakan fondasi tiang bor dengan diameter 0,8 m. Kedalaman tiang bor beragama antara 8-10 m atau hingga tanah keras. Tulangan utama menggunakan 12D19 dengan sengkang berbentuk spiral D10-75. Mutu beton yang digunakan adalah fc’ 25 MPa.

5. Kelompok Tiang Bor

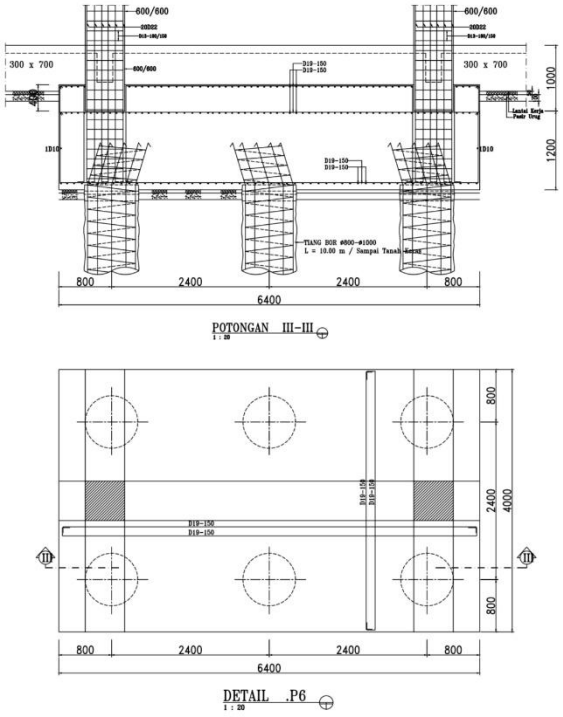
Pada gedung ini terdapat 5 jenis *pile cap* di bawahnya tersusun beberapa tiang bor sehingga membentuk suatu kelompok tiang. Pada penelitian ini meninjau 4 jenis *pile cap* yaitu P2, P3, P6, dan P7 yang mampu mewakili beberapa titik dalam satu jenis *pile cap*. Untuk lokasi titik *pile cap* dapat dilihat pada Gambar 5.2. Untuk detail *pile cap* dapat dilihat pada gambar berikut ini.



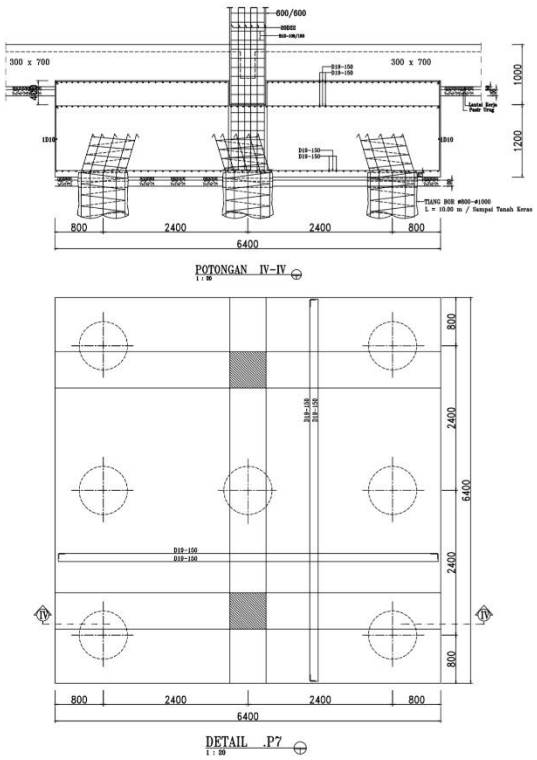
Gambar 5. 9 Detail P2
(Sumber : PT. Adhi Persada Gedung)



Gambar 5. 10 Detail P3
(Sumber : PT. Adhi Persada Gedung)



Gambar 5. 11 Detail P6
(Sumber : PT. Adhi Persada Gedung)



Gambar 5. 12 Detail P7
(Sumber : PT. Adhi Persada Gedung)

5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur pada gedung ini akan dianalisis menggunakan *software* SAP2000 yang berisikan beban hidup, beban mati, beban gempa, dan kombinasi.

5.2.1 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban dari luar struktur yang bergerak dan mempengaruhi pembebanan pada pelat lantai atau atap bangunan. Berdasarkan (SNI 1727:2020) untuk bangunan rumah sakit beban hidup pada pelat lantai adalah 3,83 kN/m^2. Sedangkan untuk beban hidup pada pelat atap sebesar 0,96 ≈ 1 kN/m^2.

5.2.2 Beban Mati

Beban mati merupakan beban permanen yang bekerja pada struktur selama umur layan bangunan. Pada penelitian ini, beban mati yang diperhitungkan berupa beban mati tambahan (Superimposed Dead Load/SDL), yaitu beban yang berasal dari elemen non-struktural seperti lapisan spesi, pasir urug, keramik, plafon, instalasi

mekanikal dan elektrikal, serta partisi. Untuk berat sendiri elemen struktur seperti pelat lantai, kolom, dan balok beton akan dihitung secara otomatis oleh *software* SAP2000. Beban mati pada gedung ini dapat dilihat sebagai berikut.

1. Pelat lantai

   Beban mati tambahan pada pelat lantai dapat dilihat pada tabel 5.2 berikut.

Tabel 5. 2 Analisis Beban Mati pada Pelat Lantai

No.	**Material**	**Beban (kN/m^2)**
1	Spesi 30 mm	0,54
2	Pasir urug 20 mm	0,32
3	Keramik dan perekat	0,15
4	Plafon dan rangka	0,10
5	Instalasi mekanikal dan elektrikal	0,15
6	Partisi	0,74
Total		**2,00**

2. Pelat atap

   Beban mati tambahan pada pelat atap dapat dilihat pada tabel 5.3 berikut.

Tabel 5. 3 Analisis Beban Mati pada Pelat Atap

No.	**Material**	**Beban (kN/m^2)**
1	Screed	0,60
2	Waterproofing	0,05
3	Plafon gypsum dan rangka	0,15
4	Instalasi mekanikal dan elektrikal	0,20
5	Utilitas (Pipa, Ac, dll)	1,00
Total		**2,00**

5.2.3 Beban Gempa

Gedung ini di fungsikan sebagai gedung rumah sakit dengan tipe tanah termasuk tanah keras. Sehingga analisis beban gempa dilakukan sebagai berikut.

1. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko (I)

   Berdasarkan SNI 1726:2019 pada tabel kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gemap, rumah sakit termasuk ke dalam jenis pemanfaatan gedung dengan fasilitas penting. Sehingga gedung ini termasuk dalam kategori risiko IV dengan faktor keutamaan gempa (I) adalah 1,5.

2. Menentukan Desain Respons Spektrum

   Berdasarkan SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung didapatkan beberapa nilai parameter untuk mendesain respons spektrum dapat dilihat pada tabel 5.4, 5.5, dan 5.6 berikut ini.

Tabel 5. 4 Parameter Percepatan Gempa

Parameter	**Nilai**
S_S	0,9521
S_1	0,4236
F_a	1,1192
F_v	1,8764
S_{MS}	1,14252
S_{M1}	0,6354

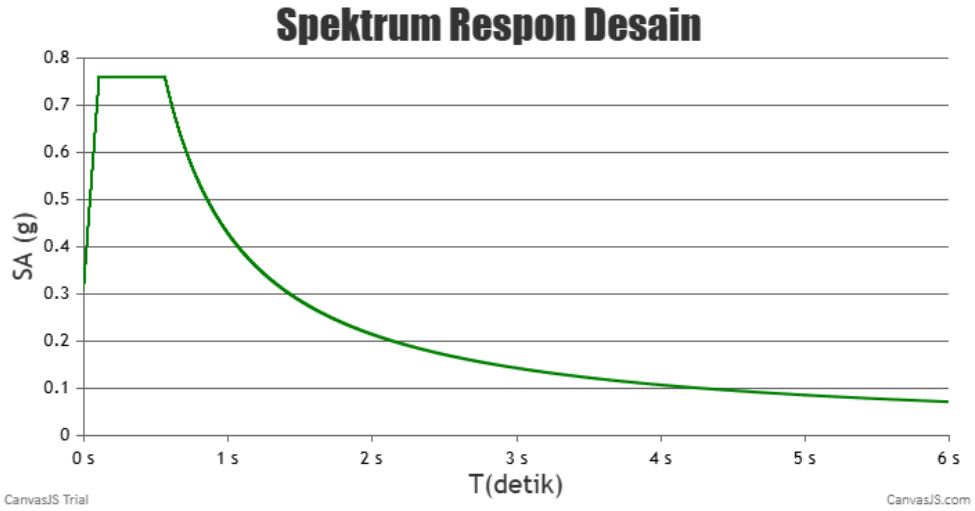
Tabel 5. 5 Parameter Percepatan Desain Spektral

Parameter	**Nilai**
S_{DS}	0,76168
S_{D1}	0,4236

Tabel 5. 6 Faktor Koreksi Kerentanan

Parameter	**Nilai**
C_{RS}	1
C_{R1}	1
S_{DSr}	0,76168
S_{D1r}	0,4236

Dari parameter tersebut sehingga didapatkan gambar desain respons spektrum yang dapat dilihat pada gambar 5.13 berikut.



Gambar 5. 13 Grafik Respons Spektrum(Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, 2021)

3. Menentukan Periode Struktur Bangunan (T)

   Periode struktur bangunan dapat ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019 sebagai berikut.

   a. Perioda Fundamental Pendekatan (T_a)

      Gedung Rumah Sakit Hermin Salatiga ini memiliki tinggi sebesar 20 m dan sistem pemikul gaya seismik adalah rangka beton bertulang pemikul momen khusus, sehingga perhitungan perioda fundamental pendekatan (T_a) sebagai berikut.

      $T_a = 0{,}0466 \times H^{0{,}9}$

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

      $= 0{,}691$ detik

   b. Perioda *Computed* (T_c)

      Pada gedung ini berdasarkan hasil analisis SAP2000 didapatkan nilai T_c sebesar 1,3255 detik yang dapat dilihat pada gambar 5.14 berikut ini.

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX KN-m	UY KN-m	UZ KN-m
MODAL	Mode	1	1,325523	-70,522971	0,027359	0,302495
MODAL	Mode	2	1,222798	0,03181	70,530132	0,014265
MODAL	Mode	3	1,071496	-0,140984	3,06739	-0,015787
MODAL	Mode	4	0,389957	-23,873121	0,067002	-0,674015
MODAL	Mode	5	0,362572	0,141776	23,609563	-0,00385
MODAL	Mode	6	0,320428	0,448429	-3,754655	0,000771
MODAL	Mode	7	0,251539	-1,209147	0,006738	5,936184
MODAL	Mode	8	0,245263	0,152582	-0,000951	3,020818
MODAL	Mode	9	0,24279	1,644562	-0,013092	-8,019765
MODAL	Mode	10	0,241206	0,613662	-0,002569	9,707233
MODAL	Mode	11	0,240049	-2,178107	0,026913	-4,257558
MODAL	Mode	12	0,222283	-0,101566	-0,009579	-0,88787

Gambar 5. 14 Perioda *Computed* dari SAP2000

c. Perioda (T)

Nilai periode fundamental ditentukan menggunakan pendekatan koefisien batas atas sesuai ketentuan SNI 1726:2019 pada Tabel 17, sehingga diperoleh nilai C_u sebesar 1,4. Persamaan yang digunakan ditunjukkan sebagai berikut.

T $= C_u \times T_a$

$= 1{,}4 \times 0{,}691$

$= 0{,}9674$ detik

Dengan persyaratan sebagai berikut :

Jika $T_c > C_u \times T_a$ maka $T = C_u \times T_a$

Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$ maka $T = T_c$

Jika $T_c < T_a$ maka $T = T_a$

4. Beban Geser Seismik (V)

Perhitungan beban geser nominal berdasarkan SNI 1726:2019 adalah sebagai berikut.

V $= C_s \times W_t$

$= 0{,}0821 \times 61290{,}461$

$= 5031{,}9469\ kN$

5. Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekivalen

   Berikut ini adalah hasil pengecekan gaya geser pada gedung Rumah Sakit Hermina yang dapat dilihat pada tabel 5.7 berikut ini .

Tabel 5. 7 Hasil Cek Gaya Dinamik dan Statik Ekivalen

Keterangan	**Arah X**	**Arah Y**
V statik (kN)	6220,981	6220,981
Vt dinamik (kN)	3755,054	4048,099
Cek Vt≥V	Tidak Memenuhi	Tidak Memenuhi
Faktor Skala	1,657	1,537
Vt setelah Skala	6223,478	6223,282

5.2.4 Kombinasi Beban

Pada analisis ini terdapat tiga jenis kondisi pembebanan yaitu kondisi beban layan, layan dan gempa nominal, dan layan dan gempa kuat. Berikut adalah beberapa kombinasi pembebanan yang digunakan.

1. Kombinasi Beban Layan

   1D

   1D + 1L

   1D + 1(Lr atau R)

   1D + 0,75L + 0,75(Lr atau R)

2. Kombinasi Beban Layan + Gempa Nominal

   1D + 0,7Ev + 0,7 Eh

   1D + 0,525Ev + 0,525 Eh + 0,75L

3. Kombnasi Beban Layan + Gempa Kuat

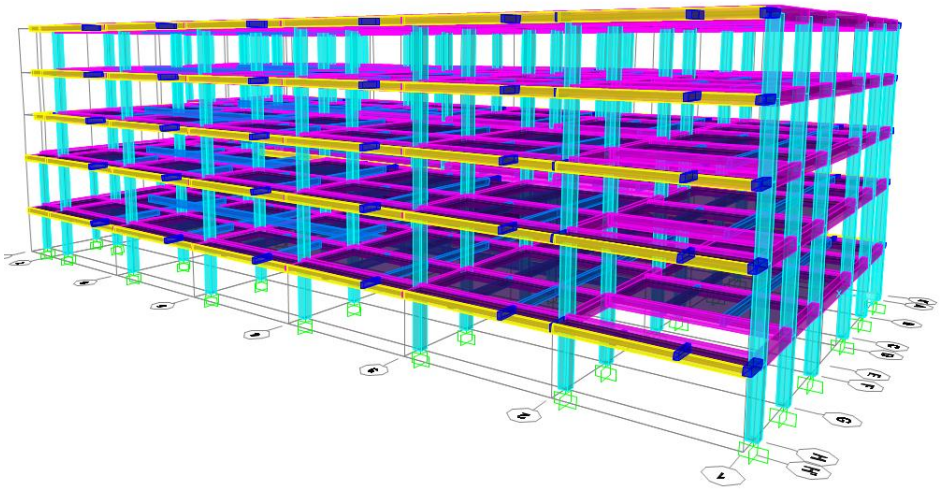
   $(1+0,14S_{DS})D + 0,7\Omega Eqx + 0,21\Omega eqy$

   $(1+0,105S_{DS})D + 0,75L + 0,525\Omega Eqx + 0,1575\Omega eqy$

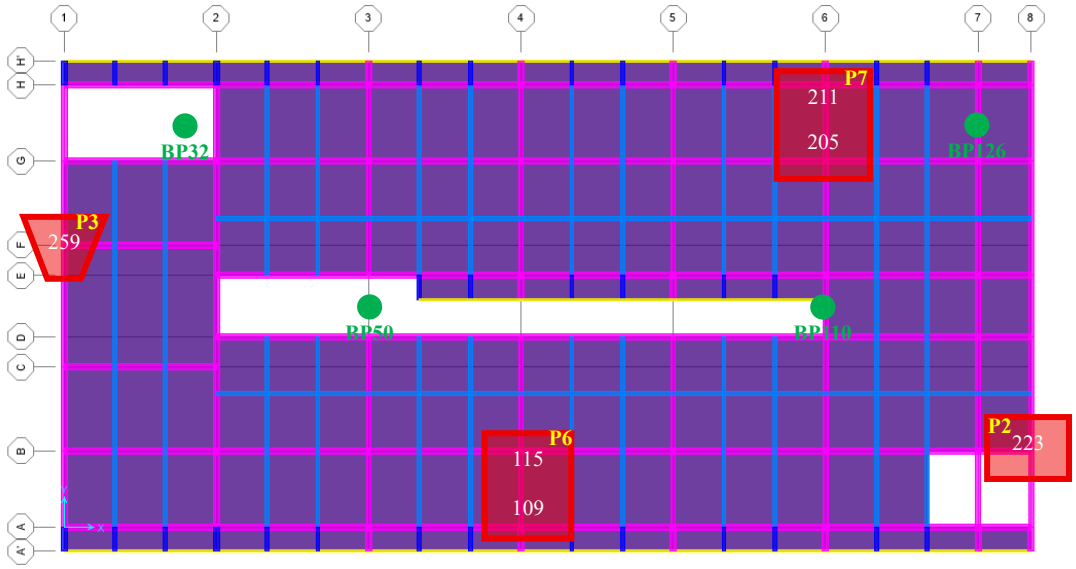
   $(0,6-0,14S_{DS})D + 0,7\Omega Eqx + 0,21\Omega Eqy$

5.2.5 Hasil Program SAP2000

Berikut ini adalah hasil analisis pembebanan struktur gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga menggunakan SAP2000.



Gambar 5. 15 Pemodelan SAP2000 dalam 3 Dimensi



Gambar 5. 16 Pemodelan SAP2000 dalam 2 Dimensi

Pemodelan struktur pada penelitian ini dilakukan menggunakan perangkat lunak SAP2000 dengan asumsi kondisi perletakan berupa tumpuan jepit sehingga struktur dianggap mampu menahan perpindahan pada titik tumpuan. beban yang dimasukkan ke dalam model terdiri atas beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Beban mati sudah diperhitungkan secara otomatis oleh SAP2000 sehingga hanya menambahkan beban mati tambahan. Beban mati tambahan pada pelat lantai dan pelat atap sebesar 2 kN/m^2, sedangkan beban hidup masing-masing sebesar 3,83

kN/m^2 untuk pelat lantai dan 1 kN/m^2 untuk pelat atap. Analisis beban gempa dilakukan menggunakan metode respons spektrum sesuai ketentuan perencanaan yang berlaku.

Pada analisis ini direncanakan akan meninjau 4 jenis kelompok tiang *existing* dengan total 6 titik tinjauan. Dari hasil analisis SAP2000 didapatkan hasil pembebanan pada tiap titik tinjauan yang dapat mewakili beberapa titik lain. Hasil analisis pembebanan struktur atas dapat dilihat pada tabel 5.8 sebagai berikut.

Tabel 5. 8 Hasil Analisis Pembebanan SAP2000

Pile Cap	***Frame***	**Beban**	**Kombinasi Beban (kN)**		
			Layan	**Layan+Nominal**	**Layan+Kuat**
P7	205	P	3015,867	3025,211	3013,402
		Vx	-2,546	-102,659	-228,895
		Vy	-41,434	-128,493	-106,617
		Mx	50,9333	332,5575	284,0706
		My	-15,4062	-336,775	-748,037
	211	P	2012,31	2191,84	2169,713
		Vx	-4,149	-103,435	-229,675
		Vy	-1,472	79,86	71,852
		Mx	1,5874	-272,887	-246,264
		My	-17,4143	-338,019	-748,771
P6	115	P	2959,977	2956,874	2945,095
		Vx	-5,55	-105,548	-234,09
		Vy	32,049	117,32	96,351
		Mx	-39,6903	-317,717	-274,639
		My	-19,0057	-341,323	-756,707
	109	P	2004,416	2173,568	2150,768
		Vx	-5,636	-105,907	-234,331
		Vy	1,781	-78,562	-70,58
		Mx	-2,3148	269,6337	242,7059
		My	-19,0831	-342,55	-757,955
P3	259	P	1902,779	1903,214	2002,22

Lanjutan Tabel 3. 8 Hasil Analisis Pembebanan SAP2000

Pile Cap	***Frame***	**Beban**	**Kombinasi Beban (kN)**		
			Layan	**Layan+Nominal**	**Layan+Kuat**
		Vx	100,069	144,382	246,755
		Vy	-13,818	-123,558	-107,952
		Mx	17,1203	325,0016	289,928
		My	111,3381	354,3844	747,4777
P2	223	P	461,429	884,542	1480,272
		Vx	-2,4	-35,323	-78,111
		Vy	8,153	67,951	59,284
		Mx	-10,2214	-171,674	-152,811
		My	-4,54	-70,8406	-156,793

5.3 Data Karakteristik Tanah

Data karakteristik tanah yang digunakan dalam penelitian ini diperoleh dari hasil pengujian *Standard Pentration Test (SPT).* Data tersebut berasal dari dua titik pengeboran *(bore hole)*, yaitu BH1 dan BH2 yang dapat dilihat pada tabel 5.9 berikut ini.

Tabel 5. 9 Data Tanah Titik Bor BH1 dan BH2 (PT Tunas Lima Warna, 2024)

Kedalaman	**BH-01**		**BH-02**	
	Jenis Tanah	**N-SPT**	**Jenis Tanah**	**N-SPT**
1–1,5 m	Lanau Berlempung	5	Lanau Berlempung	4
1,5–3,5 m	Lanau Berpasir	10	Lanau Berlempung	5
3,5–5,5 m	Pasir Berlanau	36	Lanau Berpasir	50
5,5–7,5 m	Pasir	29	Pasir Berkerikil	50
7,5–9,5 m	Pasir	50	Pasir	50
9,5–11,5 m	Pasir	50	Pasir	50
11,5–23,5 m	Pasir Berkerikil	50	Pasir Berkerikil	50
23,5-30 m	Pasir	50	Pasir Berkerikil	50

Kedua data tanah tersebut akan digunakan untuk analisis kapasitas dukung fondasi *existing.* Sedangkan untuk data tanah setelah *back analysis* akan menggunakan nilai

rata-rata N-SPT dari kedua data titik pengeboran. Hasil rata-rata data tanah N-SPT dapat dilihat pada tabel 5.10 berikut ini.

Tabel 5. 10 Data Tanah Setelah *Back Analysis*

Kedalaman	**Cohesion, c (kN/m²)**	**Friction Angle, ϕ (º)**	**N-SPT**
1-1,5 m	12,1	-	4,5
1,5-3,5 m	11,5	-	7,5
3,5 – 5.5 m	0	39	43
5,5 – 7,5 m	0	38,5	39,5
7,5 – 9,5 m	0	39,5	50
9,5 – 30 m	0	40	50

5.4 Evaluasi Kapasitas Dukung Tiang Bor *Existing*

Berdasarkan hasil PDA, fondasi *existing* yang digunakan adalah tiang bor berdiameter 0,8 m dengan kedalaman 8 m dan 10 m. Berdasarkan data tanah pada tabel 5.9, dilakukan evaluasi kapasitas dukung tiang bor *existing* dengan menggunakan metode *Reese and Wrigth* dan korelasi empiris NAVFAC sebagai berikut.

5.4.1 Analisis Kapasitas Dukung Tiang

Pada analisis berikut ini menggunakan data tanah BH1 dengan diameter 0,8 m dan kedalaman 8m.

1. Menghitung Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

   Bagian ujung tiang berada pada kedalaman 8m dengan jenis tanah pasir dan nilai N-SPT adalah 50, berikut adalah perhitungan analisis kapasitas ujung tiang.

   Luas Tiang (A_p) $= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

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

   $= 0{,}5027m^2$

   10D $= 10 \times 0{,}8m$

$= 8m$

4D $= 4 \times 0{,}8m$

$= 3{,}2m$

N1 $= \frac{5+10+36+29+50}{5}$

$= 26$

N2 $= 50$

NSPT $= \frac{N1+N2}{2}$

$= \frac{26+50}{2}$

$= 38$

q_p $= 7 \times NSPT$

$= 7 \times 38$

$= 266 \frac{Ton}{m^2}$

Q_p $= q_p \times A_p$

$= 266 \times 0{,}5027$

$= 133{,}706\ Ton$

2. Menghitung Kapasitas Dukung Selimut Tiang (Q_s)

P $= \pi \times D$

$= \pi \times 0{,}8m$

$= 2{,}5133m$

a. Lapisan 1 : tanah kohesif

L $= 1{,}5m$

N_{avg} $= 5$

C_u $= \frac{2}{3} \times N_{avg}$

$= \frac{2}{3} \times 5$

$= 3{,}33 \frac{Ton}{m^2}$

α $= 0{,}55$

f_s $= \propto \times C_u$

$= 0{,}55 \times 3{,}33$

$= 1{,}833$

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

$= 1{,}833 \times 2{,}5133 \times 1{,}5$

$= 6{,}9115\ Ton$

b. Lapisan 2 : tanah kohesif

L $= 2m$

N_{avg} $= 10$

C_u $= \frac{2}{3} \times N_{avg}$

$= \frac{2}{3} \times 10$

$= 6{,}67 \frac{Ton}{m^2}$

α $= 0{,}55$

f_s $= \propto \times C_u$

$= 0{,}55 \times 6{,}67$

$= 3{,}67 \frac{Ton}{m^2}$

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

$= 3{,}67 \times 2{,}5133 \times 2$

$= 18{,}431\ Ton$

c. Lapisan 3 : tanah non kohesif

L $= 2m$

N_{avg} $= 36$

f_s $= 0{,}2 \times N$

$= 0{,}2 \times 36$

$= 7{,}2 \frac{Ton}{m^2}$

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

$= 7{,}2 \times 2{,}5133 \times 2$

$= 36{,}1912\ Ton$

d. Lapisan 4 : tanah non kohesif

L $= 2m$

N_{avg} $= 29$

f_s $= 0{,}2 \times N$

$= 0{,}2 \times 29$

$= 5{,}8 \frac{Ton}{m^2}$

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

$= 5{,}8 \times 2{,}5133 \times 2$

$= 29{,}154\ Ton$

e. Lapisan 5 : tanah non kohesif

L $= 0{,}5m$

N_{avg} $= 50$

f_s $= 0{,}2 \times N$

$= 0{,}2 \times 50$

$= 10 \frac{Ton}{m^2}$

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

$= 10 \times 2{,}5133 \times 0{,}5$

$= 12{,}5664\ Ton$

Nilai Q_s total sebagai berikut.

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

$= 6{,}9115 + 18{,}431 + 36{,}1912 + 29{,}154 + 12{,}5664$

$= 103{,}2537\ Ton$

3. Menghitung Kapasitas Dukung *Ultimate* Tiang (Qult)

Q_{ult} $= Q_p + Q_s$

$= 133{,}706 + 103{,}2537$

$= 236{,}9599\ Ton$

5.4.2 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang

Terdapat 4 titik tiang *existing* berdiameter 8m dengan kedalaman dan data tanah yang berbeda. Rekapitulasi analisis kapasitas dukung masing-masing tiang dapat dilihat pada tabel 5.11 berikut ini.

Tabel 5. 11 Rekapitulasi Analisis Tiang Bor *Existing*

Data Tanah	No. Pile	Kedalaman (m)	Diameter (m)	Qs (Ton)	Qp (Ton)	Qult (Ton)
BH 1	BP 32	8	0,8	103,2537	133,7062	236,9599
	BP 50	10	0,8	153,5192	149,5398	303,059
BH 2	BP 110	10	0,8	178,1074	160,0956	338,2029
	BP 126	8	0,8	127,8419	143,9101	271,752

5.4.3 Perbandingan Hasil Analisis Dukung dengan Hasil PDA

Perbandingan antara hasil evaluasi analisis dan pengujian PDA dapat dilihat pada tabel 5.12 berikut.

Tabel 5. 12 Perbandingan Hasil Analisis Kapasitas Dukung dengan Hasil PDA

Data Tanah	No. Pile	Kedalaman (m)	Diameter (m)	Analisis			PDA		
				Qs (Ton)	Qp (Ton)	Qult (Ton)	Qs (Ton)	Qp (Ton)	Qult (Ton)
BH1	BP 32	8	0,8	103,25	133,71	236,9	94	247	341
	BP 50	10	0,8	153,52	149,54	303,1	118	278	396
BH2	BP 110	10	0,8	178,11	160,096	338,2	106	251	357
	BP 126	8	0,8	127,84	143,91	271,75	91	234	325

Berdasarkan hasil tersebut, kapasitas dukung *ultimate* hasil analisis teoritis berada pada rentang 236,9–338,2 ton, sedangkan hasil pengujian PDA menunjukkan kapasitas dukung *ultimate* sebesar 325–396 ton. Hasil perbandingan menunjukkan bahwa kapasitas dukung hasil analisis teoritis cenderung lebih rendah dibandingkan hasil pengujian PDA. Perbedaan tersebut menunjukkan adanya ketidaksesuaian antara parameter tanah yang digunakan dalam analisis dengan kondisi aktual di lapangan. Oleh karena itu, diperlukan *back analysis* berdasarkan hasil pengujian

PDA untuk memperoleh parameter tanah yang lebih representatif terhadap kondisi aktual.

5.5 *Back Analysis* Berdasarkan Hasil PDA

Back Analysis yang dilakukan pada penelitian ini adalah melakukan kalibrasi koefisien empiris pada korelasi nilai N-SPT terhadap kapasitas dukung aksial tiang berdasarkan hasil PDA. Hasil kalibrasi selanjutnya akan digunakan untuk mendapatkan parameter tahanan selimut dan tahanan ujung yang merepresentasikan kondisi aktual di lapangan.

5.5.1 Hasil *Back Analysis*

Berdasarkan hasil evaluasi pada subbab 5.4.3 analisis awal menggunakan korelasi f_s = 0,2N dan q_b = 7N pada tanah non kohesif. Hasil tersebut menunjukkan kapasitas dukung *ultimate* cenderung lebih rendah dibandingkan hasil PDA, dapat dilihat pada tabel 5.12. Selanjutnya kalibrasi dilakukan terhadap koefisien empiris pada korelasi N-SPT yaitu pada tahanan selimut (f_s) dan tahanan ujung (q_p). Berikut adalah hasil *back analysis* dapat dilihat pada tabel 5.13.

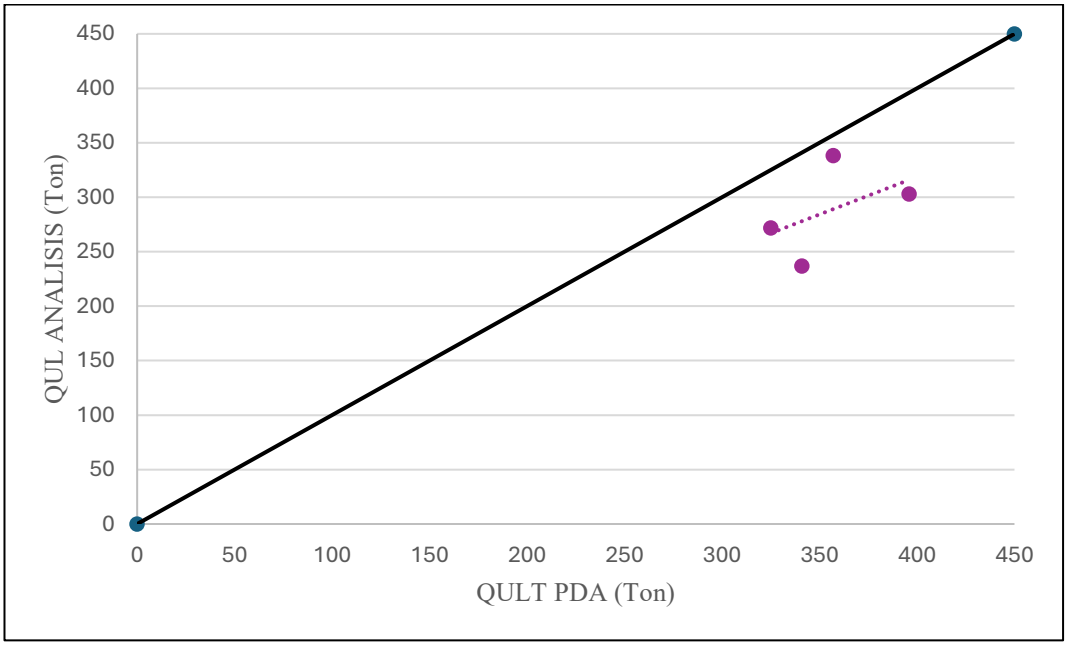
Tabel 5. 13 Hasil Kapasitas Dukung *Back Analysis*

Data Tanah	**No. Pile**	**Kedalaman (m)**	**Diameter (m)**	**Parameter Empiris**		**Hasil Analisis (ton)**		
				fs	**qp**	**Qs**	**Qp**	**Qult**
Sebelum *Back Analysis*								
BH 1	BP 32	8	0,8	0,2N	7N	103,254	133,706	236,96
	BP 50	10	0,8	0,2N	7N	153,52	149,54	303,059
BH 2	BP 110	10	0,8	0,2N	7N	178,107	160,096	338,203
	BP 126	8	0,8	0,2N	7N	127,842	143,91	271,752
Setelah *Back Analysis*								
BH 1	BP 32	8	0,8	0,2N	10N	103,254	191,001	294,263

Lanjutan Tabel 5.13 Hasil Kapasitas Dukung *Back Analysis*

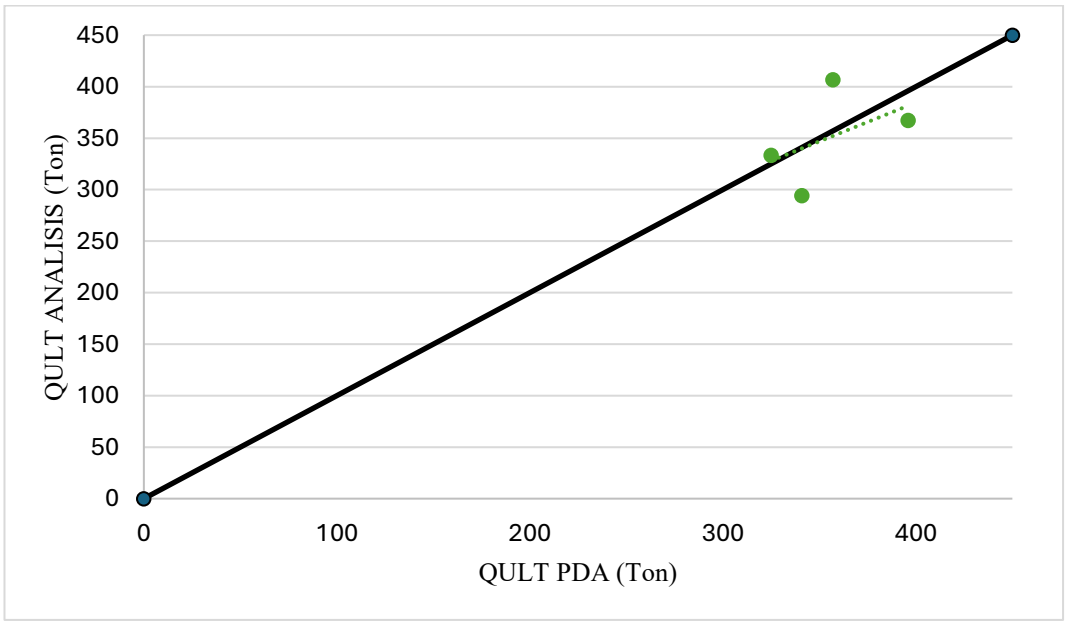
Data Tanah	No. Pile	Kedalaman (m)	Diameter (m)	Parameter Empiris		Hasil Analisis (ton)		
				fs	qp	Qs	Qp	Qult
	BP 50	10	0,8	0,2N	10N	153,52	213,628	367,148
BH 2	BP 110	10	0,8	0,2N	10N	178,107	228,709	406,815
	BP 126	8	0,8	0,2N	10N	127,842	205,586	333,428
Hasil PDA								
BH 1	BP 32	8	0,8	-	-	94	247	341
	BP 50	10	0,8	-	-	118	278	396
BH 2	BP 110	10	0,8	-	-	106	251	357
	BP 126	8	0,8	-	-	91	234	325

Dari hasil *back analysis* tersebut, selanjutnya data akan disajikan dalam bentuk grafik hubungan antara kapasitas dukung ultimate hasil analisis dan hasil PDA. Grafik ini dilengkapi dengan garis kesesuaian y = x dan garis regresi linear untuk melihat kecenderungan hubungan antara kedua hasil tersebut. Grafik hubungan antara Qult hasil PDA dengan sebelum dan sesudah *back analysis* dapat dilihat pada gambar 5.17 dan gambar 5.18 berikut ini.



Gambar 5. 17 Hubungan Antara Hasil Sebelum *Back Analysis* vs Hasil PDA

Gambar 5.17 menunjukkan hubungan antara kapasitas dukung sebelum *Back Analysis* dan hasil PDA. Garis regresi linear pada kondisi tersebut menunjukkan adanya penyimpangan terhadap garis kesesuaian y=x, yang menunjukkan adanya perbedaan antara hasil analisis teoritis dengan hasil pengujian PDA.



Gambar 5. 18 Hubungan Antara Hasil *Back Analysis* vs Hasil PDA

Setelah dilakukan *Back Analysis* koefisien empiris, hubungan antara kapasitas dukung hasil analisis dan hasil PDA dapat dilihat pada gambar 5.18. Jika dibandingkan dengan kondisi sebelumnya, garis regresi linear setelah kalibrasi ini menunjukkan lebih mendekati garis kesesuaian y = x. Maka, hasil analisis setelah dilakukan penyesuaian parameter koefisien empiris memiliki kesesuaian yang baik terhadap hasil pengujian PDA. Sehingga hasil *Back Analysis* dapat digunakan untuk analisis kapasitas dukung pada tahap selanjutnya.

5.5.2 Analisis Kelompok Tiang *Existing* Berdasarkan Hasil *Back Analyis* Menggunakan Group

Analisis kelompok tiang *existing* dilakukan untuk mengevaluasi kapasitas dukung kelompok tiang dengan menggunakan *software* Group. Analisis ini menerapkan hasil koefisien empiris yang telah di *back analysis* sebelumnya. Konfigurasi tiang yang digunakan berdasarkan jumlah, diameter, kedalaman, dan susunan tiang sesuai kondisi lapangan.

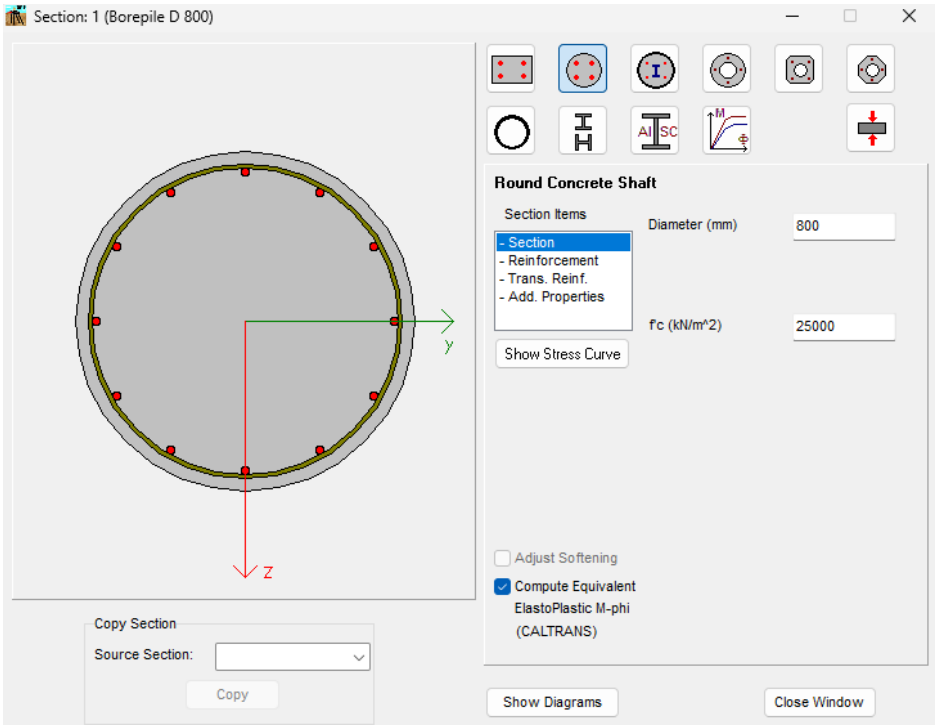
Terdapat empat jenis konfigurasi kelompok tiang yaitu P7, P6, P3, dan P2. Detail gambar masing-masing kelompok tiang dapat dilihat pada gambar 5.9, gambar 5.10, gambar 5.11, dan gambar 5.12. Rekapitulasi konfigurasi kelompok tiang *existing* dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut.

Tabel 5. 14 Konfigurasi Kelompok Tiang *Existing*

Pile Cap	Jumlah Tiang	Diameter (m)	Kedalaman (m)	Jarak Antar Tiang (m)
P7	7	0,8	10	2,4
P6	6	0,8	10	2,4
P3	3	0,8	10	2,4
P2	2	0,8	10	2,4

Berdasarkan data tersebut, selanjutnya dilakukan pemodelan pada *software* Group. Berikut ini adalah tahapan pemodelan kelompok tiang *existing.*

1. Memasukkan *Pile Cross Section*



Gambar 5. 19 Input Data Penampang Tiang

Pile Cross Section digunakan untuk menentukan penampang tiang yang digunakan dalam pemodelan. Penampang tiang dimodelkan sebagai bored pile berbentuk lingkaran dengan diameter 800 mm dan kuat tekan beton f'c sebesar 25.000 kN/m^2. Selain dimensi penampang properti material dan konfigurasi tulangan dapat disesuaikan dengan desain yang digunakan. Parameter penampang tiang yang dimasukkan pada Group dapat dilihat pada tabel 5.15 berikut.

Tabel 5. 15 Parameter Penampang Tiang

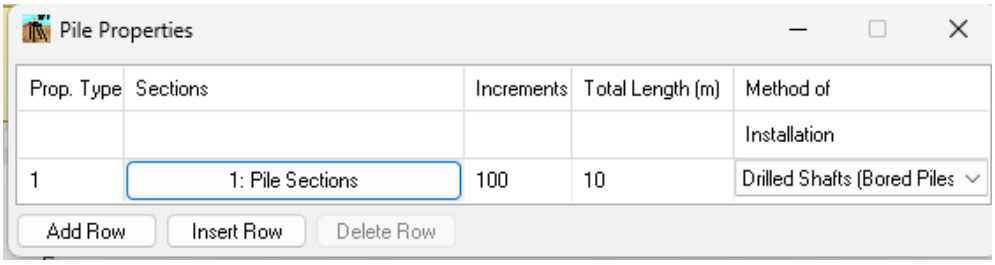
Keterangan	**Parameter**	**Nilai**
Penampang	Jenis Penampang	*Round Concrete Shaf*
	Diameter	800 mm
	Mutu beton, f'c	25 MPa
Tulangan Longitudinal	Jumlah Tulangan	12 batang

Lanjutan Tabel 5.15 Parameter Penampang Tiang

Keterangan	Parameter	Nilai
	Diameter Tulangan	19 mm
	Mutu Leleh Tulangan, fy	420 MPa
	Modulus Elastisitas Baja, Es	29.000 MPa
	Selimut Beton	75 mm
Tulangan Transversal	Tipe Tulangan	Spiral
	Diameter Tulangan	10 mm
	Jarak Tulangan	75 mm
	Mutu Leleh Tulagnang fys	420 MPa
	Jumlah Batang	1

2. Menentukan *Pile Properties*

   Properti tiang ditentukan dengan memasukkan jenis penampang tiang, panjang tiang, pembagian elemen analisis, dan metode instalasi tiang. Pada pemodelan ini, tiang dimodelkan sebagai *bored pile* dengan panjang tiang 10m dan dibagi menjadi 100 *increment.*



Gambar 5. 20 Penentuan *Pile Properties* pada Group

3. Menentukan *Pile Group Properties*

   Properti kelompok tiang ditentukan untuk mendefinisikan jumlah tiang yang digunakan pada satu kelompok seta kondisi hubungan pada kepala tiang.

Pile Group 3D Layout

Pile #	Pile Head Connection (z-z)	Pile Head Connection (y-y)	Pile Prop. Type	Rotational Spring, (z-z) (kN-m/rad)	Rotational Spring, (y-y) (kN-m/rad)
1	Fixed	Fixed	1	0	0
2	Fixed	Fixed	1	0	0
3	Fixed	Fixed	1	0	0
4	Fixed	Fixed	1	0	0
5	Fixed	Fixed	1	0	0
6	Fixed	Fixed	1	0	0

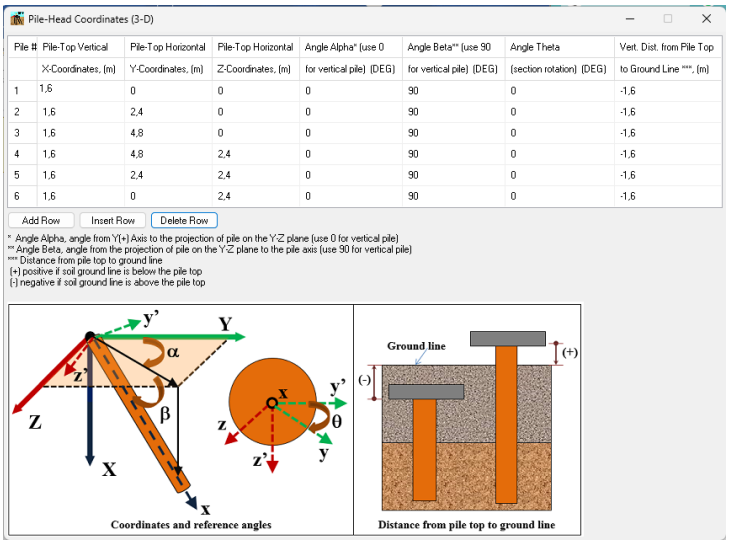
Add Row | Insert Row | Delete Row

Gambar 5. 21 Penentuan *Pile Group Properties*

Gambar 5.21 sebagai contoh untuk pemodelan P6 sehingga jumlah tiang 6 buah maka pada kolom *pile* ada 6 baris. Kondisi hubungan kepala tiang pada seluruh tiang ditetapkan sebagai *fixed.* Hal tersebut karena hubungan yang kaku antara kepala tiang dan *pile cap*, sehingga rotasi kepala tiang mengikuti perilaku *pile cap* sebagai satu kesatuan. Untuk *Rotation Spring* tambahan tidak digunakan karena kepala tiang dimodelkan sebagai *fixed.*

4. Menentukan *Pile Head Coordinates*

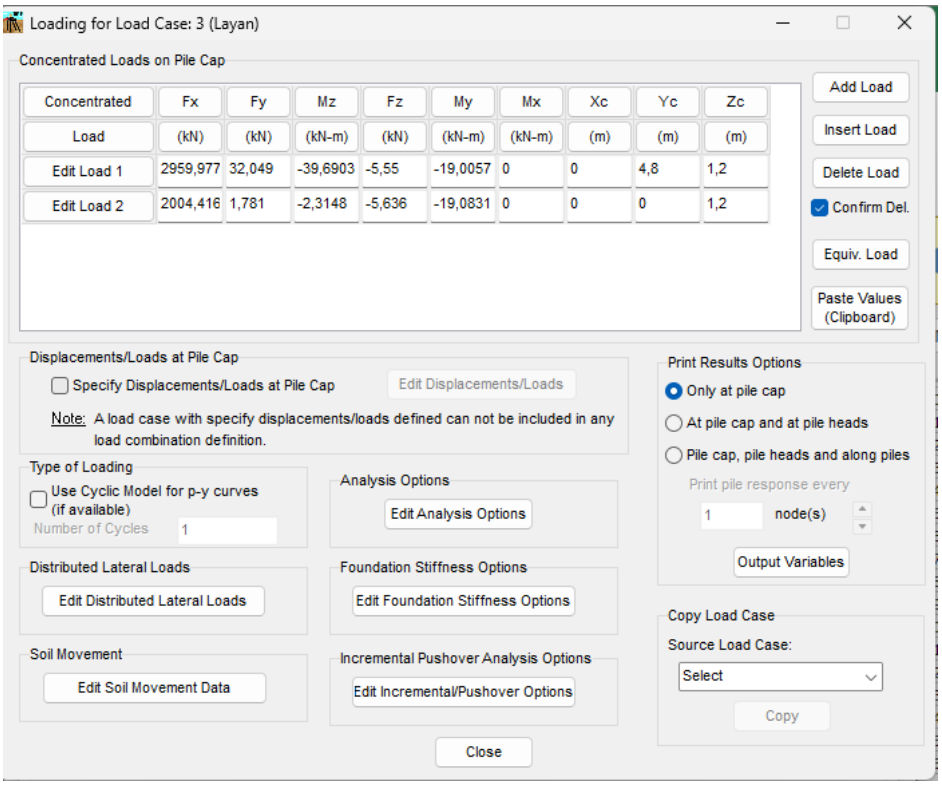
   Tahap ini menentukan titik koordinat tiang masing-masing sehingga terbentuk susunan kelompok tiang yang sesuai dengan konfigurasi *existing*. Berikut ini adalah contoh untuk penentuan koordinat tipe P6.



Gambar 5. 22 Penentuan Koordinat Kepala Tiang pada Group

5. Memasukkan Pembebanan (*Loading*)

   Beban yang dimasukkan adalah pembebanan dari hasil analisis SAP2000. *Input* beban yang dimasukkan berupa gaya aksial, lateral, dan momen pada *pile cap.* Pada penelitian ini digunakan 3 kondisi pembebanan yaitu layan, layan + gempa rencana, dan layan + gempa kuat yang dapat disesuaikan pada tabel 5.8.



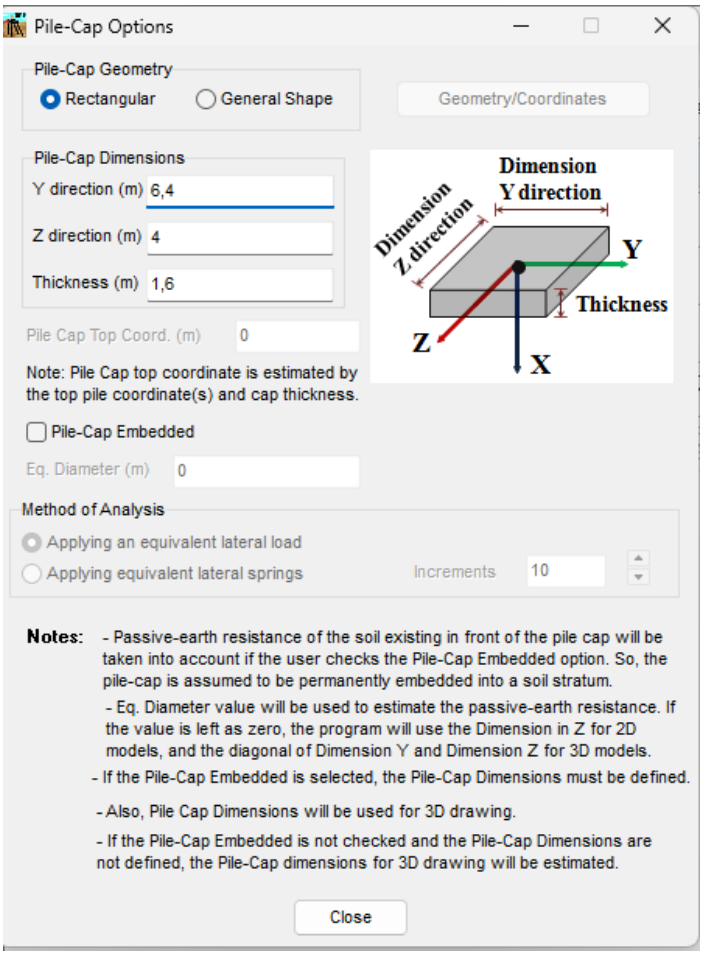
Gambar 5. 23 *Input* Beban Terpusat pada *Pile Cap*

Sebagai contoh *input* beban pada kondisi layan pada P6, komponen yang dimasukkan adalah Fx, Fy, dan Fz, serta momen Mx, My, dan Mz. Selain itu posisi beban dapat diatur berdasarkan koordinat pada kolom Xc, Yc dan Zc. Nilai dari masing-masing komponen pembebanan disesuaikan dengan hasil SAP2000 untuk masing-masing kondisi pembebanan.

6. Menentukan Dimensi *Pile Cap*

   Dimensi *pile cap* disesuaikan dengan kondisi *existing* pada masing-masing kelompok tiang meliputi panjang, lebar, dan tebal *pile cap.* Dimensi tersebut

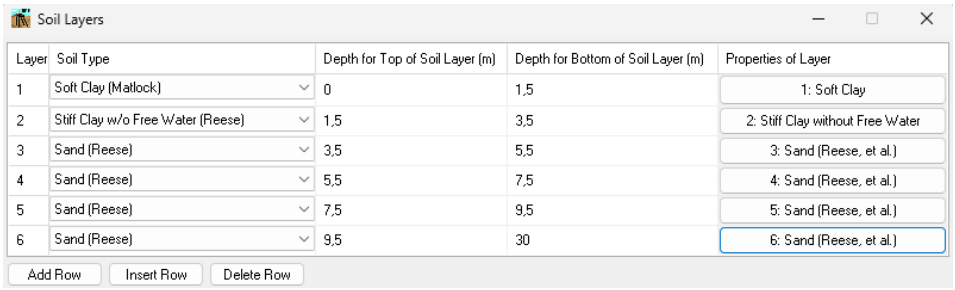
dapat disesuaikan pada gambar 5.9 s/d gambar 5.12. Berikut adalah contoh *input* dimensi *pile cap* pada tipe P6.



Gambar 5. 24 *Input* Dimensi *Pile Cap* pada Group

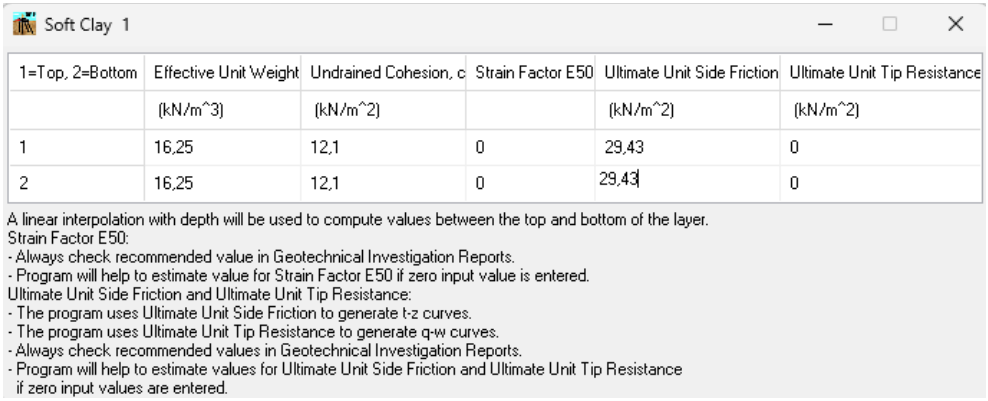
7. Memasukkan *Soil Layers*

   Tahap ini memasukkan lapisan tanah dan parameter tanah yang digunakan dalam analisis kelompok tiang sesuai dengan tabel 5.10. Tampilan *soil layers* dapat dilihat pada gambar 3.25 berikut ini.



Gambar 5. 25 Pemodelan Lapisan Tanah Pada Group

Detail properti tanah dapat diisikan pada kolom *properties of layers*. Karena menggunakan penyesuaian setelah *back analysis* maka data tanah mengikuti tabel 5.10 dan disesuaikan seperti gambar 5.26 berikut.



Gambar 5. 26 *Input Soil Properties* pada Group

Hasil penyesuaian *back analysis* dapat ditambahkan pada kolom *ultimate unit side friction* yaitu nilai fs dan *ultimate unit tip resistance* yaitu nilai qp. Susunan dan parameter lapisan tanah untuk pemodelan Group dapat dilihat pada tabel 5.16 berikut.

Tabel 5. 16 Susunan dan Parameter Tanah pada Pemodelan Group

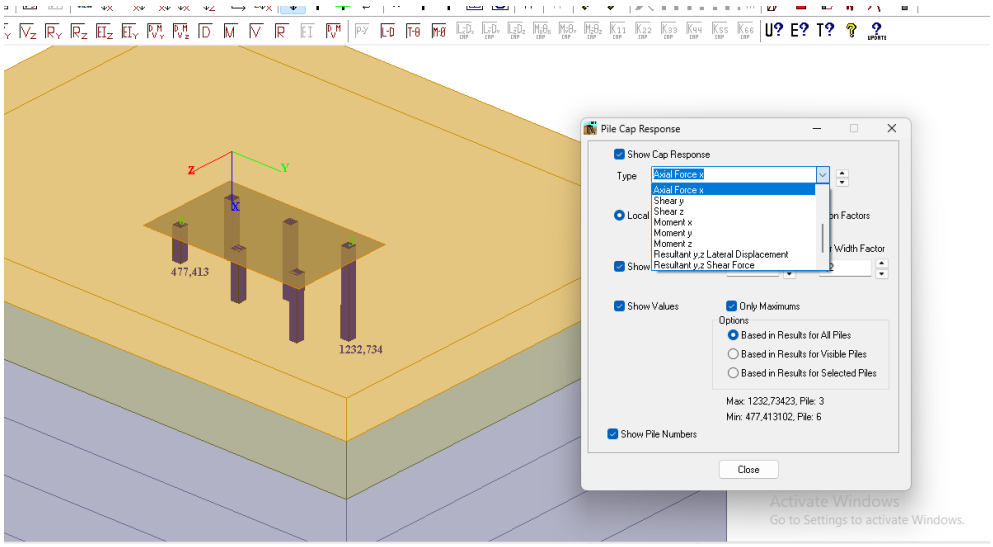
Lapisan	**Jenis Tanah**	**Ked. Atas (m)**	**Ked. Bawah (m)**	**γ′ (kN/m³)**	**Cu (kN/m²)**	**ϕ**	**E_{50}**	**fs (kN/m²)**	**qp (kN/m²)**
1	Soft Clay	0	1,5	16,25	12,1	0	0	29,43	0
2	Stiff Clay	1,5	3,5	16,6	11,5	0	0	49,05	0
3	Sand	3,5	5,5	25,1	0	39	0	84,366	0

Lanjutan Tabel 5.16 Susunan dan Parameter Tanah pada Pemodelan Group

Lapisan	Jenis Tanah	Ked. Atas (m)	Ked. Bawah (m)	γ' (kN/m^3)	Cu (kN/m^2)	ϕ	E_{50}	fs (kN/m^2)	qp (kN/m^2)
4	Sand	5,5	7,5	25,1	0	38,5	0	98,1	0
5	Sand	7,5	9,5	15,2	0	39,5	0	98,1	0
6	Sand	9,5	30	15,2	0	40	0	98,1	4316,4

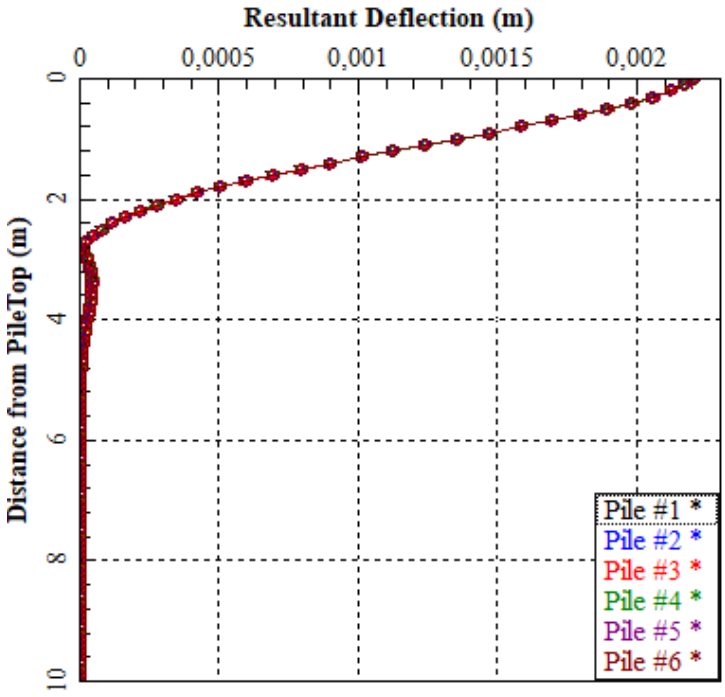
8. Analisis Model Kelompok Tiang dan Hasil Pemodelan

Setelah semua parameter model ditentukan, maka selanjutnya adalah melakukan analisis dengan menekan tanda *run analysis*. Analisis dilakukan pada semua konfigurasi kelompok tiang *existing* yaitu P7, P6, P3, dan P2 dengan kondisi pembebanan sesuai dengan hasil SAP2000 pada masing-masing titik. Hasil analisis dapat terlihat seperti gambar 5.27 berikut.



Gambar 5. 27 Hasil Analisis Pemodelan Group

Hasil grafik *lateral displacement* juga dapat dilihat seperti gambar 5.28 berikut ini.



Gambar 5. 28 Grafik *Resultant Deflection*

Hasil analisis dapat dilihat pada menu *Pile Cap Response* untuk mengetahui *axial force, axial dispalcement, shear force, lateral displancement,* hingga *bending momen.* Sedangkan berbagai grafik dapat dilihat pada menu *graphs.* Hasil pemodelan seluruh kelompok tiang *existing* berdasarkan *back analysis* dapat dilihat pada tabel 5.17 berikut.

Tabel 5. 17 Hasil Analisis Kelompok Tiang *Existing* pada Group

Pile Cap	**D (m)**	**Ked. (m)**	***Axial Force* (ton)**			***Lateral Displacement* (mm)**	
			Layan	**Layan + Gempa Nominal**	**Layan + Gempa Kuat**	**Layan + Gempa Nominal**	**Layan + Gempa Kuat**
P7	0,8	10	137,386	143,183	151,289	1,8977	5,5115
P6	0,8	10	110,603	125,661	143,337	2,21	6,835
P3	0,8	10	99,088	132,509	133,824	5,784	9,1
P2	0,8	10	24,668	60,215	89,273	14,887	48,3

5.5.3 Evaluasi Analisis Kelompok Tiang *Existing* Berdasarkan Hasil *Back Analysis*

Hasil dari pemodelan Group kemudian dibandingkan dengan kapasitas dukung izin berdasarkan *back analysis*. Sebelum dilakukan evaluasi, perlu menghitung kapasitas *ultimate* tiang dengan diameter 0,8 m dan kedalaman 10 m dengan koefisien empiris yang telah disesuaikan. Dari hasil kapasitas dukung *ultimate* tersebut, maka bisa didapatkan kapasitas dukung ijin tiang yang nantinya sebagai pembanding dengan hasil pemodelan Group.

1. Menghitung Kapasitas Dukung Tiang berdasarkan *Back Analysis*

   Sesuai dengan *existing* dan pemodelan Group pada tabel 5.17, diameter tiang yang digunakan 0,8 m dan kedalaman 10 m. Data tanah yang digunakan dapat dilihat pada tabel 5.10.

   a. Menghitung Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

   Luas tiang (A_p) $= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

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

   $= 0{,}5027m^2$

   10D $= 10 \times 0{,}8m$

   $= 8m$

   4D $= 4 \times 0{,}8m$

   $= 3{,}2m$

   N1 $= \frac{7{,}5+43+39{,}5+50+50}{5}$

   $= 38$

   N2 $= 50$

   NSPT $= \frac{N1+N2}{2}$

   $= \frac{38+50}{2}$

   $= 44$

   q_p $= 10 \times NSPT$

   $= 10 \times 44$

   $= 440 \frac{Ton}{m^2}$

Q_p $= q_p \times A_p$

$= 440 \times 0{,}5027$

$= 221{,}168 Ton$

b. Menghitung Kapasitas Dukung Selimut Tiang (Q_s)

P $= \pi \times D$

$= \pi \times 0{,}8m$

$= 2{,}5133m$

1) Lapisan 1 : tanah kohesif

L $= 1{,}5m$

N_{avg} $= 5$

C_u $= \frac{2}{3} \times N_{avg}$

$= \frac{2}{3} \times 4{,}5$

$= 3 \frac{Ton}{m^2}$

α $= 0{,}55$

f_s $= \propto \times C_u$

$= 0{,}55 \times 3$

$= 1{,}65$

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

$= 1{,}65 \times 2{,}5133 \times 1{,}5$

$= 6{,}2204\ Ton$

2) Lapisan 2 : tanah kohesif

L $= 2\ m$

N_{avg} $= 7{,}5$

C_u $= \frac{2}{3} \times N_{avg}$

$= \frac{2}{3} \times 7{,}5$

$= 5 \frac{Ton}{m^2}$

α $= 0{,}55$

f_s $= \propto \times C_u$

$= 0{,}55 \times 5$

$= 2{,}75$

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

$= 2{,}75 \times 2{,}5133 \times 2$

$= 13{,}8230\ Ton$

3) Lapisan 3 : tanah non-kohesif

L $= 2\ m$

N_{avg} $= 43$

f_s $= 0{,}2 \times N$

$= 0{,}2 \times 43$

$= 8{,}6 \frac{Ton}{m^2}$

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

$= 8{,}6 \times 2{,}5133 \times 2$

$= 43{,}228\ Ton$

4) Lapisan 4 : tanah non-kohesif

L $= 2\ m$

N_{avg} $= 39{,}5$

f_s $= 0{,}2 \times N$

$= 0{,}2 \times 39{,}5$

$= 7{,}9 \frac{Ton}{m^2}$

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

$= 7{,}9 \times 2{,}5133 \times 2$

$= 39{,}7097\ Ton$

5) Lapisan 5 : tanah non-kohesif

L $= 2\ m$

N_{avg} $= 50$

f_s $= 0{,}2 \times N$

$= 0{,}2 \times 50$

$= 10 \frac{Ton}{m^2}$

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

$$= 10 \times 2{,}5133 \times 2$$
$$= 50{,}2655 Ton$$

6) Lapisan 6 : tanah non-kohesif

L $= 0{,}5\ m$

N_{avg} $= 50$

f_s $= 0{,}2 \times N$

$= 0{,}2 \times 50$

$= 10 \frac{Ton}{m^2}$

Q_{s6} $= f_s \times P \times L$

$= 10 \times 2{,}5133 \times 0{,}5$

$= 12{,}5664\ Ton$

Nilai Q_s total sebagai berikut.

Q_s total $= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4} + Q_{s5} + Q_{s6}$

$= 6{,}2204 + 13{,}823 + 43{,}228 + 39{,}71 + 50{,}27 + 12{,}566$

$= 165{,}813\ Ton$

c. Menghitung Kapasitas Dukung *Ultimate* Tiang (Q_{ult})

Q_{ult} $= Q_s + Q_p$

$= 165{,}813 + 221{,}168$

$= 386{,}9814\ Ton$

d. Menghitung Kapasitas Dukung Ijin Tiang (Q_{all})

Pada perhitungan kapasitas dukung ijin tiang, menggunakan beberapa *safety factor* meliputi 2,5 untuk kondisi layan, 1,92 untuk kondisi layan + gempa nominal, dan 1,6 untuk kondisi layan + gempa kuat. Hasil perhitungan kapasitas ijin tiang dapat dilihat pada tabel 5.18 berikut.

Tabel 5. 18 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Izin Tiang berdasarkan *Back Analysis*

Kondisi Beban	**Q_{ult}**	***Safety Factor***	**Q_{all}**
Layan	386,9814	2,5	154,7925532
Layan+Gempa Nominal	386,9814	1,92	201,5528037
Layan+Gempa Kuat	386,9814	1,6	241,8633644

2. Perbandingan Kapasitas Dukung Izin dengan Gaya Aksial Hasil Analisis Group
   Dari analisis kapasitas dukung izin sebelumnya, selanjutnya akan dibandingkan dengan hasil *axial force* dari Group untuk setiap tiang. Tujuan dari perbandingan ini adalah untuk mengetahui pemanfaatan kapasitas dukung tiang terhadap gaya *aksial* maksimum yang diterima oleh tiang dalam kelompok. Perbandingan tersebut sebagai dasar untuk mengetahui besar kapasitas dukung yang masih tersedia pada tiang *existing* dan potensi adanya optimasi desain fondasi. Hasil perbandingan dapat dilihat pada tabel 5.19 berikut.

Tabel 5. 19 Perbandingan Hasil *Axial Force* Pemodelan Group dengan Qall

Pile Cap	**Axial Force Group (Ton)**			**Q_{all} (Ton)**			**Deviasi**		
	Layan	**Layan + Nominal**	**Layan + Kuat**	**Layan**	**Layan + Nominal**	**Layan + Kuat**	**Layan**	**Layan + Nominal**	**Layan + Kuat**
P7	137,386	143,183	151,289	154,793	201,553	241,863	88,76%	71,04%	62,55%
P6	110,603	125,661	143,337	154,793	201,553	241,863	71,45%	62,35%	59,26%
P3	99,088	132,509	133,824	154,793	201,553	241,863	64,01%	65,74%	55,33%
P2	24,668	60,215	89,273	154,793	201,553	241,863	15,94%	29,88%	36,91%

   Dari hasil tersebut maka dapat dilihat bahwa gaya aksial maksimum yang diterima masing-masing kelompok tiang masih berada di bawah kapasitas dukung izin. Selisih antara gaya maksimum dan kapasitas dukung izin menunjukkan bahwa kapasitas tiang *existing* masih belum sepenuhnya termanfaatkan.

3. Evaluasi Hasil Lateral Displacement Fondasi *Existing*
   Berdasarkan hasil pemodelan *Group existing* pada Tabel 5.17, *lateral displacement* pada P2 melebihi batas izin, yaitu 12 mm untuk kombinasi beban layan + gempa nominal dan 25 mm untuk kombinasi beban layan + gempa kuat. Namun, hasil tersebut perlu ditinjau dengan mempertimbangkan keterbatasan pemodelan dalam penelitian ini. Pemodelan struktur dan pembebanan menggunakan SAP2000 tidak diperoleh langsung dari perencanaan proyek maupun konsultan, melainkan dimodelkan kembali berdasarkan data gambar struktur yang tersedia. Oleh karena itu, terdapat kemungkinan adanya perbedaan pembebanan dan asumsi pemodelan terhadap kondisi perencanaan aktual.

Selain itu, pada pemodelan penelitian, P2 dan P7 dimodelkan sebagai kelompok tiang yang terpisah, sedangkan pada kondisi perencanaan aktual terdapat kemungkinan keduanya diperhitungkan sebagai sistem yang saling berdampingan atau memiliki interaksi dalam menahan beban lateral. Perbedaan pemodelan tersebut dapat memengaruhi kekakuan sistem dan respons *lateral displacement* yang dihasilkan. Dengan demikian, hasil *lateral displacement* P2 yang melebihi batas izin dalam analisis ini tidak serta-merta menunjukkan bahwa fondasi *existing* di lapangan tidak aman, tetapi perlu dipahami sebagai hasil evaluasi berdasarkan asumsi dan batasan pemodelan yang digunakan dalam penelitian.

5.6 Optimasi Desain Fondasi Tiang Bor

Berdasarkan hasil evaluasi sebelumnya, kapasitas dukung izin tiang masih memiliki kapasitas belum termanfaatkan secara optimal terhadap gaya aksial maksimum. Oleh karena itu dilakukan optimasi desain fondasi tiang bor dengan mempertimbangkan variasi diameter dan kedalaman tiang. Optimasi dilakukan dengan beberapa tahapan berikut.

5.6.1 Analisis Kapasitas Dukung Berdasarkan Variasi Diameter dan Kedalaman Tiang

Pada optimasi ini akan menggunakan variasi diameter tiang bor yaitu 0,6m, 0,8m, 1m, dan 1,2m. Selain itu variasi kedalaman juga digunakan meliputi kedalaman 8m, 9m, 10m, dan 11m. Sehingga dari kombinasi tersebut menghasilkan 16 alternatif dimensi tiang untuk satu jenis pembebanan yang akan dianalisis kapasitas dukungnya.

Perhitungan kapasitas dukung dilakukan dengan menggunakan parameter hasil *back analysis* pada subbab 5.5.1. Data tanah yang digunakan dapat dilihat pada tabel 5.10. Perhitungan dilakukan seperti pada subbab 5.5.3 sehingga didapat hasil kapasitas dukung variasi diameter dan pada tabel 5.20 berikut ini.

Tabel 5. 20 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Tiang Berdasarkan Variasi Diameter dan Kedalaman

Ked.	Diameter (m)	Q_s (Ton)	Q_p (Ton)	Q_{ult} (Ton)	Q_{all} (Ton)		
					Layan	Layan + Nominal	Layan + Kuat
8	0,6	86,661	120,166	206,827	82,731	107,722	129,267
	0,8	115,548	198,297	313,845	125,538	163,461	196,153
	1	144,435	309,840	454,274	181,710	236,601	283,921
	1,2	173,322	446,169	619,491	247,796	322,651	387,182
9	0,6	105,510	120,166	225,676	90,271	117,540	141,048
	0,8	140,681	198,297	338,978	135,591	176,551	211,861
	1	175,851	309,840	485,690	194,276	252,964	303,556
	1,2	194,810	446,169	640,979	256,392	333,843	400,612
10	0,6	149,995	135,187	285,182	114,073	148,532	178,239
	0,8	165,813	221,168	386,981	154,793	201,553	241,863
	1	181,631	323,649	505,281	202,112	263,167	315,800
	1,2	197,449	466,055	663,504	265,402	345,575	414,690
11	0,6	143,210	135,187	278,396	111,358	144,998	173,998
	0,8	190,946	221,168	412,114	164,846	214,643	257,571
	1	238,683	323,649	562,332	224,933	292,881	351,457
	1,2	286,419	466,055	752,474	300,990	391,914	470,296

Berdasarkan hasil tersebut, maka peningkatan diameter dan kedalaman tiang menghasilkan peningkatan pada nilai kapasitas dukung tiang. Selanjutnya nilai dari setiap alternatif ini akan digunakan sebagai dasar dalam penentuan jumlah tiang pada masing-masing pembebanan.

5.6.2 Penentuan Jumlah dan Konfigurasi Awal Kelompok Tiang

Setelah mendapatkan kapasitas dukung izin dari beberapa variasi, selanjutnya bisa dihitung untuk kebutuhan jumlah tiang dan konfigurasi awal kelompok tiang pada masing-masing pembebanan. Penentuan jumlah tiang dilakukan dengan membandingkan gaya aksial/beban yang bekerja pada setiap kolom terhadap

kapasitas dukung izin tiang. Kemudian jumlah tiang awal digunakan untuk menentukan konfigurasi tiang yang akan dievaluasi terhadap efisiensi kelompok tiang dan *block failure.*

1. Penentuan Jumlah Tiang Awal

   Pada konfigurasi P7 dan P6 *existing* masing-masing terdapat dua kolom yang ditopang oleh satu *pile cap*. Oleh karena itu untuk menentukan kebutuhan awal jumlah tiang, beban aksial yang bergabung dar dua kolom di titik P7 dan P6 akan dipisah dan dihitung masing-masing kolom. Berikut ini adalah contoh perhitungan untuk menentukan jumlah tiang pada pembebanan P7 *frame* 205, diameter 0,6 dan kedalaman 8 m sesuai dengan persamaan (3.11).

   Beban Aksial (P) $= 307{,}428\ Ton$

   Diameter (D) $= 0{,}6\ m$

   Kedalaman (L) $= 8\ m$

   Q_{ult} $= 206{,}827\ Ton$

   Q_{all} $= \frac{Qult}{sf}$

   $= \frac{206{,}827}{2{,}5}$

   $= 82{,}731\ Ton$

   Jumlah Tiang (n) $= \frac{P}{Q_{all}}$

   $= \frac{307{,}428}{82{,}731}$

   $= 3{,}72\ buah\ \approx 4\ buah$

2. Penentuan Konfigurasi dan Efisiensi Kelompok Tiang

   Dari hasil penentuan jumlah tiang, maka diperoleh 4 buah tiang untuk menopang beban aksial kolom P7 *frame* 205. Dengan demikian, konfigurasi tiang dapat dibentuk menjadi persegi dengan formasi 2 x 2. Berikut ini adalah lanjutan perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan persamaan (3.14)

   D $= 0{,}6\ m$

   m $= 2\ buah$

   n’ $= 2\ buah$

   S $= 3 \times D$ (3.13)

$= 3 \times 0{,}6$

$= 1{,}8\ m$

$\theta = Arc\ tg \times \frac{D}{S}$

$= Arc\ tg \times \frac{0{,}6}{1{,}8}$

$= 18{,}435°$

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

$= 1 - 18{,}435\ \frac{((2-1)2+(2-1)2)}{90\times2\times2}$

$= 0{,}7952$

Setelah mendapatkan nilai E_g, maka dapat dihitung kapasitas kelompok tiang sebagai berikut sesuai persamaan (3.15)

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

$= 0{,}7952 \times 4 \times 206{,}827$

$= 657{,}847\ Ton$

Dari hasil Q_g diketahui senilai 657,847 Ton ≥P yaitu 307,428 Ton, maka hasil tersebut aman.

3. Pemeriksaan *Block Failure*

Setelah perhitungan Efisiensi kelompok tiang dan kapasitas dukung tiang kelompok aman, selanjutnya dilakukan pemeriksaan *block failure.* Pemeriksaan ini bertujuan untuk memastikan kapasitas dukung kelompok sebagai kesatuan blok masih mampu menahan beban yang bekerja. Berikut ini adalah contoh lanjutan untuk perhitungan *block failure.*

D $= 0{,}6$

Konfigurasi $= 2 \times 2$ (Persegi)

S $= 1{,}8$

P $= (2 \times (D + S)) \times 2$

$= (2 \times (0{,}6 + 1{,}8)) \times 2$

$= 9{,}6\ m$

A $= (D + S)^2$

$= (0{,}6 + 1{,}8)^2$

$= 5{,}76\ m^2$

a. Menghitung Kapasitas Dukung Ujung (Q_p)

10D $= 10 \times 0{,}6$

$= 6\ m$

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

$= 6\ m$

N1 $= \frac{7{,}5+43+39{,}5+50}{4}$

$= 35$

N2 $= 50$

NSPT $= \frac{35+50}{2}$

$= 38$

q_p $= 10 \times NSPT$

$= 10 \times 38$

$= 425\ \frac{Ton}{m^2}$

Q_p $= qp \times Ap$

$= 425 \times 5{,}76$

$= 2448\ Ton$

b. Menghitung Kapasitas Dukung Friksi (Q_s)

1) Lapisan 1 : tanah kohesif

L $= 1{,}5\ m$

f_s $= 1{,}65\ \frac{Ton}{m^2}$

Qs1 $= f_s \times P \times L$

$= 1{,}65 \times 9{,}6 \times 1{,}5$

$= 23{,}76\ Ton$

2) Lapisan 2 : tanah kohesif

L $= 2\ m$

f_s $= 2{,}75\ \frac{Ton}{m^2}$

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

$= 2{,}75 \times 9{,}6 \times 2$

$= 52{,}8\ Ton$

3) Lapisan 3 : tanah kohesif

L $= 2\ m$

f_s $= 8{,}6\ \frac{Ton}{m^2}$

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

$= 8{,}6 \times 9{,}6 \times 2$

$= 165{,}12\ Ton$

4) Lapisan 4 : tanah non kohesif

L $= 2\ m$

f_s $= 7{,}9 \frac{Ton}{m^2}$

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

$= 7{,}9 \times 9{,}6 \times 2$

$= 151{,}68\ Ton$

5) Lapisan 5 : tanah non kohesif

L $= 0{,}5\ m$

f_s $= 10 \frac{Ton}{m^2}$

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

$= 10 \times 9{,}6 \times 0{,}5$

$= 48\ Ton$

Hasil kapasitas dukung friksi total sebagai berikut

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

$= 23{,}76 + 52{,}8 + 165{,}12 + 151{,}68 + 48$

$= 441{,}36\ Ton$

c. Menghitung Kapasitas Dukung Ultimate (Q_{ug})

Q_{ug} $= Q_s + Q_p$

$= 441{,}36 + 2448$

$= 2889{,}36\ Ton$

Berdasarkan hasil perhitungan tersebut maka didapatkan nilai $Q_{ug} \geq Q_g$ yaitu 2889,36 Ton ≥ 657,847 Ton, sehingga dapat disimpulkan AMAN. Rekapitulasi hasil perhitungan jumlah tiang awal dan cek *block failure* dapat dilihat pada tabel 5.21 berikut.

Tabel 5. 21 Rekapitulasi Perhitungan Jumlah Tiang dan Cek *Block Failure*

Pile Cap	**D (m)**	**P (Ton)**	**Qall (Ton)**	**n**	**Eg**	**Qg (Ton)**	**Qug (Ton)**	**Hasil**
Kedalaman 8 m								
7(205)	0,6	307,428	82,731	4	0,795	657,847	2889,360	Aman
7(211)	0,6	205,128	82,731	3	0,875	542,920	1764,710	Aman
6(115)	0,6	301,731	82,731	4	0,795	657,847	2889,360	Aman
6(109)	0,6	204,324	82,731	3	0,875	542,920	1764,710	Aman
3(259)	0,6	193,963	82,731	3	0,875	542,920	1764,710	Aman
2(223)	0,6	47,037	82,731	1	1,000	206,827	263,340	Aman
7(205)	0,8	307,428	125,538	3	0,875	823,843	2741,467	Aman
7(211)	0,8	205,128	125,538	2	0,898	563,404	1377,720	Aman
6(115)	0,8	301,731	125,538	3	0,875	823,843	2741,467	Aman
6(109)	0,8	204,324	125,538	2	0,898	563,404	1377,720	Aman
3(259)	0,8	193,963	125,538	2	0,898	563,404	1377,720	Aman
2(223)	0,8	47,037	125,538	1	1,000	313,845	399,600	Aman
7(205)	1	307,428	181,710	2	0,898	815,498	2037,750	Aman
7(211)	1	205,128	181,710	2	0,898	815,498	2037,750	Aman
6(115)	1	301,731	181,710	2	0,898	815,498	2037,750	Aman
6(109)	1	204,324	181,710	2	0,898	815,498	2037,750	Aman
3(259)	1	193,963	181,710	2	0,898	815,498	2037,750	Aman
2(223)	1	47,037	181,710	1	1,000	454,274	578,400	Aman
7(205)	1,2	307,428	247,796	2	0,898	1112,089	2824,020	Aman
7(211)	1,2	205,128	247,796	1	1,000	619,491	788,760	Aman
6(115)	1,2	301,731	247,796	2	0,898	1112,089	2824,020	Aman
6(109)	1,2	204,324	247,796	1	1,000	619,491	788,760	Aman

Lanjutan Tabel 5.21 Rekapitulasi Perhitungan Jumlah Tiang dan Cek *Block Failure*

Pile Cap	**D (m)**	**P (Ton)**	**Qall (Ton)**	**n**	**Eg**	**Qg (Ton)**	**Qug (Ton)**	**Hasil**
3(259)	1,2	193,963	247,796	1	1,000	619,491	788,760	Aman
2(223)	1,2	47,037	247,796	1	1,000	619,491	788,760	Aman
Kedalaman 9 m								
7(205)	0,6	307,428	90,271	4	0,795	717,802	2985,360	Aman
7(211)	0,6	205,128	90,271	3	0,875	592,400	1837,559	Aman
6(115)	0,6	301,731	90,271	4	0,795	717,802	2985,360	Aman
6(109)	0,6	204,324	90,271	3	0,875	592,400	1837,559	Aman
3(259)	0,6	193,963	90,271	3	0,875	592,400	1837,559	Aman
2(223)	0,6	47,037	90,271	1	1,000	225,676	287,340	Aman
7(205)	0,8	307,428	135,591	3	0,875	889,817	2838,108	Aman
7(211)	0,8	205,128	135,591	2	0,898	608,522	1457,720	Aman
6(115)	0,8	301,731	135,591	3	0,875	889,817	2838,108	Aman
6(109)	0,8	204,324	135,591	2	0,898	608,522	1457,720	Aman
3(259)	0,8	193,963	135,591	2	0,898	608,522	1457,720	Aman
2(223)	0,8	47,037	135,591	1	1,000	338,978	431,600	Aman
7(205)	1	307,428	194,276	2	0,898	871,895	2137,750	Aman
7(211)	1	205,128	194,276	2	0,898	871,895	2137,750	Aman
6(115)	1	301,731	194,276	2	0,898	871,895	2137,750	Aman
6(109)	1	204,324	194,276	2	0,898	871,895	2137,750	Aman
3(259)	1	193,963	194,276	1	0,898	435,948	2137,750	Aman
2(223)	1	47,037	194,276	1	1,000	485,690	618,400	Aman
7(205)	1,2	307,428	256,392	2	0,898	1150,665	2892,420	Aman
7(211)	1,2	205,128	256,392	1	1,000	640,979	816,120	Aman
6(115)	1,2	301,731	256,392	2	0,898	1150,665	2892,420	Aman
6(109)	1,2	204,324	256,392	1	1,000	640,979	816,120	Aman
3(259)	1,2	193,963	256,392	1	1,000	640,979	816,120	Aman
2(223)	1,2	47,037	256,392	1	1,000	640,979	816,120	Aman
Kedalaman 10 m								
7(205)	0,6	307,428	114,073	3	0,875	748,603	2089,132	Aman

Lanjutan Tabel 5.21 Rekapitulasi Perhitungan Jumlah Tiang dan Cek *Block Failure*

Pile Cap	**D (m)**	**P (Ton)**	**Qall (Ton)**	**n**	**Eg**	**Qg (Ton)**	**Qug (Ton)**	**Hasil**
7(211)	0,6	205,128	114,073	2	0,898	511,949	1084,350	Aman
6(115)	0,6	301,731	114,073	3	0,875	748,603	2089,132	Aman
6(109)	0,6	204,324	114,073	2	0,898	511,949	1084,350	Aman
3(259)	0,6	193,963	114,073	2	0,898	511,949	1084,350	Aman
2(223)	0,6	47,037	114,073	1	1,000	285,182	330,465	Aman
7(205)	0,8	307,428	154,793	2	0,898	694,696	1654,200	Aman
7(211)	0,8	205,128	154,793	2	0,898	694,696	1654,200	Aman
6(115)	0,8	301,731	154,793	2	0,898	694,696	1654,200	Aman
6(109)	0,8	204,324	154,793	2	0,898	694,696	1654,200	Aman
3(259)	0,8	193,963	154,793	2	0,898	694,696	1654,200	Aman
2(223)	0,8	47,037	154,793	1	1,000	386,981	492,720	Aman
7(205)	1	307,428	202,112	2	0,898	907,063	2308,083	Aman
7(211)	1	205,128	202,112	2	0,898	907,063	2308,083	Aman
6(115)	1	301,731	202,112	2	0,898	907,063	2308,083	Aman
6(109)	1	204,324	202,112	2	0,898	907,063	2308,083	Aman
3(259)	1	193,963	202,112	1	1,000	505,281	675,983	Aman
2(223)	1	47,037	202,112	1	1,000	505,281	675,983	Aman
7(205)	1,2	307,428	265,402	2	0,898	1191,101	3165,300	Aman
7(211)	1,2	205,128	265,402	1	1,000	663,504	910,080	Aman
6(115)	1,2	301,731	265,402	2	0,898	1191,101	3165,300	Aman
6(109)	1,2	204,324	265,402	1	1,000	663,504	910,080	Aman
3(259)	1,2	193,963	265,402	1	1,000	663,504	910,080	Aman
2(223)	1,2	47,037	265,402	1	1,000	663,504	910,080	Aman
Kedalaman 11 m								
7(205)	0,6	307,428	164,846	2	0,898	739,814	1734,200	Aman
7(211)	0,6	205,128	164,846	2	0,898	739,814	1734,200	Aman
6(115)	0,6	301,731	164,846	2	0,898	739,814	1734,200	Aman
6(109)	0,6	204,324	164,846	2	0,898	739,814	1734,200	Aman
3(259)	0,6	193,963	164,846	2	0,898	739,814	1734,200	Aman

Lanjutan Tabel 5.21 Rekapitulasi Perhitungan Jumlah Tiang dan Cek *Block Failure*

Pile Cap	**D (m)**	**P (Ton)**	**Qall (Ton)**	**n**	**Eg**	**Qg (Ton)**	**Qug (Ton)**	**Hasil**
2(223)	0,6	47,037	164,846	1	1,000	412,114	524,720	Aman
7(205)	0,8	307,428	111,358	3	0,875	730,790	2161,981	Aman
7(211)	0,8	205,128	111,358	2	0,898	499,768	1144,350	Aman
6(115)	0,8	301,731	111,358	3	0,875	730,790	2161,981	Aman
6(109)	0,8	204,324	111,358	2	0,898	499,768	1144,350	Aman
3(259)	0,8	193,963	111,358	2	0,898	499,768	1144,350	Aman
2(223)	0,8	47,037	111,358	1	1,000	278,396	354,465	Aman
7(205)	1	307,428	224,933	2	0,898	1009,480	2408,083	Aman
7(211)	1	205,128	224,933	1	1,000	562,332	715,983	Aman
6(115)	1	301,731	224,933	2	0,898	1009,480	2408,083	Aman
6(109)	1	204,324	224,933	1	1,000	562,332	715,983	Aman
3(259)	1	193,963	224,933	1	1,000	562,332	715,983	Aman
2(223)	1	47,037	224,933	1	1,000	562,332	715,983	Aman
7(205)	1,2	307,428	300,990	2	0,898	1350,817	3285,300	Aman
7(211)	1,2	205,128	300,990	1	1,000	752,474	958,080	Aman
6(115)	1,2	301,731	300,990	2	0,898	1350,817	3285,300	Aman
6(109)	1,2	204,324	300,990	1	1,000	752,474	958,080	Aman
3(259)	1,2	193,963	300,990	1	1,000	752,474	958,080	Aman
2(223)	1,2	47,037	300,990	1	1,000	752,474	958,080	Aman

Berdasarkan hasil rekapitulasi tersebut, maka dapat disimpulkan bahwa desain fondasi dengan jumlah tiang dengan beberapa variasi kedalaman dan diameter dinyatakan AMAN terhadap kapasitas aksial, efisiensi kelompok, dan *bloc failure.*

5.6.3 Pemodelan Kelompok Tiang Menggunakan Group dan Lpile

Konfigurasi awal yang telah memenuhi beberapa pemeriksaan sebelumnya, selanjutnya dilakukan pemodelan menggunakan *software* Group dan Lpile. Pada pemodelan ini bertujuan untuk memverifikasi perilaku kelompok tiang terhadap

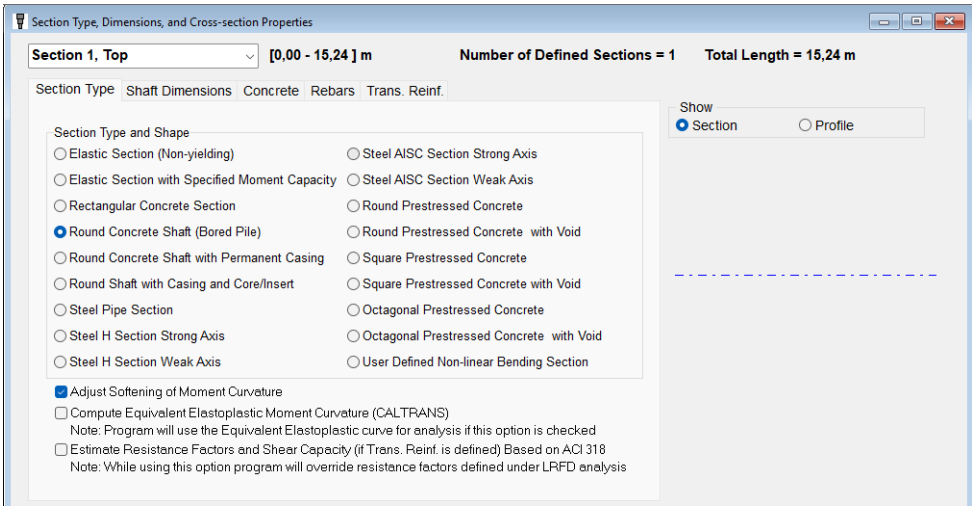
respons aksial dan lateral. Hasil Group dan Lpile selanjutnya digunakan sebagai dasar dalam pemilihan konfigurasi tiang yang paling optimal.

Tahapan pemodelan Group sama seperti sub-subbab 5.5.2. Selama pemodelan hasil dari pemodelan tersebut perlu dilakukan cek yaitu kapasitas aksial dan lateral. Kriteria pemodelan yang aman untuk respons *axial force* tiap tiang adalah beban aksial yang diterima tidak boleh lebih dari kapasitas dukung izin sesuai dengan diameter dan kedalaman tiang. Selain itu kriteria untuk respons lateral *displacement* yaitu untuk kondisi beban layan dan layan + gempa nominal tidak boleh lebih dari 12 mm, sedangkan untuk beban layan + gempa kuat tidak boleh lebih dari 25 mm (SNI 8460:2017 Persyaratan Perancangan Geoteknik). Jika terdapat ketidaksesuaian dengan kriteria maka bisa dilakukan penyesuaian pada penulangan dan/atau penambahan jumlah tiang

Dari hasil penentuan jumlah tiang pada tabel 5.21, terdapat variasi yang memerlukan hanya satu tiang atau tiang tunggal. Dikarenakan *software* Group hanya digunakan untuk kelompok tiang minimal 2 buah, maka untuk tiang tunggal menggunakan *software* Lpile. Berikut ini adalah tahapan penggunaan Lpile.

1. Memasukkan *pile properties*

   Tahap ini bisa memasukkan detail tiang seperti diameter, panjang tiang, mutu, penulangan, dan lain-lain sebagai contoh untuk P2 diameter 0,8m kedalaman 8m dapat dilihat pada gambar 5.29 di bawah ini.



Gambar 5. 29 Memasukkan *Pile Properties* pada Program Lpile

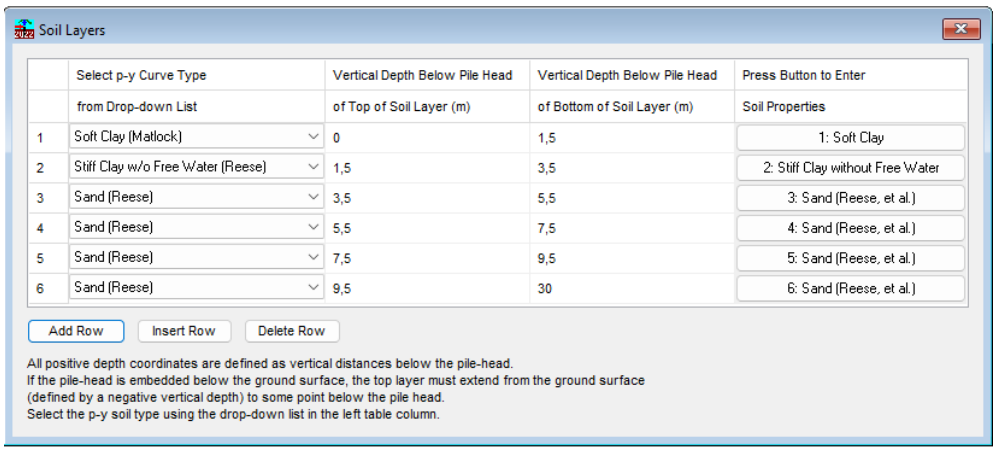
Sebagai contoh untuk P2 diameter 0,8m kedalaman 8m, data yang perlu dimasukkan seperti tabel 5.22 di bawah ini.

Tabel 5. 22 Contoh *Input Pile Properties* pada Program Lpile

Keterangan	**Parameter**	**Nilai**
Section Type	Jenis Penampang	*Round Concrete Shaft (Bored Pile*
Shaft Dimensions	Panjang Tiang	8 m
	Diameter	0,8
Concrete Properties	F'c	25.000 kN/m^2
Rebars	fy	420.000 (Kn/m^2)
	Ukuran tulangan	22 mm
	Jumlah tulangan	8 buah
	Tebal selimut beton	mm

2. Memasukkan data tanah *(Soil Layers)*

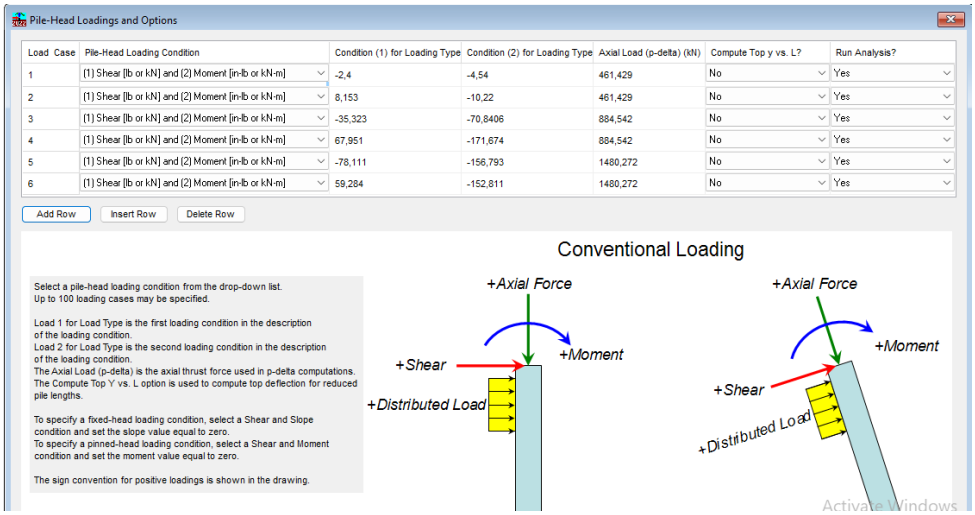
   Pada data dapat disamakan dengan data yang dimasukkan ke dalam program Group seperti tabel 5.16. Tampilan *soil layers* dapat dilihat pada gambar 5.30 berikut ini.



Gambar 5. 30 Memasukkan *Soil Layers* pada Program Lpile

3. Memasukkan Pembebanan pada Tiang

   Pada tahap ini memasukkan data pembebanan seperti aksial, horizontal, dan momen dari SAP2000. Beban yang dimasukkan bisa dilihat pada tabel 5.8. Contoh tampilan untuk memasukkan beban pada Lpile dapat dilihat pada gambar 5.31 berikut ini.



Gambar 5. 31 Input Pembebanan pada Program Lpile

4. Lakukan *Run Analysis* dan Tinjau Hasil pada *Report*

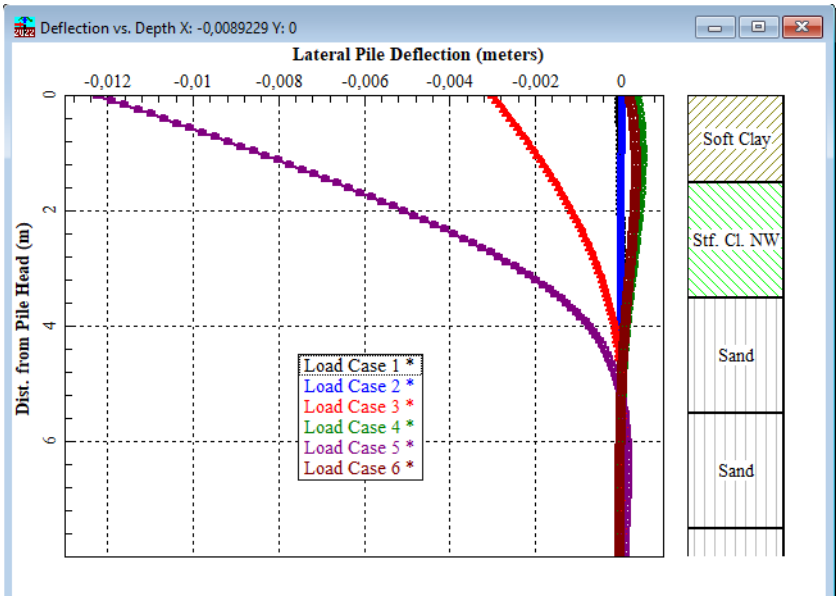
Setelah semua parameter dimasukkan lalu lakukan *run analysis*. Hasil tersebut dapat dilihat pada menu *view report.* Berikut adalah contoh *report* yang mencantumkan nilai gaya lateral, momen, dan lateral *displacement* dapat dilihat pada gambar 5.32.

Load Case No.	Load Type 1	Pile-head Load 1	Load Type 2	Pile-head Load 2	Axial Loading kN	Pile-head Deflection meters	Pile-head Rotation radians	Max Shear in Pile kN	Max Moment in Pile kN-m
1	V, kN	-2,400	M, kN-m	-4,540	461,4290	-4,93E-05	3,15E-05	2,4595	-6,169
2	V, kN	8,1530	M, kN-m	-10,220	461,4290	3,31E-05	-3,43E-07	8,1530	-10,220
3	V, kN	-35,323	M, kN-m	-70,841	884,5420	-0,00302	0,00110	51,2217	-135,340
4	V, kN	67,9510	M, kN-m	-171,674	884,5420	3,90E-04	2,52E-04	67,9510	-171,674
5	V, kN	-78,111	M, kN-m	-156,793	1480,	-0,01225	0,00396	137,5516	-353,140
6	V, kN	59,2840	M, kN-m	-152,811	1480,	2,15E-04	2,67E-04	59,2840	-152,811

Maximum pile-head deflection = -0.0122485812 meters
Maximum pile-head rotation = 0.0039622896 radians = 0.227022 deg.

Gambar 5. 32 Hasil Report pada Progam Lpile

Selain *report*, grafik *displacement* juga dapat dilihat seperti gambar 5.33 berikut ini.



Gambar 5. 33 Contoh Grafik Lateral Pile Deflection pada Program Lpile

Hasil pemodelan Group dan Lpile terdapat beberapa penyesuaian terhadap jumlah dan konfigurasi tiang serta jumlah dan diameter tulangan. Berikut ini adalah hasil rekapitulasi alternatif fondasi pada pemodelan Group dapat dilihat pada tabel 5.22.

Tabel 5. 23 Rekapitulasi Hasil Pemodelan Group untuk Alternatif Optimasi Desain Fondasi

Ked. (m)	**D (m)**	***Pile Cap***	***n***	***Axial Force* (Ton)**			***Lateral Displacement* (mm)**		
				Layan	**Layan + Nominal**	**Layan + Kuat**	**Layan**	**Layan + Nominal**	**Layan + Kuat**
8	0,6	P7(205)	5	64,372	85,162	101,429	0,394	6,796	14,400
		P7(211)	4	52,046	83,798	101,543	0,012	5,930	16,560
		P6(115)	4	78,905	107,659	123,610	0,394	9,860	21,862
		P6(109)	4	51,994	83,373	101,361	0,020	6,950	19,800
		P3	4	58,453	83,317	101,715	2,891	11,050	19,600
		P2	2	24,026	24,026	24,026	2,818	2,820	2,818
	0,8	P7(205)	4	80,226	102,519	114,189	0,141	1,888	3,566
		P7(211)	3	100,545	133,550	130,891	0,274	2,980	5,782
		P6(115)	4	78,307	100,450	112,432	0,089	1,772	3,570
		P6(109)	3	100,707	93,130	124,263	2,995	2,090	5,640

Lanjutan Tabel 5.23 Rekapitulasi Hasil Pemodelan Group untuk Alternatif Optimasi Desain Fondasi

Ked. (m)	D (m)	*Pile Cap*	*n*	*Axial Force* (Ton)			*Lateral Displacement* (mm)		
				Layan	Layan + Nominal	Layan + Kuat	Layan	Layan + Nominal	Layan + Kuat
		P3	3	93,338	95,987	125,362	1,397	3,550	6,300
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,049	3,020	12,250
	1	P7(205)	3	142,351	123,473	137,323	0,570	1,356	3,296
		P7(211)	2	103,402	133,955	158,927	0,018	11,970	11,871
		P6(115)	3	151,039	171,437	167,381	1,519	3,880	4,570
		P6(109)	2	103,172	133,421	158,638	0,026	11,150	11,160
		P3	3	93,055	88,977	113,635	0,868	1,900	3,374
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,026	1,450	4,200
	1,2	P7(205)	2	154,298	171,809	193,032	2,050	11,510	10,277
		P7(211)	1	205,128	223,429	221,174	0,055	4,450	24,570
		P6(115)	2	151,795	168,933	190,913	1,649	11,940	10,600
		P6(109)	1	204,324	221,567	219,242	0,068	4,540	24,900
		P3	1	193,963	194,008	204,100	2,650	5,990	24,500
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,019	0,857	2,500
9	0,6	P7(205)	4	80,918	105,597	127,558	0,619	10,570	21,850
		P7(211)	4	52,049	83,445	83,445	6,834	6,834	6,840
		P6(115)	4	78,911	94,665	125,351	0,398	9,620	21,860
		P6(109)	4	51,996	83,061	101,301	0,021	6,942	19,810
		P3	4	58,465	82,996	101,653	2,898	11,100	19,673
		P2	2	24,027	24,027	24,027	2,840	2,840	2,840
	0,8	P7(205)	4	80,233	103,733	116,495	0,137	1,835	3,497
		P7(211)	3	101,740	133,890	131,194	2,330	2,800	5,712
		P6(115)	4	78,313	101,247	114,770	0,089	1,788	3,636
		P6(109)	3	100,883	93,188	124,634	0,255	2,093	5,564
		P3	3	93,390	96,131	125,757	1,366	3,543	6,154
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,049	3,010	12,220
	1	P7(205)	3	143,799	123,642	137,794	0,298	1,318	3,054
		P7(211)	2	103,409	103,409	160,001	0,018	11,990	11,565

Lanjutan Tabel 5.23 Rekapitulasi Hasil Pemodelan Group untuk Alternatif Optimasi Desain Fondasi

Ked. (m)	D (m)	*Pile Cap*	*n*	*Axial Force* (Ton)			*Lateral Displacement* (mm)		
				Layan	Layan + Nominal	Layan + Kuat	Layan	Layan + Nominal	Layan + Kuat
		P6(115)	3	152,719	173,058	168,998	0,897	3,180	4,000
		P6(109)	2	103,184	133,605	159,852	0,027	11,780	11,400
		P3	3	93,324	89,113	113,875	0,834	1,846	3,262
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,026	1,430	4,090
	1,2	P7(205)	2	154,304	172,001	194,075	2,068	11,620	10,150
		P7(211)	1	205,128	223,429	221,174	0,054	3,920	19,560
		P6(115)	2	151,794	169,138	191,604	1,560	11,240	9,896
		P6(109)	1	204,324	221,567	219,242	0,068	3,980	19,570
		P3	1	193,963	194,008	204,100	2,420	5,160	19,960
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,019	0,810	2,320
10	0,6	P7(205)	4	80,909	105,581	127,129	0,600	10,380	21,385
		P7(211)	3	101,741	140,159	137,094	0,191	9,540	24,500
		P6(115)	4	78,903	94,667	124,920	0,386	9,443	21,400
		P6(109)	3	101,947	102,169	142,992	0,231	8,976	24,850
		P3	3	93,632	107,246	145,263	3,897	11,424	20,300
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,019	0,799	2,280
	0,8	P7(205)	3	144,353	119,984	149,141	0,175	2,522	5,520
		P7(211)	3	100,818	134,164	131,409	0,218	2,640	5,380
		P6(115)	3	154,357	179,870	175,010	0,841	3,845	6,112
		P6(109)	3	100,980	93,195	124,667	0,240	2,032	5,190
		P3	3	93,453	96,069	125,783	1,343	3,393	5,750
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,049	2,990	12,140
	1	P7(205)	3	144,146	123,810	137,829	0,242	1,267	2,918
		P7(211)	2	103,439	134,211	160,561	0,016	11,800	11,220
		P6(115)	3	153,190	174,610	170,524	0,741	2,500	3,475
		P6(109)	2	103,218	133,697	160,406	0,024	11,600	1,105
		P3	3	93,405	89,114	113,982	0,812	1,798	3,110
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,026	1,420	4,070

Lanjutan Tabel 5.23 Rekapitulasi Hasil Pemodelan Group untuk Alternatif Optimasi Desain Fondasi

Ked. (m)	D (m)	*Pile Cap*	*n*	*Axial Force* (Ton)			*Lateral Displacement* (mm)		
				Layan	Layan + Nominal	Layan + Kuat	Layan	Layan + Nominal	Layan + Kuat
	1,2	P7(205)	2	154,356	172,786	194,888	2,028	1,128	9,724
		P7(211)	1	205,128	223,429	221,174	0,054	3,830	18,870
		P6(115)	2	151,898	169,872	192,361	1,536	10,899	9,470
		P6(109)	1	204,324	221,567	219,242	0,067	3,890	18,780
		P3	1	193,963	194,008	204,100	2,370	5,030	19,270
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,019	0,799	2,280
11	0,6	P7(205)	4	80,914	105,585	126,679	0,608	10,390	21,380
		P7(211)	3	101,757	140,071	137,106	0,185	9,503	24,410
		P6(115)	4	78,907	94,669	124,467	0,389	9,429	21,390
		P6(109)	3	101,964	102,177	142,989	0,225	8,967	24,770
		P3	3	93,649	107,265	145,285	3,884	11,410	20,200
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,119	2,310	7,670
	0,8	P7(205)	3	144,761	119,964	149,498	0,117	2,582	5,545
		P7(211)	3	100,818	134,164	131,409	0,218	2,639	5,380
		P6(115)	3	154,630	180,188	175,342	0,725	3,785	6,167
		P6(109)	3	101,031	93,244	124,880	0,227	2,057	5,313
		P3	3	93,488	96,202	126,023	1,342	3,482	5,886
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,049	3,010	12,230
	1	P7(205)	3	144,459	123,938	138,000	0,198	1,277	2,890
		P7(211)	2	103,442	134,353	158,744	0,016	11,940	11,330
		P6(115)	3	153,430	175,338	170,908	0,661	2,258	3,391
		P6(109)	1	103,222	133,841	160,629	0,024	11,740	11,160
		P3	3	93,469	89,192	114,203	0,804	1,810	3,090
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,026	1,430	4,090
	1,2	P7(205)	2	154,374	173,635	195,926	2,110	11,710	9,982
		P7(211)	1	205,128	223,429	221,174	0,054	3,840	18,900
		P6(115)	2	151,903	170,674	193,351	1,582	11,330	9,720
		P6(109)	1	204,324	221,567	219,242	0,068	3,890	18,850

Lanjutan Tabel 5.23 Rekapitulasi Hasil Pemodelan Group untuk Alternatif Optimasi Desain Fondasi

Ked. (m)	**D (m)**	***Pile Cap***	***n***	***Axial Force* (Ton)**			***Lateral Displacement* (mm)**		
				Layan	**Layan + Nominal**	**Layan + Kuat**	**Layan**	**Layan + Nominal**	**Layan + Kuat**
		P3	1	193,963	194,008	204,100	2,380	5,100	19,290
		P2	1	47,037	90,167	150,894	0,019	0,803	2,290

Dari hasil rekapitulasi pemodelan Group dan Lpile, semua alternatif desain fondasi dinyatakan AMAN terhadap kriteria *axial force* maupun lateral *displacement.* Selanjutnya hasil dari pemodelan ini akan dibandingkan untuk menentukan desain alternatif yang paling optimum.

5.6.4 Penentuan Konfigurasi Fondasi yang Optimum

Seluruh alternatif desain telah memenuhi kriteria baik kapasitas aksial maupun lateral. Selanjutnya adalah menentukan konfigurasi tiang yang paling optimal dari beberapa alternatif tersebut. Karena seluruh alternatif sudah aman, maka optimasi desain dapat ditinjau efisiensi volume beton untuk tiang dan *pile cap.* alternatif dengan volume paling kecil akan ditetapkan sebagai konfigurasi fondasi yang optimal pada titik pembebanan masing-masing.

1. Perhitungan Volume Beton Tiang Bor

   Analisis ini dihitung dengan mengalikan antara luas penampang dengan tinggi tiang bor. Berikut adalah contoh perhitungan untuk alternatif kedalaman 8, diameter 0,6 pada titik P7 *frame* 205.

   D $= 0{,}6\ m$

   L $= 8\ m$

   n $= 5\ m$

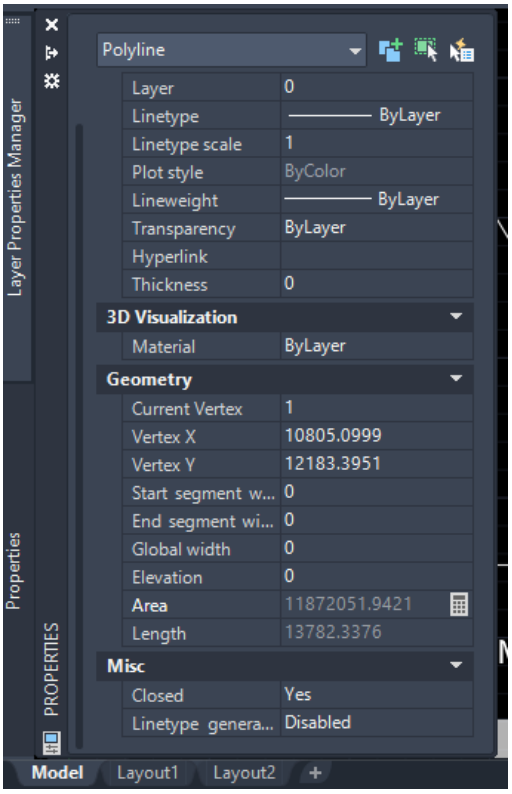
   V. tiang $= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L$

   $= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}6^2 \times 8$

   $= 11{,}310\ m^3$

2. Perhitungan Volume Beton *Pile Cap*

Pada analisis ini, untuk menentukan luas *pile cap* dapat dibantu dengan *software* AutoCAD pada bagian *hatch* dan *properties*. Berikut adalah lanjutan contoh perhitungan volume beton untuk *pile cap.*



Gambar 5. 34 Contoh Hasil Luas *Pile Cap* dari AutoCAD

A autocad $= 11872051{,}9421\ mm^2$

$= 11872051{,}9421 \times 10^{-6}$

$= 11{,}872\ m^2$

T *pilecap* $= 2 \times D$

$= 2 \times 0{,}6$

$= 1{,}2\ m$

V *pillecap* $= A \times T$

$= 11{,}872 \times 1{,}2$

$= 14{,}246\ m^3$

3. Total Volume Beton pada Alternatif Desain Kelompok Tiang

   V. total $= V.Tiang + V.Pile\ Cap$

   $= 11{,}310 + 14{,}246$

   $= 25{,}556\ m^3$

4. Rekapitulasi Perhitungan Volume Beton pada Alternatif Desain Fondasi

   Berikut ini adalah rekapitulasi perhitungan volume beton pada setiap alternatif desain fondasi pada setiap pembebanan. Hasil dapat dilihat pada tabel 5.22 berikut.

Tabel 5. 24 Rekapitulasi Volume Beton Alternatif Desain Fondasi

Pile Cap	**Ked. (m)**	**D (m)**	**n**	**T. Pile Cap (m)**	**V. Pile Cap (m^3)**	**V. Tiang (m^3)**	**V total (m^3)**
P7(205)	8	0,6	5	1,2	14,246	11,310	25,556
		0,8	4	1,6	19,600	16,085	35,685
		1	3	2	22,096	18,850	40,946
		1,2	2	2,4	18,360	18,096	36,456
	9	0,6	4	1,2	8,748	10,179	18,927
		0,8	4	1,6	19,600	18,096	37,696
		1	3	2	22,096	21,206	43,302
		1,2	2	2,4	18,360	20,358	38,718
	10	0,6	4	1,2	8,748	11,310	20,058
		0,8	3	1,6	12,014	15,080	27,094
		1	3	2	22,096	23,562	45,658
		1,2	2	2,4	18,360	22,619	40,979
	11	0,6	4	1,2	8,748	12,441	21,189
		0,8	3	1,6	12,014	16,588	28,602
		1	3	2	22,096	25,918	48,014
		1,2	2	2,4	18,360	24,881	43,241
P7(211)	8	0,6	4	1,2	8,748	9,048	17,796
		0,8	3	1,6	12,014	12,064	24,078
		1	2	2	11,180	12,566	23,746

Lanjutan Tabel 5.24 Rekapitulasi Volume Beton Alternatif Desain Fondasi

Pile Cap	Ked. (m)	D (m)	n	T. Pile Cap (m)	V. Pile Cap (m^3)	V. Tiang (m^3)	V total (m^3)
		1,2	1	2,4	5,400	9,048	14,448
	9	0,6	4	1,2	8,748	10,179	18,927
		0,8	3	1,6	12,014	13,572	25,586
		1	2	2	11,180	14,137	25,317
		1,2	1	2,4	5,400	10,179	15,579
	10	0,6	3	1,2	5,580	8,482	14,062
		0,8	3	1,6	12,014	15,080	27,094
		1	2	2	11,180	15,708	26,888
		1,2	1	2,4	5,400	11,310	16,710
	11	0,6	3	1,2	5,580	9,331	14,911
		0,8	3	1,6	12,014	16,588	28,602
		1	2	2	11,180	17,279	28,459
		1,2	1	2,4	5,400	12,441	17,841
P6(115)	8	0,6	4	1,2	8,748	9,048	17,796
		0,8	4	1,6	19,600	16,085	35,685
		1	3	2	22,096	18,850	40,946
		1,2	2	2,4	18,360	18,096	36,456
	9	0,6	4	1,2	8,748	10,179	18,927
		0,8	4	1,6	19,600	18,096	37,696
		1	3	2	22,096	21,206	43,302
		1,2	2	2,4	18,360	20,358	38,718
	10	0,6	4	1,2	8,748	11,310	20,058
		0,8	3	1,6	12,014	15,080	27,094
		1	3	2	22,096	23,562	45,658
		1,2	2	2,4	18,360	22,619	40,979
	11	0,6	4	1,2	8,748	12,441	21,189
		0,8	3	1,6	12,014	16,588	28,602
		1	3	2	22,096	25,918	48,014
		1,2	2	2,4	18,360	24,881	43,241

Lanjutan Tabel 5.24 Rekapitulasi Volume Beton Alternatif Desain Fondasi

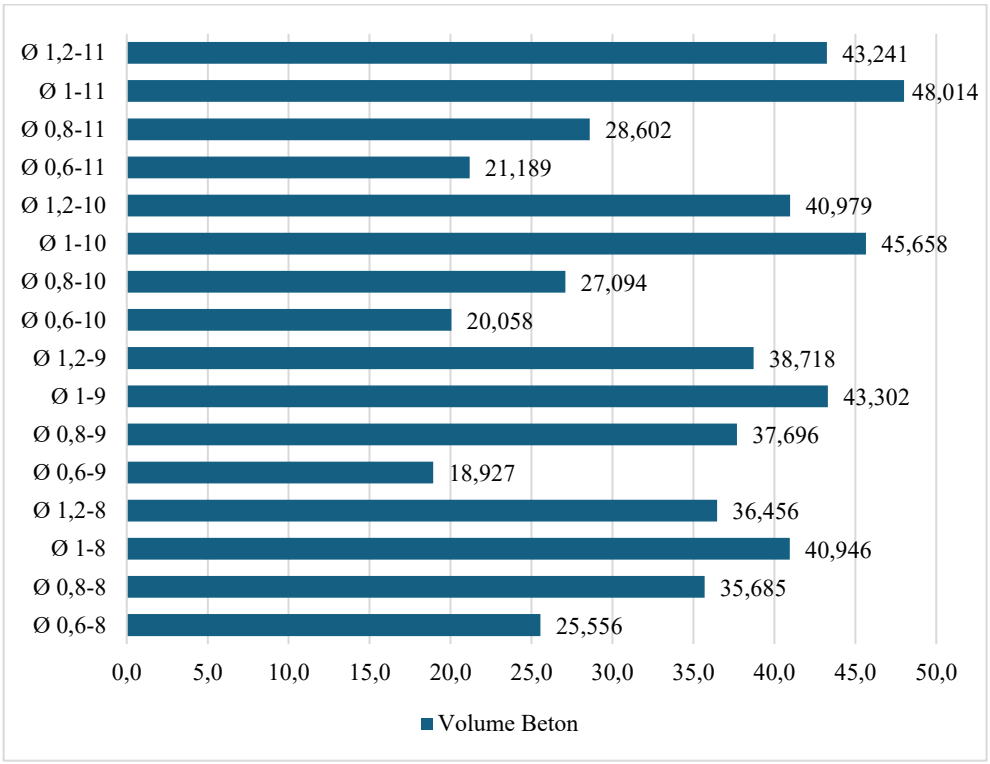
Pile Cap	Ked. (m)	D (m)	n	T. Pile Cap (m)	V. Pile Cap (m^3)	V. Tiang (m^3)	V total (m^3)
P6(109)	8	0,6	4	1,2	8,748	9,048	17,796
		0,8	3	1,6	12,014	12,064	24,078
		1	2	2	11,180	12,566	23,746
		1,2	1	2,4	5,400	9,048	14,448
	9	0,6	4	1,2	8,748	10,179	18,927
		0,8	3	1,6	12,014	13,572	25,586
		1	2	2	11,180	14,137	25,317
		1,2	1	2,4	5,400	10,179	15,579
	10	0,6	3	1,2	5,580	8,482	14,062
		0,8	3	1,6	12,014	15,080	27,094
		1	2	2	11,180	15,708	26,888
		1,2	1	2,4	5,400	11,310	16,710
	11	0,6	3	1,2	5,580	9,331	14,911
		0,8	3	1,6	12,014	16,588	28,602
		1	1	2	3,380	8,639	12,019
		1,2	1	2,4	5,400	12,441	17,841
P3(259)	8	0,6	4	1,2	8,748	9,048	17,796
		0,8	3	1,6	12,014	12,064	24,078
		1	3	2	22,096	18,850	40,946
		1,2	1	2,4	5,400	9,048	14,448
	9	0,6	4	1,2	8,748	10,179	18,927
		0,8	3	1,6	12,014	13,572	25,586
		1	3	2	22,096	21,206	43,302
		1,2	1	2,4	5,400	10,179	15,579
	10	0,6	3	1,2	5,580	8,482	14,062
		0,8	3	1,6	12,014	15,080	27,094
		1	3	2	22,096	23,562	45,658
		1,2	1	2,4	5,400	11,310	16,710
	11	0,6	3	1,2	5,580	9,331	14,911

Lanjutan Tabel 5.24 Rekapitulasi Volume Beton Alternatif Desain Fondasi

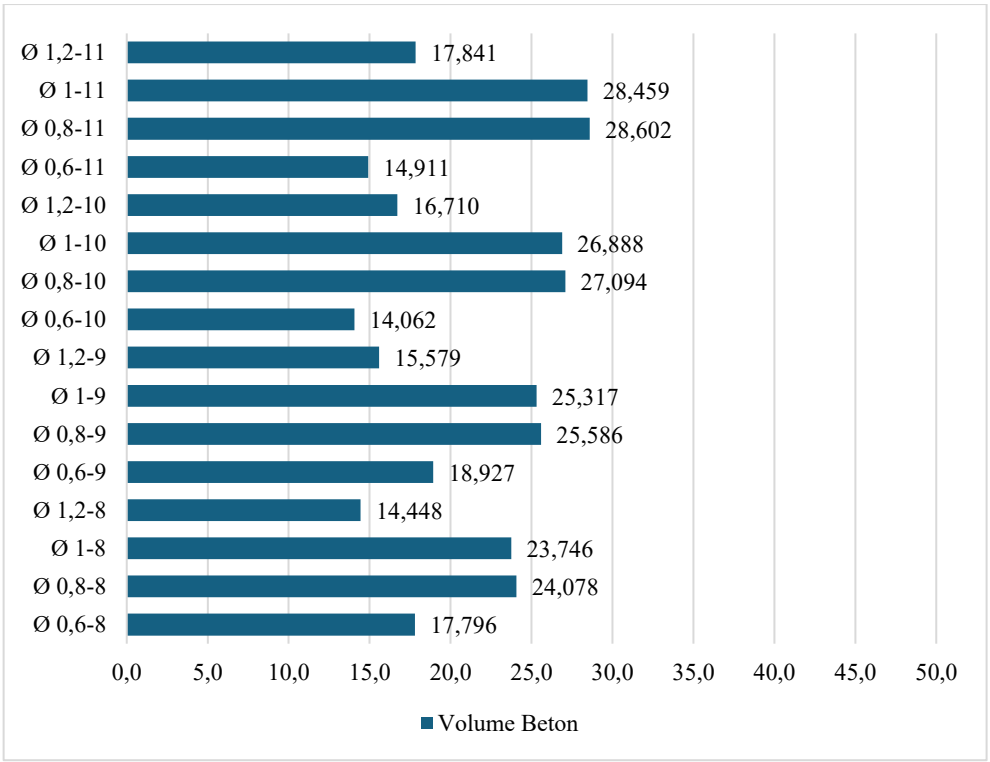
Pile Cap	Ked. (m)	D (m)	n	T. Pile Cap (m)	V. Pile Cap (m^3)	V. Tiang (m^3)	V total (m^3)
		0,8	3	1,6	12,014	16,588	28,602
		1	3	2	22,096	25,918	48,014
		1,2	1	2,4	5,400	12,441	17,841
P2(223)	8	0,6	2	1,2	2,916	4, 524	7,440
		0,8	1	1,6	1,936	4,021	5,957
		1	1	2	3,380	6,283	9,663
		1,2	1	2,4	5,400	9,048	14,448
	9	0,6	2	1,2	2,916	5,089	8,005
		0,8	1	1,6	1,936	4,524	6,460
		1	1	2	3,380	7,069	10,449
		1,2	1	2,4	5,400	10,179	15,579
	10	0,6	1	1,2	0,972	2,827	3,799
		0,8	1	1,6	1,936	5,027	6,963
		1	1	2	3,380	7,854	11,234
		1,2	1	2,4	5,400	11,310	16,710
	11	0,6	1	1,2	0,972	3,110	4,082
		0,8	1	1,6	1,936	5,529	7,465
		1	1	2	3,380	8,639	12,019
		1,2	1	2,4	5,400	12,441	17,841

5. Perbandingan Volume Beton dari Variasi Alternatif Desain Fondasi Tiang Bor

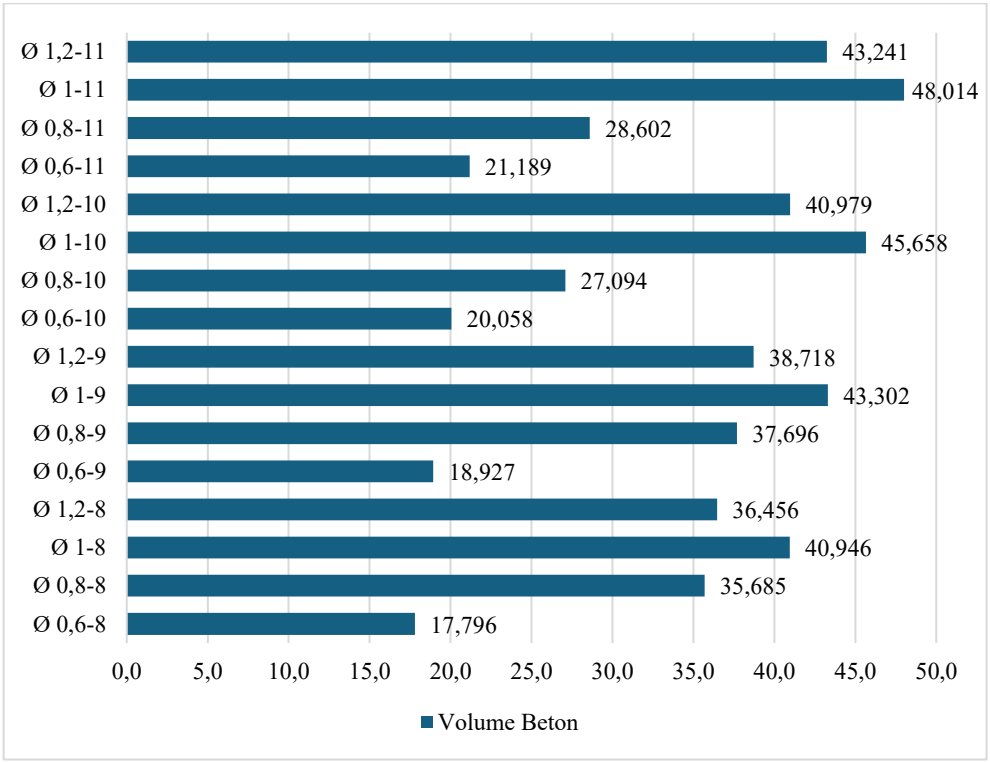
   Dari hasil rekapitulasi tersebut, selanjutnya membandingkan antara volume beton total pada setiap titik pembebanan untuk melihat kecenderungan penggunaan material pada masing-masing variasi kedalaman dan diameter. Perbandingan tersebut dapat dilihat dalam bentuk grafik pada gambar 5.29 s/d gambar 5.34.



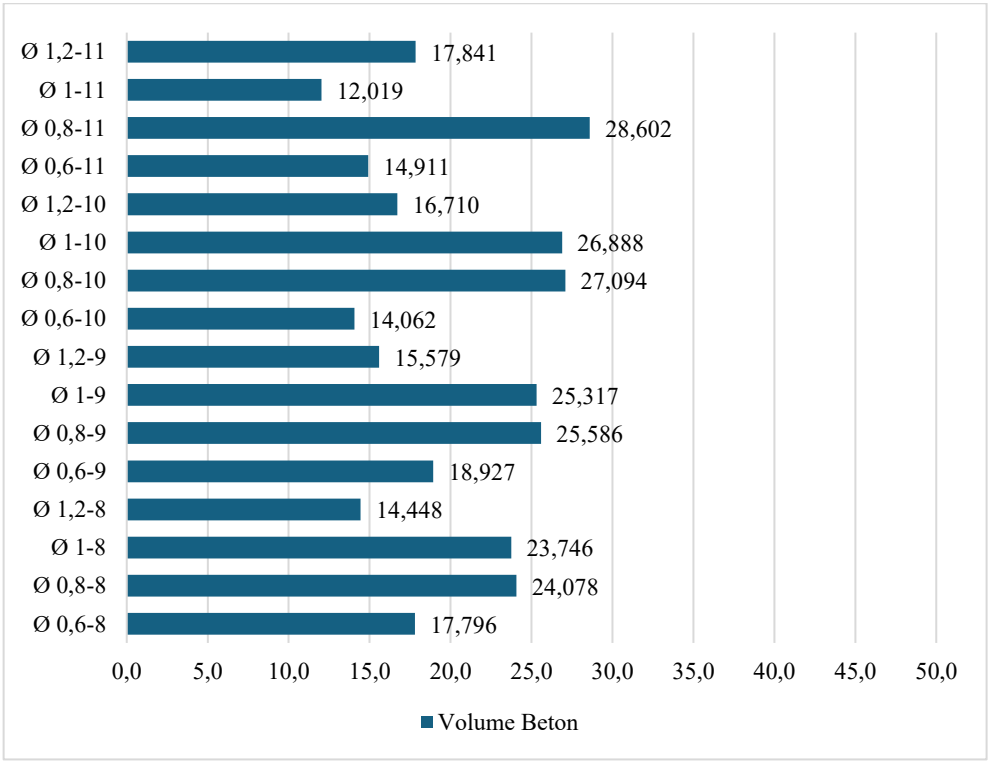
Gambar 5. 35 Perbandingan Volume Beton Total pada P7(205)



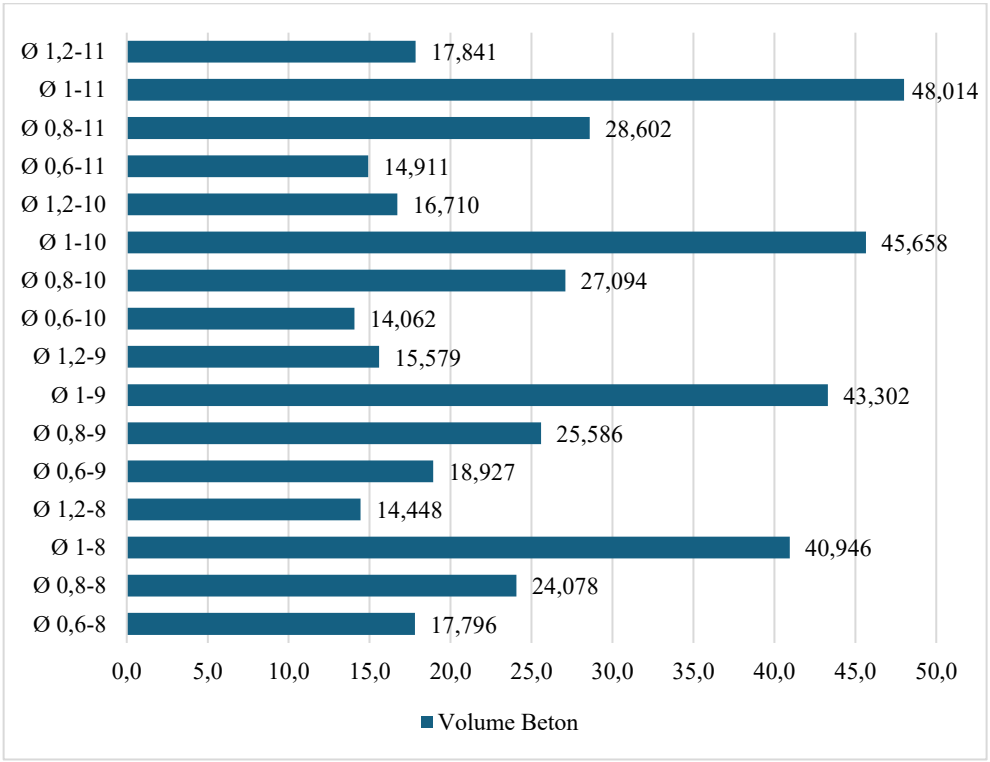
Gambar 5. 36 Perbandingan Volume Beton Total pada P7(211)



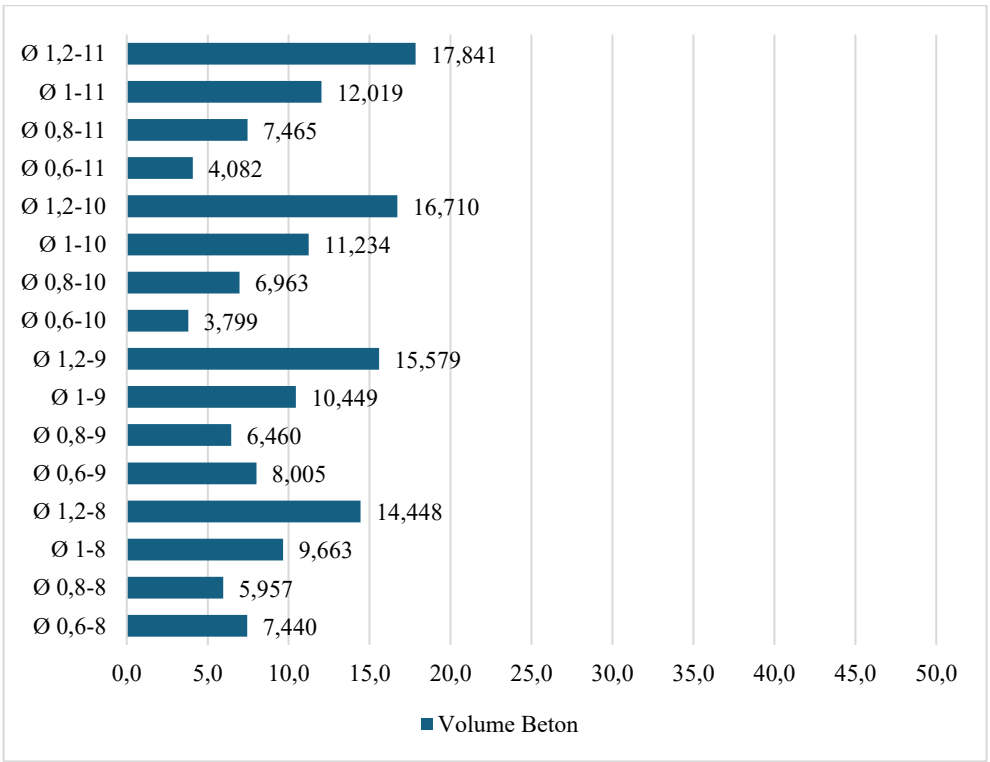
Gambar 5. 37 Perbandingan Volume Beton Total pada P6(115)



Gambar 5. 38 Perbandingan Volume Beton Total pada P6(109)



Gambar 5. 39 Perbandingan Volume Beton Total pada P3(259)



Gambar 5. 40 Perbandingan Volume Beton Total pada P2(223)

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan, maka dapat ditentukan untuk alternatif optimasi desain dari setiap titik. Pemilihan alternatif optimasi desain berdasarkan penggunaan material beton yang paling minim. Dengan demikian, berdasarkan grafik pada gambar 5.29 s/d gambar 5.34, didapatkan hasil alternatif desain fondasi tiang bor yang optimal pada setiap titik dapat dilihat tabel 5.24.

Tabel 5. 25 Hasil Optimasi Desain Fondasi

Pile Cap	**Diameter (m)**	**Kedalaman (m)**	**n**	**Volume Beton (m^3)**
P7(205)	0,6	9	4	18,927
P7(211)	0,6	10	3	14,062
P6(115)	0,6	8	4	17,796
P6(109)	1	11	1	12,0194
P3(259)	0,6	10	3	14,0623
P2(223)	0,6	10	1	3,799

Dari hasil volume beton alternatif desain fondasi tersebut, selanjutnya perlu dilakukan pemeriksaan lebih lanjut untuk memastikan alternatif tersebut aman.

5.6.5 Pemeriksaan Alternatif Optimasi Desain Fondasi Tiang Bor

Setelah memperoleh alternatif optimasi desain fondasi, selanjutnya adalah melakukan pemeriksaan terhadap kinerja fondasi untuk memastikan alternatif desain yang terpilih tetap memenuhi persyaratan desain. Pemeriksaan ini meliputi analisis penurunan kelompok tiang dan kapasitas struktural penampang tiang terhadap kombinasi gaya aksial dan momen lentur yang bekerja.

1. Pemeriksaan Penurunan Elastik Kelompok Tiang

   Dari data tanah yang sudah ada, sebagian besar lapisan tanah adalah pasir, sehingga analisis penurunan yang dilakukan hanya elastik. Berdasarkan konfigurasi tiang yang terpilih, maka akan dihitung untuk penurunan dari tiang tunggal hingga kelompok tiang sesuai dengan persamaan (3.17), (3.18), (3.19), dan (3.20). Berikut ini adalah contoh perhitungan untuk alternatif desain pada P7(205).

D $= 0{,}6\ m$

B_g $= 2{,}4\ m$

L $= 9$ m

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

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

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

$= 1{,}885\ m$

Q_{wp} $= 120{,}166\ ton$

q_{wp} $= \frac{Qwp}{A}$

$= \frac{120{,}166}{0{,}283}$

$= 425\ \frac{Ton}{m^2}$

Q_{ws} $= 105{,}51\ \frac{Ton}{m^2}$

f'c $= 25\ MPa$

E_p $= \frac{4700 \times \sqrt{f'c}}{9{,}81}$

$= \frac{4700 \times \sqrt{25000}}{9{,}81}$

$= 2395514{,}781\ \frac{Ton}{m^2}$

ξ $= 0{,}5$

μ $= 0{,}25$ (tabel 3.3)

I_{wp} $= 0{,}85$

I_{ws} $= 2 + 0{,}35 \times \sqrt{\frac{L}{D}}$

$= 2 + 0{,}35 \times \sqrt{\frac{9}{0{,}6}}$

$= 3{,}356$

E_s $= 85\ \frac{MN}{m^2}$

$= 85 \times \frac{1000}{9{,}81}$

$= 8664{,}628\ \frac{ton}{m^2}$

a. Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal (S_e)

1) Penurunan elastis tiang ($S_{e(1)}$)

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp}+\xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$
$$= \frac{(120{,}1659+0{,}5\times 105{,}5104)9}{0{,}2827\times 2395514{,}781}$$
$$= 0{,}002298\ m$$
$$= 0{,}2298\ cm$$

2) Penurunan tiang akibat beban yang bekerja di ujung tiang ($S_{(e2)}$)

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s}(1-\mu_s^2)I_{wp}$$
$$= \frac{425\times 0{,}6}{8664{,}628}(1-0{,}25^2)\times 0{,}85$$
$$= 0{,}02345\ m$$
$$= 2{,}3452\ cm$$

3) Penurunan tiang akibat beban yang ditransmisikan sepanjang selimut tiang ($S_{(e3)}$)

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{wp}}{pL}\right)\frac{D}{Es}(1-\mu_s^2)I_{ws}$$
$$= \left(\frac{120{,}1659}{1{,}885\times 9}\right)\frac{0{,}6}{8664{,}628}(1-0{,}25^2)3{,}356$$
$$= 0{,}001355\ m$$
$$= 0{,}1355\ cm$$

4) Penurunan total tiang Se)

$$Se = Se(1) + Se(2) + Se(3)$$
$$= 0{,}2298 + 2{,}3452 + 0{,}1355$$
$$= 2{,}71\ cm$$

b. Perhitungan Penurunan Kelompok Tiang ($S_{g(e)}$)

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{Bg}{D}}\times Se$$
$$= \sqrt{\frac{2{,}4}{0{,}6}}\times 0{,}0271$$
$$= 0{,}0542\ m$$

$= 5{,}421\ cm$

c. Verifikasi Penurunan Ijin Tiang

$S_{g(e)} = 5{,}421\ cm$

$B = 29\ m$

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

$= 15 + \frac{29}{600}$

$= 19{,}83\ cm$

$S_{g(e)} = 5{,}421\ cm \leq 19{,}83\ cm$ AMAN

Berdasarkan hasil analisis penurunan tersebut, maka dapat disimpulkan penurunan AMAN karena nilai $S_{g(e)} \leq$ Sizin. Berikut ini adalah rekapitulasi penurunan hasil analisis penurunan tabel 5.26.

Tabel 5. 26 1 Rekapitulasi Hasil Penurunan Alternatif Desain Fondasi

Pile Cap	**D-Ked. (m-m)**	**n**	**Penurunan**		**S_{izin} (cm)**	**Hasil**
			S_e (cm)	**S_g (cm)**		
P7(205)	Ø0,6-9	4	2,71	5,421	19,833	Aman
P7(211)	Ø0,6-10	3	3,927	7,853	19,833	Aman
P6(115)	Ø0,6-8	4	3,363	6,725	19,833	Aman
P6(109)	Ø1-11	1	5,43	-	19,833	Aman
P3(259)	Ø0,6-10	3	3,927	7,853	19,833	Aman
P2(223)	Ø0,6-10	1	3,927	-	19,833	Aman

Pada penelitian ini, penurunan konsolidasi tidak diperhitungkan karena kondisi tanah pada kedalaman fondasi didominasi oleh lapisan pasir. Berdasarkan prinsip distribusi beban pada kelompok tiang, beban fondasi ditransfer dan menyebar ke dalam tanah hingga mencapai zona pengaruh tertentu yang secara umum dapat ditinjau berdasarkan $2/3$ panjang tiang. Pada kondisi tanah penelitian, zona pengaruh tersebut berada pada lapisan yang didominasi oleh tanah nonkohesif, sehingga penurunan yang terjadi diasumsikan lebih dominan

berupa penurunan elastik atau penurunan segera. Oleh karena itu, perhitungan penurunan pada penelitian ini hanya penurunan elastik.

2. Pemeriksaan Penulangan pada Alternatif Desain Fondasi

   Pemeriksaan kapasitas penampang dan penulangan dilakukan menggunakan bantuan *software* SPColumn. Pemeriksaan ini dilakukan untuk memastikan bahwa penampang tiang pada alternatif desain fondasi mampu menahan kombinasi gaya aksial dan momen lentur yang bekerja. Data yang diperlukan untuk analisis meliputi diameter pile, tulangan l*ongitudial* (analisis Group atau Lpile), tulangan *transversal* (analisis Group atau Lpile), momen *crack* (momen analisis Group atau Lpile kondisi layan), dan momen *ultimate* (momen analisis Group atau Lpile kondisi layan+gempa kuat). Berikut ini adalah rekapitulasi data untuk analisis *software* SPColumn dapat dilihat pada tabel 5.27.

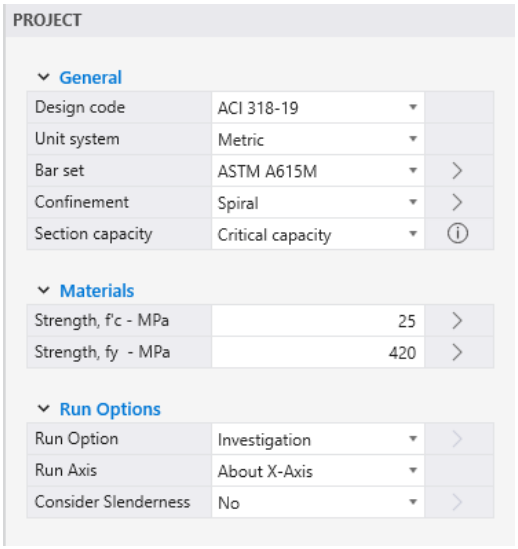
Tabel 5. 27 Data untuk Analisis SPColumn

Pile Cap	D (m)	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal	Pu Layan (kN)	Pu Kuat (kN)	Mcr (Kn-m)	Mult (Kn-m)
P7(205)	0,6	8D16	D10-75	793,808	1251,341	5,7564	72,107
P7(211)	0,6	12D16	D10-75	998,081	1344,891	3,2884	97,491
P6(115)	0,6	8D16	D10-75	774,059	1212,614	4,1047	71,97
P6(109)	1	10D25	D13-75	1012,603	1575,766	2,968	237,892
P3(259)	0,6	20D16	D13-75	918,527	1425,03	31,713	73,381
P2(223)	0,6	18D19	D10-75	47,037	150,894	10,22	356,582

Dari tabel tersebut, selanjutnya data dimasukkan ke dalam analisis SPColumn. Berikut ini adalah contoh tahapan penggunaan program untuk P7(205).

Dari hasil diagram di atas, maka dapat disimpulkan bahwa hasil dari pemeriksaan penampang tiang pada seluruh alternatif desain fondasi termasuk AMAN karena semua titik pembebanan masih berada di dalam kurva.

a. Memasukkan data jenis umum *project*

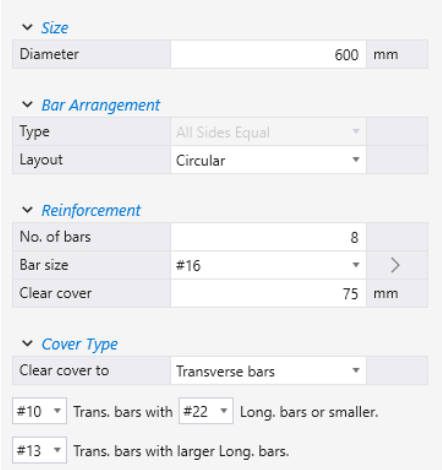


Gambar 5. 41 Data Umum pada SPColumn

Pada tahap ini yang harus disesuaikan adalah *unit system* dibuat *metric,* kemudian *bar set* menggunakan ASTM A615M, *confinement* spiral, untuk material beton f'c adalah 25 MPa dan untuk tulangan fy adalah 420MPa.

b. Memasukkan data penampang tiang *(Section)*

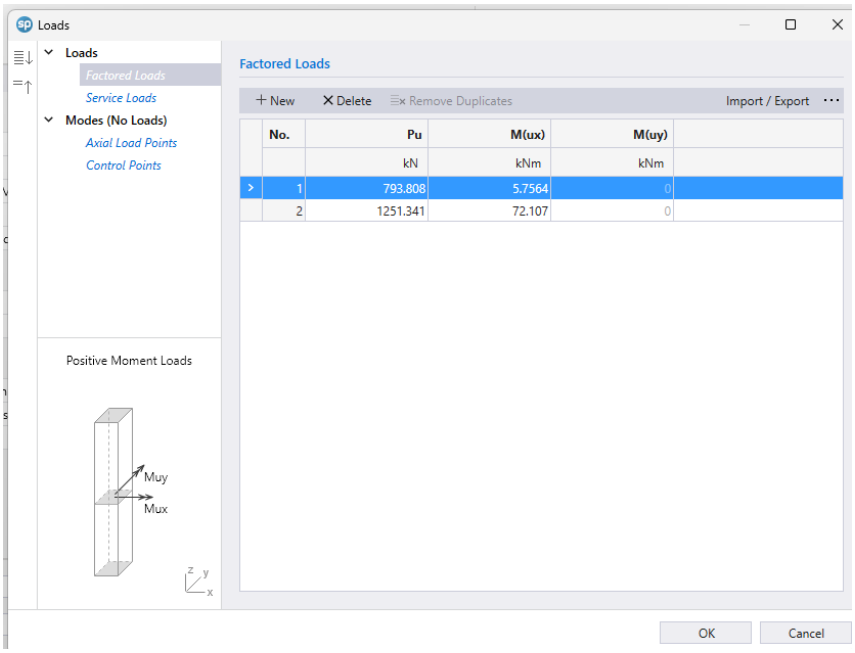
Tahap ini memasukkan data tiang seperti pada tabel 5.27. Untuk lebih lengkapnya dapat dilihat pada gambar 5.36 berikut ini.



Gambar 5. 42 Data Penampang pada SPColumn

c. Memasukkan pembebanan *(loads)*

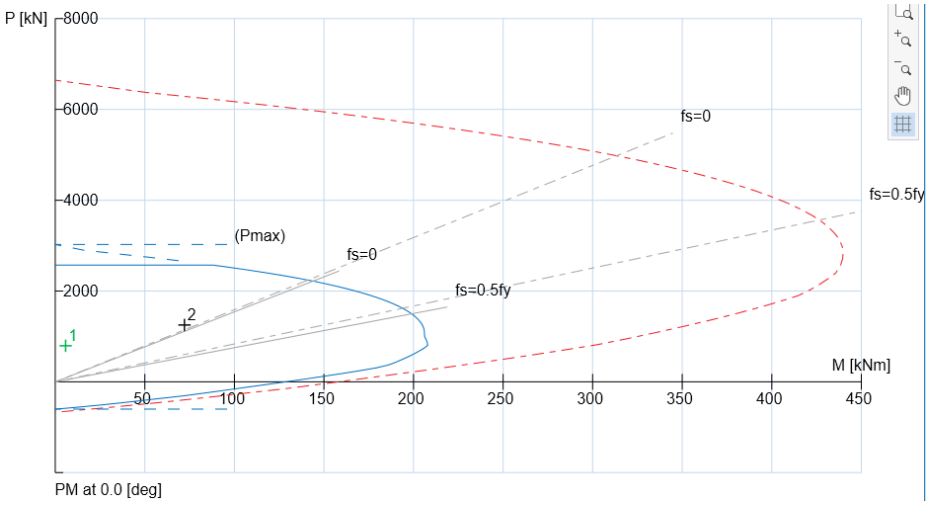
Pada tahap ini memasukkan data beban yang telah disiapkan pada tabel 5.27



Gambar 5. 43 Memasukkan Pembebanan pada SPColumn

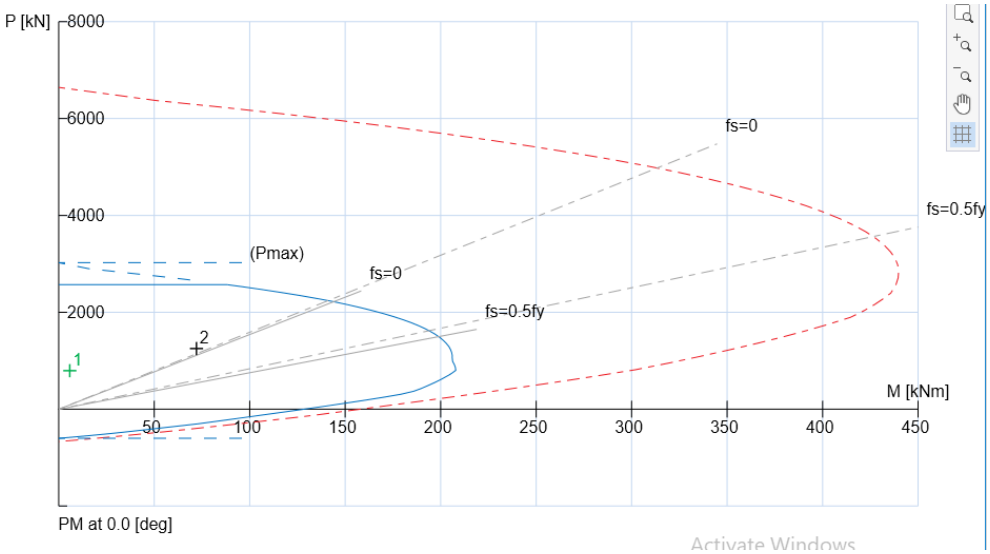
d. *Running*/*solve* dan periksa grafik Mn-Pn

Pada tahap ini setelah klik *run* atau *solve* setelah itu hasil grafik akan langsung terlihat seperti gambar 5.55 berikut.

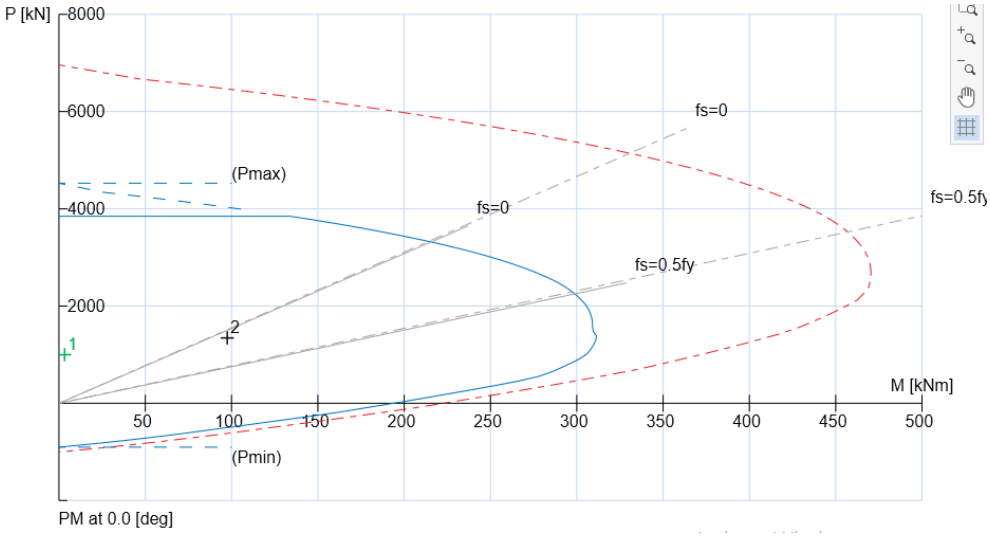


Gambar 5. 44 Hasil Diagram Mn-Pn P7(205) dari SPColumn

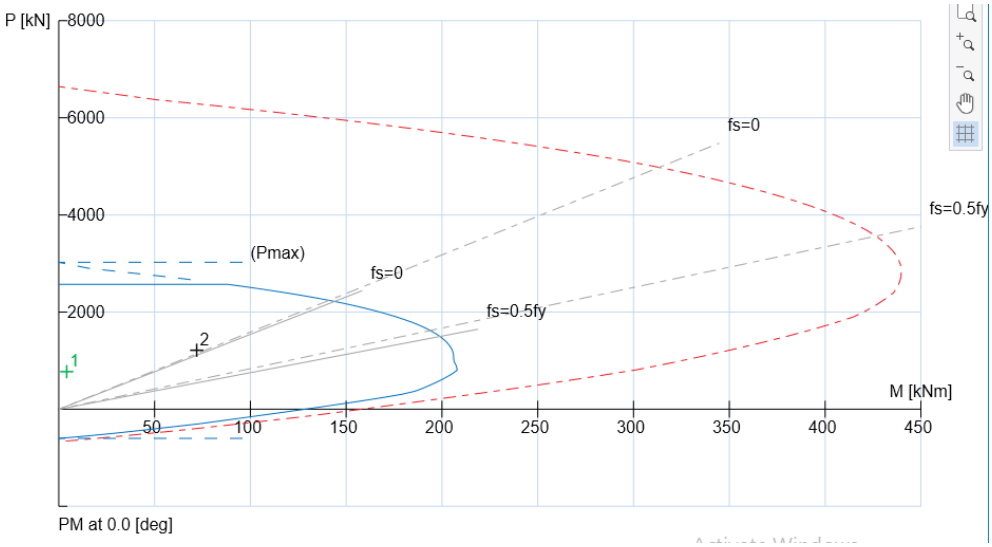
Analisis dilakukan sama seperti tahapan-tahapan di atas untuk seluruh alternatif desain fondasi dari P7 hingga P2. Berikut adalah hasil diagram Mn-Pn untuk alternatif desain fondasi.



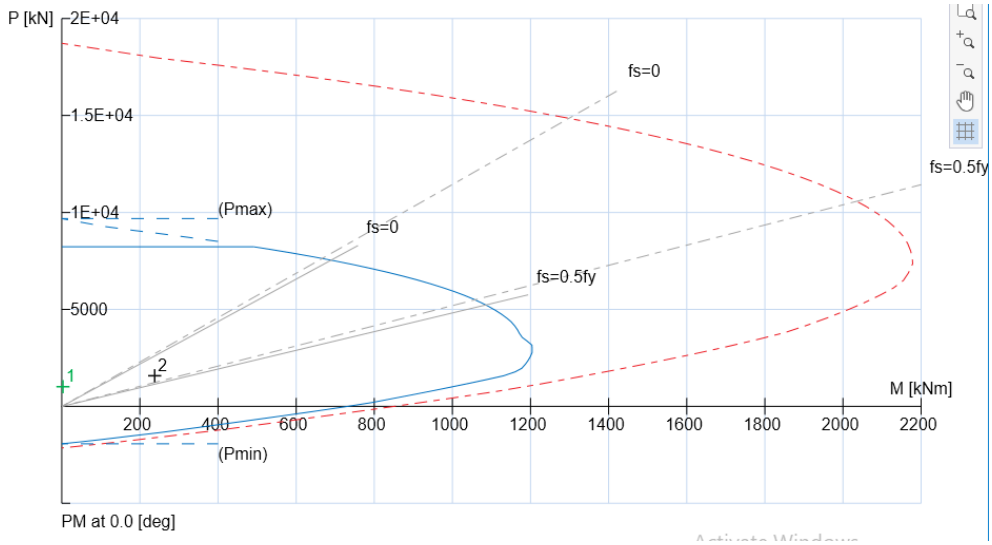
Gambar 5. 45 Hasil Diagram Mn-Pn P7(205) dari SPColumn



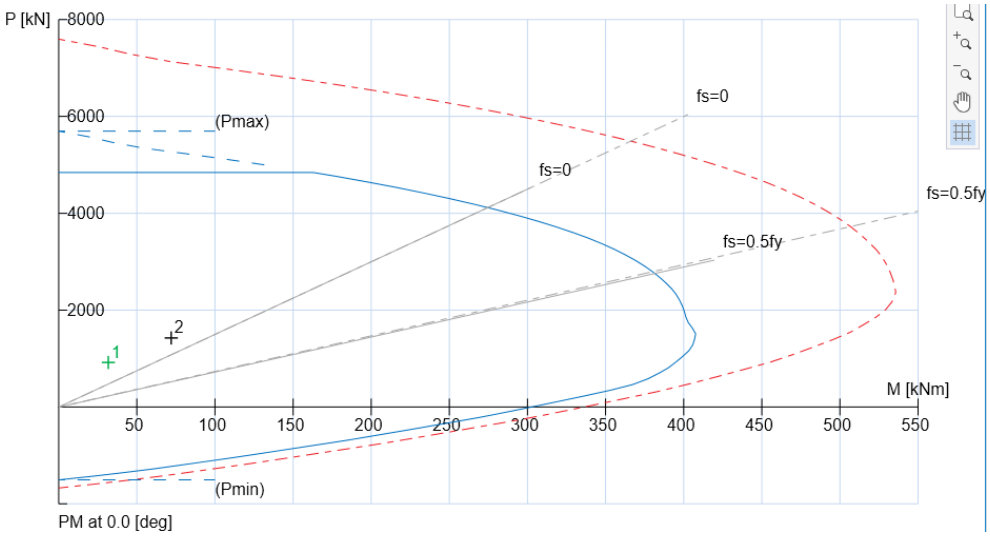
Gambar 5. 46 Hasil Diagram Mn-Pn P7(211) dari SPColumn



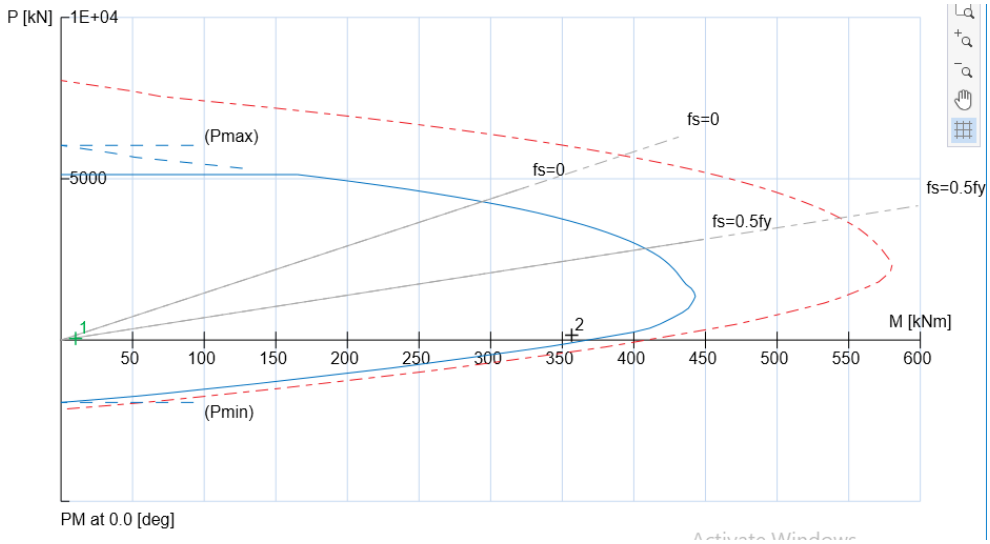
Gambar 5. 47 Hasil Diagram Mn-Pn P6(115) dari SPColumn



Gambar 5. 48 Hasil Diagram Mn-Pn P6(109) dari SPColumn



Gambar 5. 49 Hasil Diagram Mn-Pn P3(259) dari SPColumn



Gambar 5. 50 Hasil Diagram Mn-Pn P2(223) dari SPColumn

Dari hasil diagram di atas, maka dapat disimpulkan bahwa hasil dari pemeriksaan penampang tiang pada seluruh alternatif desain fondasi termasuk AMAN karena semua titik pembebanan masih berada di dalam kurva.

5.7 Perbandingan Hasil Alternatif Desain Fondasi dengan *Existing*

Berdasarkan hasil optimasi desain fondasi yang telah dilakukan, selanjutnya dilakukan perbandingan antara desain fondasi *existing* dan alternatif desain terpilih.

Perbandingan dilakukan terhadap konfigurasi kelompok fondasi, respons aksial dan lateral, dan volume beton yang digunakan. Perbandingan ini bertujuan untuk mengetahui perubahan kinerja dan tingkat efisiensi yang diperoleh dari hasil optimasi terhadap desain *existing.*

5.7.1 Perbandingan Konfigurasi Fondasi dan Volume Beton

Berdasarkan alternatif desain terpilih, dilakukan perbandingan konfigurasi fondasi dan volume beton terhadap kondisi *existing*. Perbandingan konfigurasi meliputi diameter, kedalaman, dan jumlah tiang, sedangkan volume beton meliputi volume tiang bor dan *pile cap*. Hasil perbandingan digunakan untuk mengetahui perubahan konfigurasi serta tingkat efisiensi volume beton yang diperoleh dari hasil optimasi. Hasil perbandingan konfigurasi fondasi dan volume beton dapat dilihat pada tabel 5.28 berikut.

Tabel 5. 28 Perbandingan Konfigurasi Fondasi dan Volume Beton

Pile Cap	**Alternatif Desain**		**Desain *Existing***		**Selisih**
	Konfigurasi	**Volume Beton (m^3)**	**Konfigurasi**	**Volume Beton (m^3)**	
P7(205)	Ø0,6-9; 4 tiang	18,927	Ø0,8-10; 7 tiang	100,722	67,25%
P7(211)	Ø0,6-10; 3 tiang	14,062			
P6(115)	Ø0,6-8; 4 tiang	17,769	Ø0,8-10; 6 tiang	71,119	58,11%
P6(109)	Ø1-11; 1 tiang	12,0194			
P3(259)	Ø0,6-10; 3 tiang	14,0623	Ø0,8-10; 3 tiang	30,992	54,63%
P2(223)	Ø0,6-10; 1 tiang	3,799	Ø0,8-10; 2 tiang	20,293	81,28%

Dari hasil perbandingan tersebut dapat disimpulkan hasil alternatif desain dengan metode *back analysis* lebih efisien terhadap penggunaan material beton dibandingkan dengan *existing.*

5.7.2 Perbandingan Respons Aksial

Perbandingan respons aksial dilakukan untuk mengetahui perubahan gaya aksial yang diterima tiang antara kondisi *existing* dan alternatif desain hasil optimasi dengan menggunakan kalibrasi hasil *back analysis*. Perbandingan dilakukan

berdasarkan hasil pemodelan menggunakan perangkat lunak Group dan Lpile pada masing-masing kondisi pembebanan. Hasil perbandingan respons aksial dapat dilihat pada tabel 5.29 s/d tabel 5.31 berikut.

Tabel 5. 29 Perbandingan Axial Force Alternatif Desain dengan Desain Existing Kondisi Layan

Pile Cap	**Alternatif Desain**			**Desain *Existing***		
	Axial Force	**Qall**	**Terpakai**	**Axial Force**	**Qall**	**Terpakai**
P7(205)	80,918	90,271	90%	137,386	154,793	88,76%
P7(211)	101,741	114,073	89%			
P6(115)	78,905	82,731	95%	110,603		71,45%
P6(109)	103,222	224,933	46%			
P3(259)	101,947	114,073	82%	99,088		64,01%
P2(223)	47,037	114,073	41%	24,668		15,94%

Tabel 5. 30 Perbandingan Axial Force Alternatif Desain dengan Desain Existing Kondisi Layan + Gempa Nominal

Pile Cap	**Alternatif Desain**			**Desain *Existing***		
	Axial Force	**Qall**	**Terpakai**	**Axial Force**	**Qall**	**Terpakai**
P7(205)	105,597	117,540	90%	143,183	201,553	71,04%
P7(211)	140,159	148,532	94%			
P6(115)	107,659	107,722	100%	125,661		62,35%
P6(109)	133,841	292,881	46%			
P3(259)	107,246	148,532	72%	132,509		65,74%
P2(223)	90,167	148,532	61%	60,215		29,88%

Tabel 5. 31 Perbandingan Axial Force Alternatif Desain dengan Desain Existing Kondisi Layan + Gempa Kuat

Pile Cap	**Alternatif Desain**			**Desain *Existing***		
	Axial Force	**Qall**	**Terpakai**	**Axial Force**	**Qall**	**Terpakai**
P7(205)	127,558	141,048	90%	151,793	241,863	62,55%
P7(211)	137,094	178,239	77%			

Lanjutan Tabel 5. 32 Perbandingan Axial Force Alternatif Desain dengan Desain Existing Kondisi Layan + Gempa Kuat

Pile Cap	**Alternatif Desain**			**Desain *Existing***		
	Axial Force	**Qall**	**Terpakai**	**Axial Force**	**Qall**	**Terpakai**
P6(115)	123,610	129,267	96%	143,337		59,26%
P6(109)	160,629	351, 457	46%			
P3(259)	145,263	178,239	81%	133,824		55,33%
P2(223)	150,894	178,239	85%	89,273		36,91%

Berdasarkan hasil perbandingan respons aksial, alternatif desain hasil optimasi menunjukkan tingkat pemanfaatan kapasitas dukung yang cenderung lebih tinggi dibandingkan dengan desain *existing*. Pada kondisi layan, tingkat pemanfaatan kapasitas alternatif berada pada rentang 41–95%, sedangkan pada kondisi layan + gempa nominal dan layan + gempa kuat masing-masing berada pada rentang 46–100% dan 46–96%. Peningkatan pemanfaatan kapasitas tersebut menunjukkan bahwa perubahan diameter, kedalaman, dan jumlah tiang menghasilkan kapasitas dukung yang lebih sesuai dengan beban yang diterima, sehingga kapasitas yang tersedia dapat dimanfaatkan secara lebih optimal.

Meskipun demikian, tingkat pemanfaatan kapasitas tidak meningkat pada seluruh titik. Pada beberapa alternatif, seperti P6(109), nilai pemanfaatan kapasitas lebih rendah dibandingkan desain *existing* karena alternatif tersebut menggunakan satu tiang dengan diameter dan kedalaman yang lebih besar sehingga memiliki kapasitas dukung izin yang relatif tinggi. Hal ini tetap memenuhi tujuan optimasi karena pemilihan alternatif tidak hanya didasarkan pada tingkat pemanfaatan kapasitas, tetapi juga mempertimbangkan keamanan, konfigurasi fondasi, dan efisiensi volume beton.

5.7.3 Perbandingan Respons Lateral

Perbandingan respons lateral dilakukan untuk mengetahui respons perpindahan lateral pada alternatif desain hasil optimasi terhadap kondisi *existing*. Perbandingan dilakukan berdasarkan hasil analisis *lateral displacement* pada masing-masing kondisi pembebanan dan dibandingkan dengan batas perpindahan lateral yang diizinkan. Hasil perbandingan respons lateral ditunjukkan pada Tabel 5.32 berikut.

Tabel 5. 33 Perbandingan Respons Lateral Alternatif Desain Fondasi dengan Desain *Existing*

Pile Cap	**Alternatif Desain**				**Desain *Existing***			
	Layan + Nominal (mm)	**Izin ≤ 12mm**	**Layan + Kuat (mm)**	**Izin≤ 25mm**	**Layan + Nominal (mm)**	**Izin ≤ 12mm**	**Layan + Kuat (mm)**	**Izin ≤ 25mm**
P7(205)	10,570	Aman	21,850	Aman	1,8977	Aman	5,5115	Aman
P7(211)	9,540	Aman	24,500	Aman				
P6(115)	9,860	Aman	21,862	Aman	2,21	Aman	6,835	Aman
P6(109)	11,740	Aman	11,160	Aman				
P3(259)	11,424	Aman	20,300	Aman	5,784	Aman	9,1	Aman
P2(223)	0,799	Aman	2,280	Aman	14,887	Tdk.Aman	48,3	Tdk. Aman

Berdasarkan hasil perbandingan respons lateral, seluruh alternatif desain hasil optimasi memenuhi batas perpindahan lateral yang ditetapkan, yaitu 12 mm untuk kondisi layan + gempa nominal dan 25 mm untuk kondisi layan + gempa kuat. Beberapa alternatif menunjukkan nilai perpindahan lateral yang relatif mendekati batas izin, terutama P6(109) pada kondisi layan + gempa nominal sebesar 11,740 mm dan P7(211) pada kondisi layan + gempa kuat sebesar 24,500 mm. Kondisi tersebut menunjukkan bahwa alternatif desain masih memenuhi persyaratan, meskipun memiliki margin terhadap batas perpindahan yang relatif kecil.

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan pada fondasi tiang bor Rumah Sakit Hermina Salatiga, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut.

1. Berdasarkan hasil analisis menggunakan metode Reese & Wright dengan korelasi empiris NAVFAC, kapasitas dukung *ultimate* tiang bor *existing* berdiameter 0,8 m diperoleh sebesar 236,96 ton pada BP32, 303,06 ton pada BP50, 338,20 ton pada BP110, dan 271,75 ton pada BP126. Sementara itu, hasil pengujian PDA menunjukkan kapasitas dukung ultimate masing-masing sebesar 341 ton, 396 ton, 357 ton, dan 325 ton. Dengan demikian, hasil analisis teoritis berada di bawah hasil pengujian PDA pada seluruh titik tinjauan.
2. Hasil analisis kapasitas dukung existing menunjukkan nilai yang lebih rendah dibandingkan hasil PDA dengan selisih yang cukup bervariasi pada setiap titik. Kondisi tersebut menunjukkan bahwa korelasi empiris awal belum sepenuhnya merepresentasikan kondisi aktual tanah di lokasi proyek. Oleh karena itu, hasil PDA digunakan sebagai dasar untuk melakukan kalibrasi parameter empiris melalui metode *back analysis*.
3. Hasil back analysis menunjukkan bahwa parameter empiris tahanan selimut $f_s = 0{,}2 \times N$ tetap dipertahankan, sedangkan parameter tahanan ujung q_p disesuaikan dari 7N menjadi 10N. Dengan parameter hasil kalibrasi tersebut, kapasitas dukung *ultimate* diperoleh sebesar 294,26–406,82 ton, yang secara umum lebih mendekati hasil PDA sebesar 325–396 ton. Hubungan hasil analisis setelah *back analysis* dengan hasil PDA juga menunjukkan kesesuaian yang lebih baik dibandingkan kondisi sebelum kalibrasi dapat dilihat pada gambar 5.18, sehingga parameter hasil *back analysis* digunakan pada tahap evaluasi kelompok tiang dan optimasi desain.
4. Berdasarkan pemodelan kelompok tiang *existing* menggunakan parameter hasil *back analysis*, gaya aksial maksimum pada seluruh kelompok tiang masih

berada di bawah kapasitas dukung izin. Tingkat pemanfaatan kapasitas dukung berada pada rentang 15,94–88,76%, dengan nilai pada P7 sebesar 65,55–88,76%, P6 sebesar 59,26–71,45%, P3 sebesar 55,33–64,01%, dan P2 sebesar 15,94–36,91%. Hasil tersebut menunjukkan masih terdapat kapasitas dukung yang belum termanfaatkan sehingga terdapat potensi untuk melakukan optimasi. Dari sisi lateral, berdasarkan hasil pemodelan penelitian, P2 menghasilkan perpindahan sebesar 14,887 mm pada kondisi layan + gempa nominal dan 48,3 mm pada kondisi layan + gempa kuat, yang melebihi batas masing-masing 12 mm dan 25 mm. Namun, hasil tersebut perlu dipahami berdasarkan keterbatasan pemodelan, karena pembebanan struktur diperoleh dari pemodelan kembali berdasarkan gambar kerja yang tersedia dan bukan dari model analisis perencana secara langsung. Selain itu, kondisi aktual P2 dan P7 di lapangan dapat memiliki konfigurasi dan interaksi yang berbeda dengan pemodelan yang digunakan dalam penelitian. Oleh karena itu, hasil tersebut tidak secara langsung menunjukkan bahwa kondisi *existing* di lapangan tidak aman, tetapi menjadi bagian dari evaluasi terhadap respons lateral fondasi dalam pemodelan penelitian.

5. Berdasarkan analisis terhadap variasi diameter tiang 0,6 m, 0,8 m, 1,0 m, dan 1,2 m serta kedalaman 8 m, 9 m, 10 m, dan 11 m, diperoleh nilai kapasitas dukung pada masing-masing alternatif desain. Selanjutnya, seluruh variasi alternatif dianalisis menggunakan Group dan Lpile untuk mengevaluasi respons aksial dan *lateral displacement*. Berdasarkan hasil pemeriksaan, seluruh alternatif desain disesuaikan konfigurasi jumlah tiang dan/atau penulangannya hingga memenuhi persyaratan kapasitas aksial dan batas *lateral displacement*. Dengan demikian, seluruh variasi alternatif desain yang dianalisis telah memenuhi persyaratan keamanan dan dapat dibandingkan berdasarkan efisiensi penggunaan material.
6. Berdasarkan seluruh alternatif desain yang telah memenuhi persyaratan keamanan, dilakukan pemilihan desain fondasi yang paling optimal berdasarkan volume beton tiang bor dan *pile cap*. Alternatif dengan volume beton paling minimum pada masing-masing titik pembebanan ditetapkan

sebagai desain optimum, yaitu P7(205) menggunakan tiang berdiameter 0,6 m dengan kedalaman 9 m sebanyak 4 tiang, P7(211) menggunakan diameter 0,6 m dengan kedalaman 10 m sebanyak 3 tiang, P6(115) menggunakan diameter 0,6 m dengan kedalaman 8 m sebanyak 4 tiang, P6(109) menggunakan diameter 1,0 m dengan kedalaman 11 m sebanyak 1 tiang, P3(259) menggunakan diameter 0,6 m dengan kedalaman 10 m sebanyak 3 tiang, dan P2(223) menggunakan diameter 0,6 m dengan kedalaman 10 m sebanyak 1 tiang.

7. Hasil pemeriksaan penurunan menunjukkan bahwa penurunan kelompok pada P7(205), P7(211), P6(115), dan P3(259) masing-masing sebesar 5,421 cm, 7,853 cm, 6,725 cm, dan 7,853 cm, sedangkan penurunan tiang tunggal pada P6(109) dan P2(223) masing-masing sebesar 5,43 cm dan 3,972 cm. Seluruh nilai tersebut lebih kecil daripada batas penurunan izin sebesar 19,833 cm, sehingga memenuhi persyaratan penurunan. Selain itu, pemeriksaan kapasitas penampang terhadap kombinasi gaya aksial dan momen menggunakan diagram interaksi Mn–Pn menunjukkan bahwa seluruh titik pembebanan pada alternatif terpilih berada di dalam kurva kapasitas penampang, sehingga konfigurasi penampang dan tulangan yang digunakan dinyatakan aman.

6.2 Saran

Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan, terdapat beberapa hal yang dapat dikembangkan pada penelitian selanjutnya untuk memperoleh hasil perencanaan fondasi yang lebih optimal.

1. Analisis dapat dikembangkan dengan menggunakan pemodelan geoteknik tiga dimensi sehingga interaksi antar tanah, tiang dan struktur fondasi direpresentasikan secara lebih mendekati kondisi sebenarnya di lapangan.
2. Optimasi selanjutnya dapat mempertimbangkan aspek biaya konstruksi selain volume beton, dengan memperhitungkan kebutuhan tiang, *pile cap*, tulangan, serta biaya pelaksanaan, sehingga diperoleh alternatif desain yang lebih ekonomis secara keseluruhan.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Satandardisasi Nasional. (2020). *Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727:2020)*.

Badan Standardisasi Nasional. (2008). *Cara uji penetrasi lapangan dengan SPT (SNI 4153:2008)*.

Badan Standardisasi Nasional. (2017). *Persyaratan perancangan geoteknik (SNI 8460:2017)*. www.bsn.go.id

Badan Standardisasi Nasional. (2019). *Tatan Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung (SNI 1726:2019)*.

Benedict, K., Junior, O., & Desiani, A. (2026). Evaluasi Perbandingan Daya Dukung Tiang Bor Metode Analisis Reese dan Allpile Terhadap Hasil Uji PDA. *Jurnal Sosial dan Teknologi (SOSTECH)*, *6*(2).

Bowles, J. E. (1977). *Foundation Analysis and Design* (5th Edition). McGraw-Hill Book Co.

Defitri, H., Andriani, A., Hakim, A., & Hape, S. R. (2025). Optimization of Bored Pile Foundation Usage in Apartment Development Projects in Batam. *Jurnal Teknik Sipil*, *25*(2), 1871–1881. https://doi.org/10.26418/jts.v25i2.91760

Feld, J. (1943). Discussion on Friction Pile Fondations. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, *108*(1).

Hardiyamo, H. C. (2011). *Analisis & Perancangan Fondasi* (2nd ed.). Gadjah Mada University Press.

Hardiyatmo, H. C. (2002). *Mekanika TANAH I* (ketiga). Gadjah Mada University Press.

Hossain, M. S., Islam, M. A., Badhon, F. F., & Imtiaz, T. (2021). *Atterberg Limit Test*. https://uta.pressbooks.pub/soilmechanics/chapter/atterberg-limit-test/

Ing, K., & Anantanasakul, P. (2023). *Back Analysis of Some Design Parameters for Bored Piles in Phnom Penh Cohesive Soils*.

Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat. (2021). *Aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia 2021*. Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat. https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/index.php?pga=0.4137&ss=0.9521&s1=0.4236&tl=6&kelas=4&range=6#grafik

Kuswaya, W., Sains, I., Nasional, T., Mohammad, J., Ii, K., & Indah, B. S. (2020). Analisis Optimalisasi Pondasi Dalam Pada Crude Oil Storage Tank (Studi Proyek Pondok Makmur Pertamina di Bekasi). *Jurnal Teknik Sipil*, (1).

Pamungkas, A., & Harianti, E. (2013). *Desain Pondasi Tahan Gempa* (1st ed.). C.V Andi Offset.

PT Tunas Lima Warna. (2024). *Soil Investigation Report*.

Rahman, A. A., Hariati, F., Chayati, N., Muhammad, F., Taqwa, L., Sholeh, J. K., Km, I., Tanah, K., & Bogor, S. (2022). Korelasi Hasil Analisis Daya Dukung Ultimit Tiang Bor dengan Hasil Pengujian PDA (Studi Kasus: Pembangunan Jalan Tol Bogor Ring Road Seksi III A Ruas Simpang Yasmin-Simpang Salabenda). *Jurnal Komposit*, *4*(2).

Reese, L. C., & Wright, S. J. (1977). *Drilled Shaft Design and Construction Guidelines Manual: Volume One, Construction of Drilled Shafts and Design for Axial Loading*.

Sa'da, S. N. (2023). *Perencanaan Ulang dengan Pondasi Tiang Bor Pada Bangunan Gedung Fakultas Ilmu Komputer dengan Variasi Dimensi Menggunakan Metode Reese & Wright (1977)* [Tugas Akhir]. Universitas Islam Indonesia.

Sosrodarsono, S., & Nakazawa, K. (1990). *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi* (Cetakan Kelima). PT Pradnya Paramita.

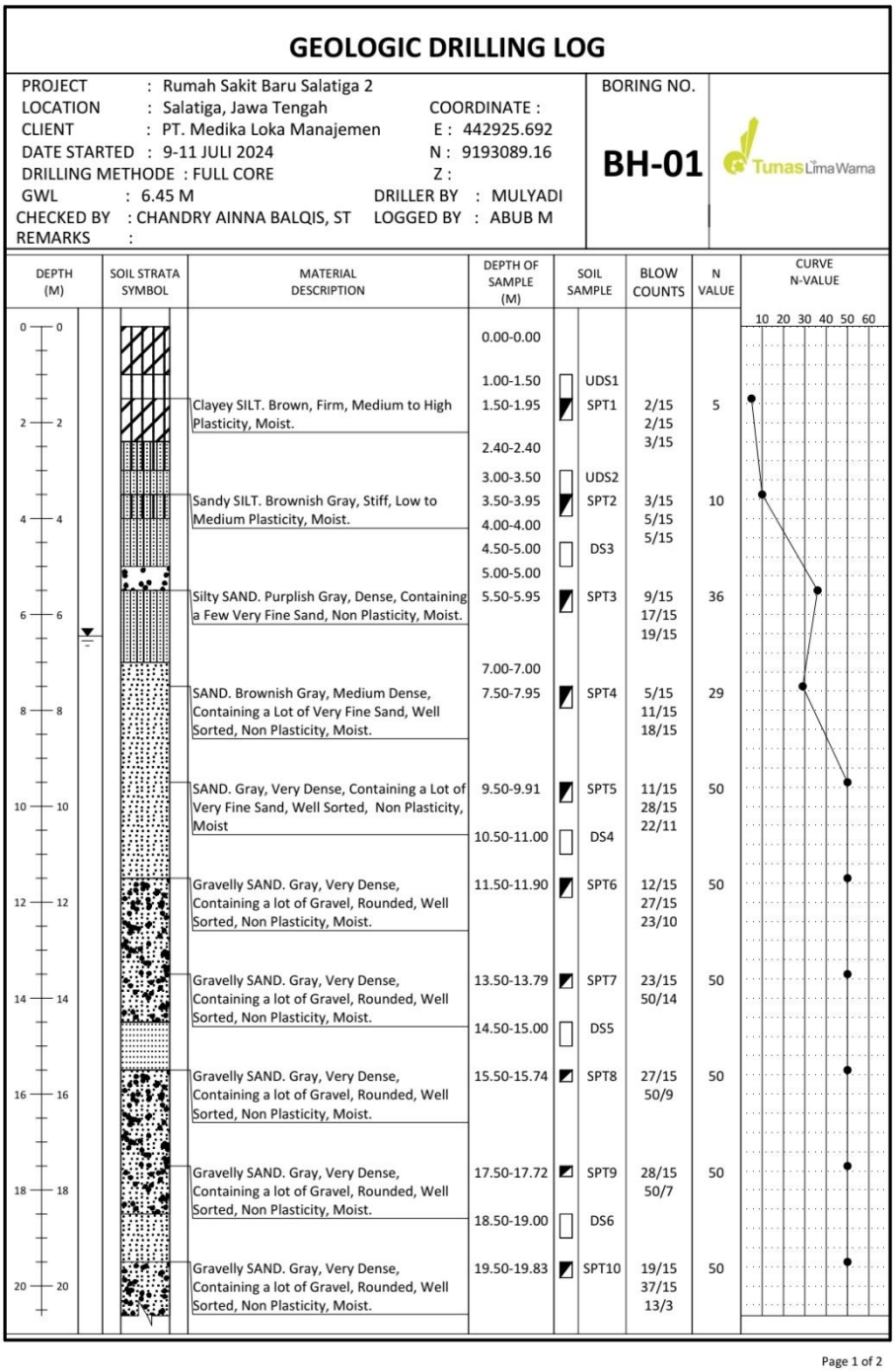
Subarkah, I. (1979). *Teknik Ponndasi : Suatu Ikhtisar Praktis*. Idea Dharma Bandung.

Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (2nd ed.). Jhon Wiley & Sons, Inc.

Vesic, & Aleksandar S. (1977). *Design of Pile Foundations*. Transportation Research Board, National Research Council.

LAMPIRAN

LAMPIRAN 1: Data Penyelidikan Tanah



GEOLOGIC DRILLING LOG

PROJECT : Rumah Sakit Baru Salatiga 2
LOCATION : Salatiga, Jawa Tengah
CLIENT : PT. Medika Loka Manajemen
DATE STARTED : 9-11 JULI 2024
DRILLING METHODE : FULL CORE
GWL : 6.45 M
CHECKED BY : CHANDRY AINNA BALQIS, ST
REMARKS :
COORDINATE :
E : 442925.692
N : 9193089.16
Z :
DRILLER BY : MULYADI
LOGGED BY : ABUB M

BORING NO. **BH-01**

Tunas Lima Warna

DEPTH (M)	SOIL STRATA SYMBOL	MATERIAL DESCRIPTION	DEPTH OF SAMPLE (M)	SOIL SAMPLE	BLOW COUNTS	N VALUE
0			0.00-0.00			
			1.00-1.50	UDS1		
2		Clayey SILT. Brown, Firm, Medium to High Plasticity, Moist.	1.50-1.95	SPT1	2/15 2/15 3/15	5
			2.40-2.40			
			3.00-3.50	UDS2		
4		Sandy SILT. Brownish Gray, Stiff, Low to Medium Plasticity, Moist.	3.50-3.95	SPT2	3/15 5/15 5/15	10
			4.00-4.00			
			4.50-5.00	DS3		
			5.00-5.00			
6		Silty SAND. Purplish Gray, Dense, Containing a Few Very Fine Sand, Non Plasticity, Moist.	5.50-5.95	SPT3	9/15 17/15 19/15	36
			7.00-7.00			
8		SAND. Brownish Gray, Medium Dense, Containing a Lot of Very Fine Sand, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	7.50-7.95	SPT4	5/15 11/15 18/15	29
10		SAND. Gray, Very Dense, Containing a Lot of Very Fine Sand, Well Sorted, Non Plasticity, Moist	9.50-9.91	SPT5	11/15 28/15 22/11	50
			10.50-11.00	DS4		
12		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	11.50-11.90	SPT6	12/15 27/15 23/10	50
14		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	13.50-13.79	SPT7	23/15 50/14	50
			14.50-15.00	DS5		
16		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	15.50-15.74	SPT8	27/15 50/9	50
18		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	17.50-17.72	SPT9	28/15 50/7	50
			18.50-19.00	DS6		
20		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	19.50-19.83	SPT10	19/15 37/15 13/3	50

CURVE N-VALUE
10 20 30 40 50 60

Page 1 of 2

Gambar L-1. 1 Data BH 1

GEOLOGIC DRILLING LOG

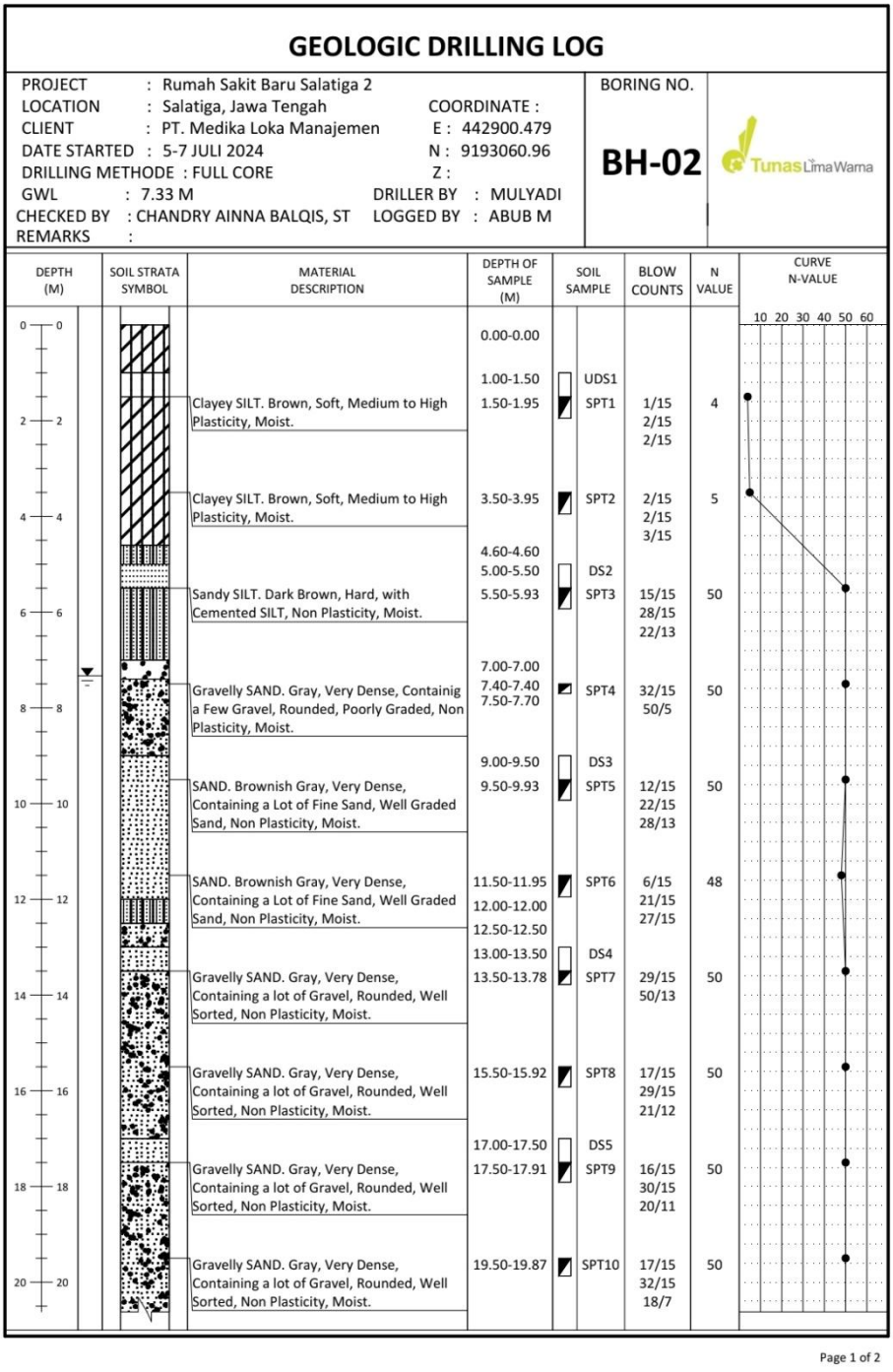
PROJECT	: Rumah Sakit Baru Salatiga 2		
LOCATION	: Salatiga, Jawa Tengah	COORDINATE :	
CLIENT	: PT. Medika Loka Manajemen	E : 442925.692	
DATE STARTED	: 9-11 JULI 2024	N : 9193089.16	
DRILLING METHODE	: FULL CORE	Z :	
GWL	: 6.45 M	DRILLER BY : MULYADI	
CHECKED BY	: CHANDRY AINNA BALQIS, ST	LOGGED BY : ABUB M	
REMARKS	:		

BORING NO. **BH-01**

Tunas Lima Warna

DEPTH (M)	SOIL STRATA SYMBOL	MATERIAL DESCRIPTION	DEPTH OF SAMPLE (M)	SOIL SAMPLE	BLOW COUNTS	N VALUE	CURVE N-VALUE
22		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	21.50-21.87	SPT11	17/15 27/15 23/7	50	
24		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	23.50-23.84	SPT12	15/15 33/15 17/4	50	
			25.00-25.00				
26		SAND. Brownish Gray, Very Dense, Containing a Lot of Coarse Sand, Poorly Graded, Non Plasticity, Moist.	25.50-25.88	SPT13	18/15 28/15 22/8	50	
28		SAND. Brownish Gray, Very Dense, Containing a Lot of Coarse Sand, Poorly Graded, Non Plasticity, Moist.	27.50-27.90	SPT14	16/15 29/15 21/10	50	
30		SAND. Brownish Gray, Very Dense, Containing a Lot of Coarse Sand, Poorly Graded, Non Plasticity, Moist.	29.50-29.87 30.00-30.00	SPT15	13/15 31/15 19/7	50	
32		**Boring stop at 30 meter**					
34							
36							
38							
40							

CURVE N-VALUE: 10 20 30 40 50 60



GEOLOGIC DRILLING LOG

PROJECT : Rumah Sakit Baru Salatiga 2
LOCATION : Salatiga, Jawa Tengah
CLIENT : PT. Medika Loka Manajemen
DATE STARTED : 5-7 JULI 2024
DRILLING METHODE : FULL CORE
GWL : 7.33 M
CHECKED BY : CHANDRY AINNA BALQIS, ST
REMARKS :
COORDINATE :
E : 442900.479
N : 9193060.96
Z :
DRILLER BY : MULYADI
LOGGED BY : ABUB M

BORING NO. **BH-02**

Tunas Lima Warna

DEPTH (M)	SOIL STRATA SYMBOL	MATERIAL DESCRIPTION	DEPTH OF SAMPLE (M)	SOIL SAMPLE	BLOW COUNTS	N VALUE
0			0.00-0.00			
			1.00-1.50	UDS1		
2		Clayey SILT. Brown, Soft, Medium to High Plasticity, Moist.	1.50-1.95	SPT1	1/15 2/15 2/15	4
4		Clayey SILT. Brown, Soft, Medium to High Plasticity, Moist.	3.50-3.95	SPT2	2/15 2/15 3/15	5
			4.60-4.60			
			5.00-5.50	DS2		
6		Sandy SILT. Dark Brown, Hard, with Cemented SILT, Non Plasticity, Moist.	5.50-5.93	SPT3	15/15 28/15 22/13	50
			7.00-7.00			
8		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containig a Few Gravel, Rounded, Poorly Graded, Non Plasticity, Moist.	7.40-7.40 7.50-7.70	SPT4	32/15 50/5	50
			9.00-9.50	DS3		
10		SAND. Brownish Gray, Very Dense, Containing a Lot of Fine Sand, Well Graded Sand, Non Plasticity, Moist.	9.50-9.93	SPT5	12/15 22/15 28/13	50
12		SAND. Brownish Gray, Very Dense, Containing a Lot of Fine Sand, Well Graded Sand, Non Plasticity, Moist.	11.50-11.95 12.00-12.00 12.50-12.50	SPT6	6/15 21/15 27/15	48
			13.00-13.50	DS4		
14		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	13.50-13.78	SPT7	29/15 50/13	50
16		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	15.50-15.92	SPT8	17/15 29/15 21/12	50
			17.00-17.50	DS5		
18		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	17.50-17.91	SPT9	16/15 30/15 20/11	50
20		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	19.50-19.87	SPT10	17/15 32/15 18/7	50

CURVE N-VALUE
10 20 30 40 50 60

Page 1 of 2

Gambar L-1. 2 Data BH 2

GEOLOGIC DRILLING LOG

PROJECT : Rumah Sakit Baru Salatiga 2
LOCATION : Salatiga, Jawa Tengah
CLIENT : PT. Medika Loka Manajemen
DATE STARTED : 5-7 JULI 2024
DRILLING METHODE : FULL CORE
GWL : 7.33 M
CHECKED BY : CHANDRY AINNA BALQIS, ST
REMARKS :

COORDINATE :
E : 442900.479
N : 9193060.96
Z :

DRILLER BY : MULYADI
LOGGED BY : ABUB M

BORING NO.
BH-02

Tunas Lima Warna

DEPTH (M)	SOIL STRATA SYMBOL	MATERIAL DESCRIPTION	DEPTH OF SAMPLE (M)	SOIL SAMPLE	BLOW COUNTS	N VALUE	CURVE N-VALUE (10 20 30 40 50 60)
22		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	21.50-21.90	SPT11	13/15 27/15 23/10	50	
			23.00-23.50	DS6			
24		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	23.50-23.89	SPT12	13/15 28/15 22/9	50	
26		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	25.50-25.88	SPT13	13/15 29/15 21/8	50	
28		Gravelly SAND. Gray, Very Dense, Containing a lot of Gravel, Rounded, Well Sorted, Non Plasticity, Moist.	27.50-27.91 28.00-28.00	SPT14	16/15 27/15 23/11	50	
30		SAND. Brownish Gray, Containing a lot of Fine to Medium Sand, Very Dense, Well Graded, Non Plasticity, Moist.	29.50-29.84 30.00-30.00	SPT15	21/15 38/15 12/4	50	
32		**Boring stop at 30 meter**					
34							
36							
38							
40							

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
TUNAS LIMA WARNA

SUMMARY TEST RESULT

PROJECT : RUMAH SAKIT
LOCATION : Site Rumah Sakit Baru Hermina Salatiga

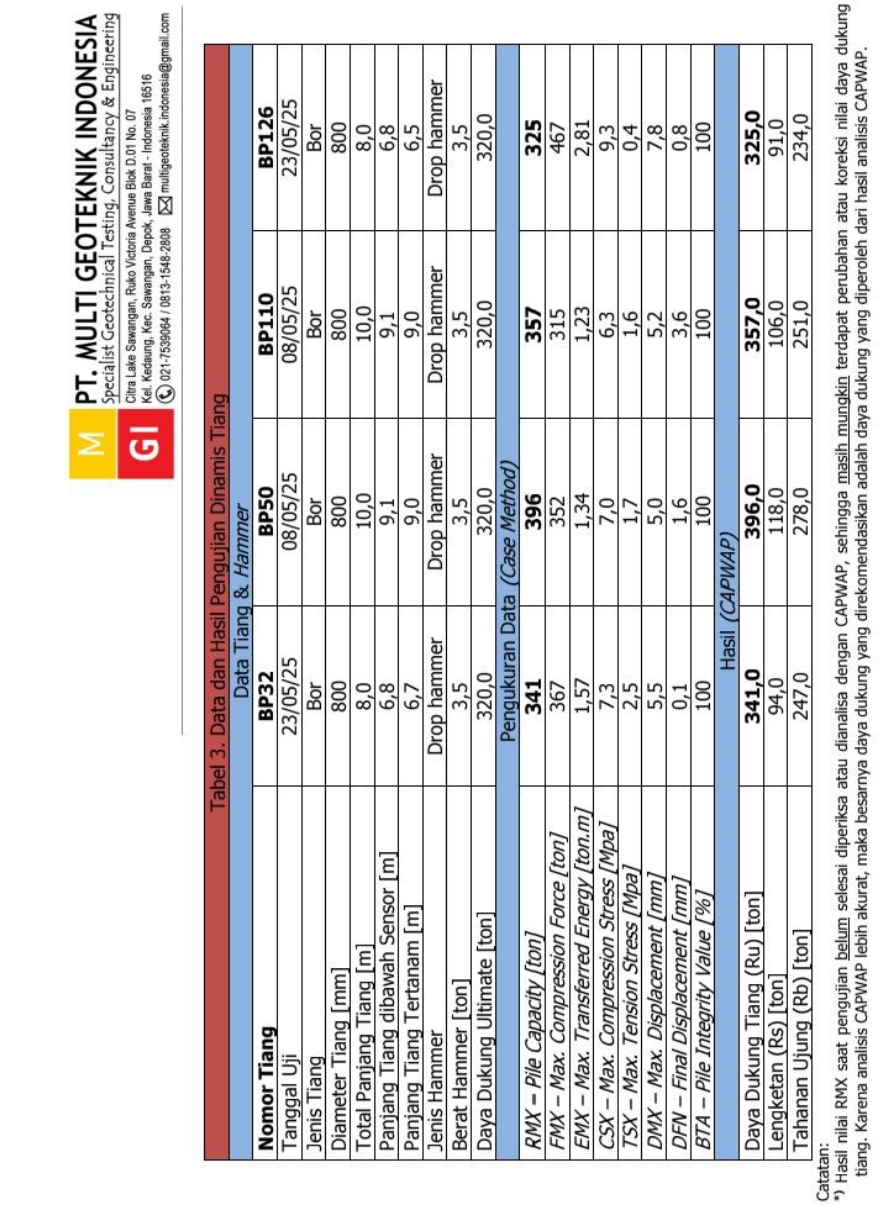
			BH 01						BH 02					
Bore Hole														
DEPTH		(m)	1.00 - 1.50	3.00 - 3.50	4.50 - 5.00	10.50 - 11.00	14.50 - 15.00	18.50 - 19.00	1.00 - 1.50	5.00 - 5.50	9.50 - 9.50	13.00 - 13.50	17.00 - 17.50	23.00 - 23.50
SAMPLE NO			UDS1	UDS2	DS3	DS4	DS5	DS6	UDS1	DS2	DS3	DS4	DS5	DS6
INDEX PROPERTIES	VOLUME WEIGHT													
	Spesific Gravity (Gs)	g/cm³	2,634	2,651	2,728	2,615	2,734	2,625	2,610	2,625	2,674	2,759	2,652	2,783
	Natural Water Content (w_n)	%	42,399	37,405	3,663	18,161	15,288	9,979	42,816	33,511	27,255	19,397	26,557	13,835
	Bulk Density (γ_{wet})	g/cm³	1,656	1,694	2,553	1,469	1,582	1,324	1,633	1,520	1,608	1,595	1,575	1,346
	Dry Density (γ_{dry})	t/m³	1,163	1,233	2,463	1,244	1,372	1,204	1,144	1,139	1,264	1,336	1,244	1,183
	Void Ratio	(e)	1,265	1,149	0,108	1,103	0,993	1,180	1,283	1,305	1,116	1,065	1,132	1,353
	Porosity	(n)	0,558	0,535	0,097	0,524	0,498	0,541	0,562	0,566	0,527	0,516	0,531	0,575
	Degree of Saturation (Sr)	%	88,30	86,26	92,83	43,07	42,09	22,20	87,13	67,39	65,30	50,22	62,23	28,45
	ATTERBERG LIMITS													
	Liquid Limits (LL)	%	67,66	44,51	-	-	-	-	54,63	-	-	-	-	-
	Plastic Limits (PL)	%	33,91	32,82	-	-	-	-	30,13	-	-	-	-	-
	Plasticity Index (PI)	%	33,75	11,70	-	-	-	-	24,50	-	-	-	-	-
	Liquidity Index (LI)		0,25	0,39	-	-	-	-	0,52	-	-	-	-	-
	HIDROMETER ANALYSIS													
	Gravel	%	4,862	13,454	-	3,066	2,264	3,094	0,000	38,553	0,066	32,899	0,000	0,000
	Sand	%	10,086	42,520	-	94,210	96,346	96,088	8,544	59,241	95,805	62,530	98,014	97,721
	Silt	%	79,182	37,670	-	2,336	1,195	0,702	82,305	1,892	3,545	3,931	1,705	1,960
	Clay	%	5,869	6,355	-	0,388	0,195	0,116	9,150	0,314	0,584	0,641	0,282	0,319
	Class USCS		MH	SM	-	SP	SW	SP	MH	SW	SP	SP	SP	SP
ENGINEERING PROPERTIES	TRIAXIAL (UU TEST)													
	Cohesion (c)	kg/cm²	0,121	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Friction Angle (ϕ)	(deg)	16,874	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	TRIAXIAL (CU TEST)													
	Cohesion (c)	kn/m²	-	11,500	-	-	-	-	39,350	-	-	-	-	-
	Friction Angle (ϕ)	(deg)	-	8,010	-	-	-	-	15,235	-	-	-	-	-
	CONSOLIDATION TEST													
	Coefficient of Consolidation (Cv)	cm²/s	-	0,0089	-	-	-	-	0,0068	-	-	-	-	-
	Compression Index (Cc)		-	0,3067	-	-	-	-	0,2931	-	-	-	-	-
	UNCONFINED COMPRESSION TEST													
	Undisturbed Compressive Strength (Quu)	kg/cm²	0,246	0,303	-	-	-	-	0,797	-	-	-	-	-
	Sensitivity (ST)		1,195	1,031	-	-	-	-	1,284	-	-	-	-	-
	DIRECT SHEAR TEST													
	Cohesion (c)	kg/cm²	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Friction Angle (ϕ)	(deg)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tangerang, Juli 2024
Penanggung Jawab

Bambang Suharyadi, ST. MT.
Direktur PT Tunas Lima Warna

Gambar L-1. 3 Data Laboratorium

LAMPIRAN 2: Data Hasil Pengujian PDA



PT. MULTI GEOTEKNIK INDONESIA
Specialist Geotechnical Testing, Consultancy & Engineering
Citra Lake Sawangan, Ruko Victoria Avenue Blok D.01 No. 07
Kel. Kedaung, Kec. Sawangan, Depok, Jawa Barat - Indonesia 16516
021-7539064 / 0813-1548-2808 multigeoteknik.indonesia@gmail.com

Tabel 3. Data dan Hasil Pengujian Dinamis Tiang

Data Tiang & *Hammer*				
Nomor Tiang	**BP32**	**BP50**	**BP110**	**BP126**
Tanggal Uji	23/05/25	08/05/25	08/05/25	23/05/25
Jenis Tiang	Bor	Bor	Bor	Bor
Diameter Tiang [mm]	800	800	800	800
Total Panjang Tiang [m]	8,0	10,0	10,0	8,0
Panjang Tiang dibawah Sensor [m]	6,8	9,1	9,1	6,8
Panjang Tiang Tertanam [m]	6,7	9,0	9,0	6,5
Jenis Hammer	Drop hammer	Drop hammer	Drop hammer	Drop hammer
Berat Hammer [ton]	3,5	3,5	3,5	3,5
Daya Dukung Ultimate [ton]	320,0	320,0	320,0	320,0
Pengukuran Data *(Case Method)*				
RMX – Pile Capacity [ton]	**341**	**396**	**357**	**325**
FMX – Max. Compression Force [ton]	367	352	315	467
EMX – Max. Transferred Energy [ton.m]	1,57	1,34	1,23	2,81
CSX – Max. Compression Stress [Mpa]	7,3	7,0	6,3	9,3
TSX – Max. Tension Stress [Mpa]	2,5	1,7	1,6	0,4
DMX – Max. Displacement [mm]	5,5	5,0	5,2	7,8
DFN – Final Displacement [mm]	0,1	1,6	3,6	0,8
BTA – Pile Integrity Value [%]	100	100	100	100
Hasil *(CAPWAP)*				
Daya Dukung Tiang (Ru) [ton]	**341,0**	**396,0**	**357,0**	**325,0**
Lengketan (Rs) [ton]	94,0	118,0	106,0	91,0
Tahanan Ujung (Rb) [ton]	247,0	278,0	251,0	234,0

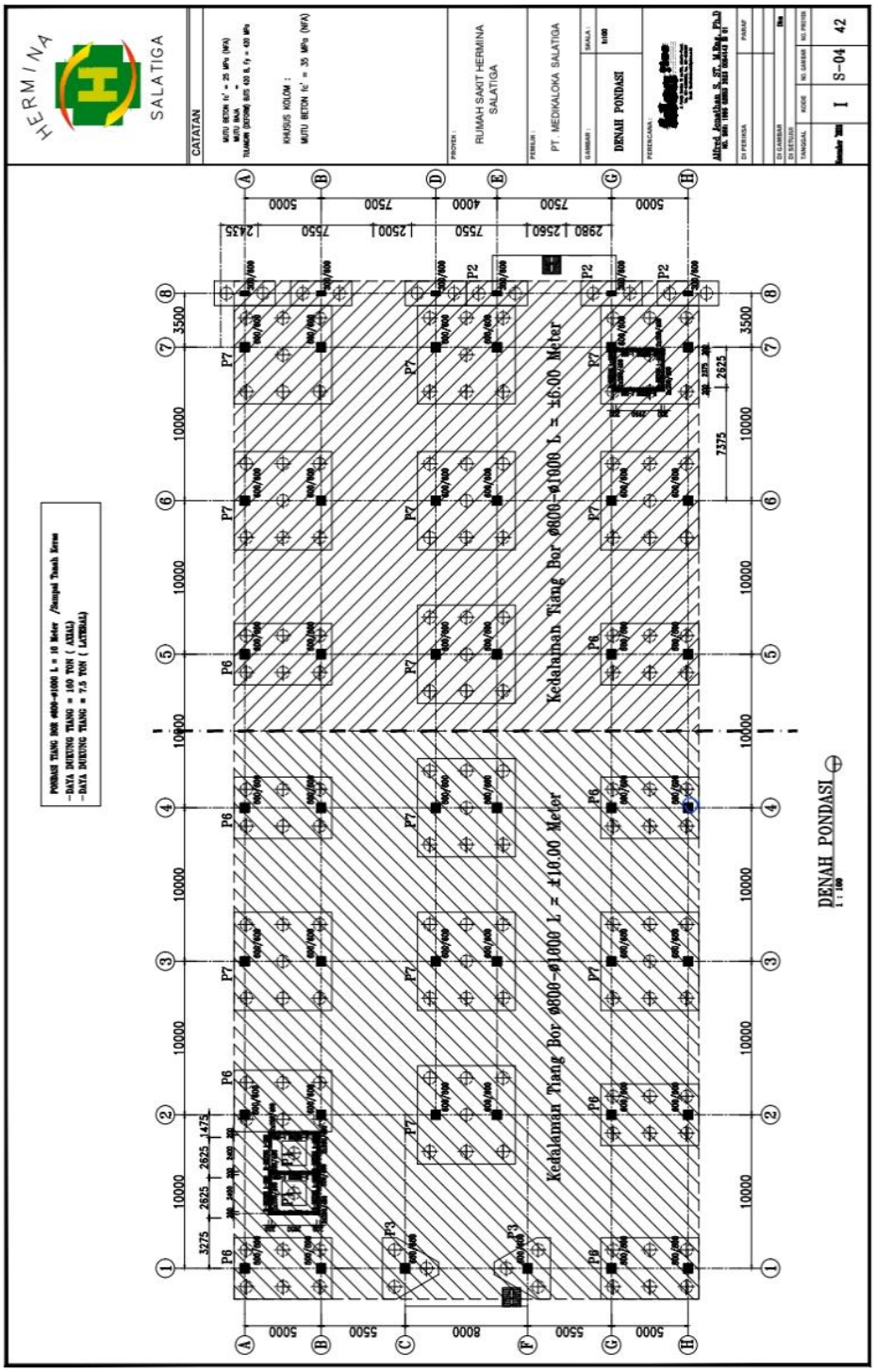
Catatan:
*) Hasil nilai RMX saat pengujian belum selesai diperiksa atau dianalisa dengan CAPWAP, sehingga masih mungkin terdapat perubahan atau koreksi nilai daya dukung tiang. Karena analisis CAPWAP lebih akurat, maka besarnya daya dukung yang direkomendasikan adalah daya dukung yang diperoleh dari hasil analisis CAPWAP.

Specialist Geotechnical Testing, Consultancy & Engineering
| Pile Testing | Dynamic: (PDA Test - PIT Test - CSL) Test | Static: (Axial Compressive - Tensile - Lateral) Test | Drop Hammer | Soil Investigation | Boring | Sondir | CBR Test | Sand Cone Test |

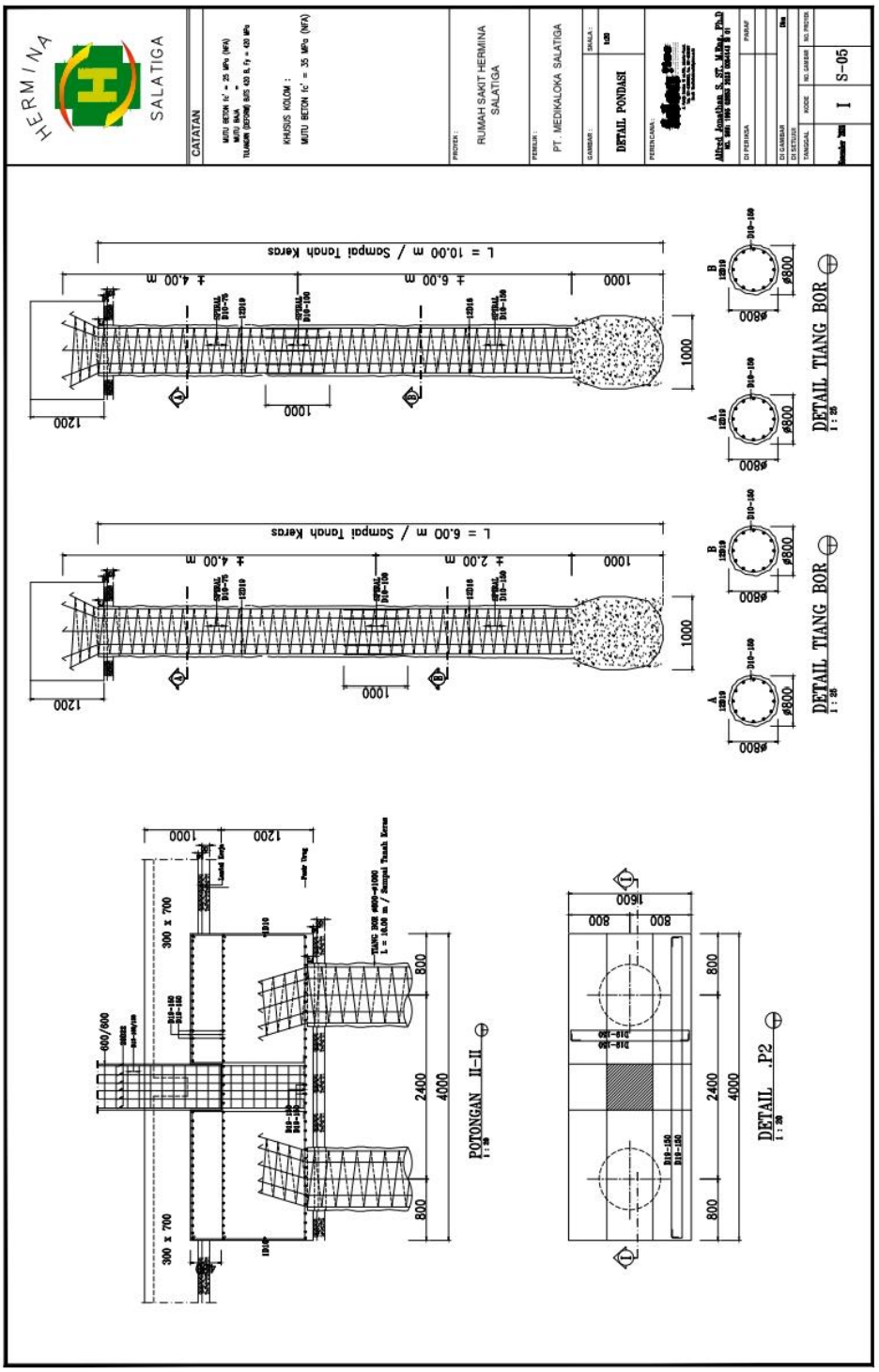
6

Gambar L-2. 1 Data Hasil Pengujian PDA

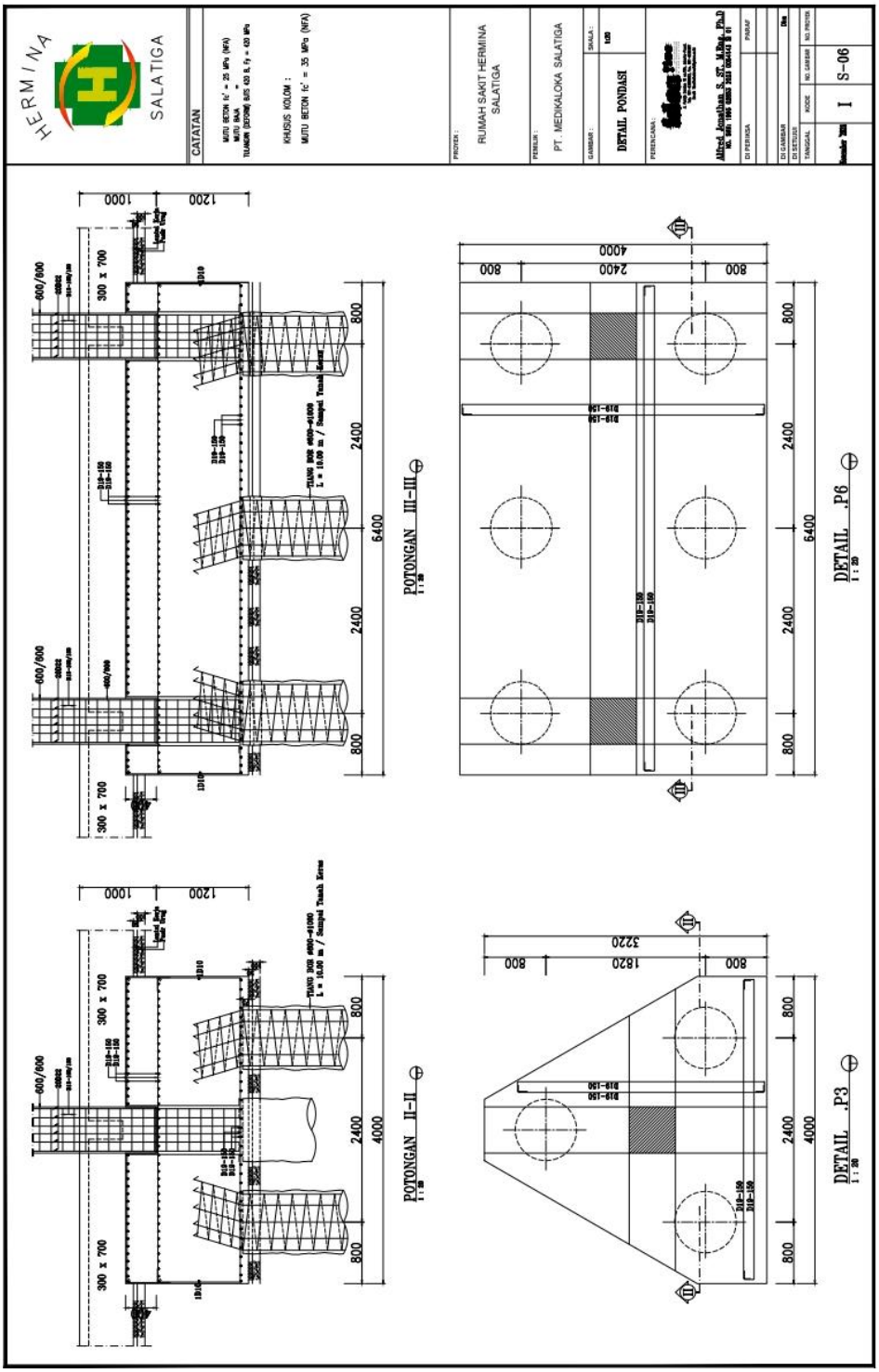
LAMPIRAN 3: Gambar Kerja Proyek



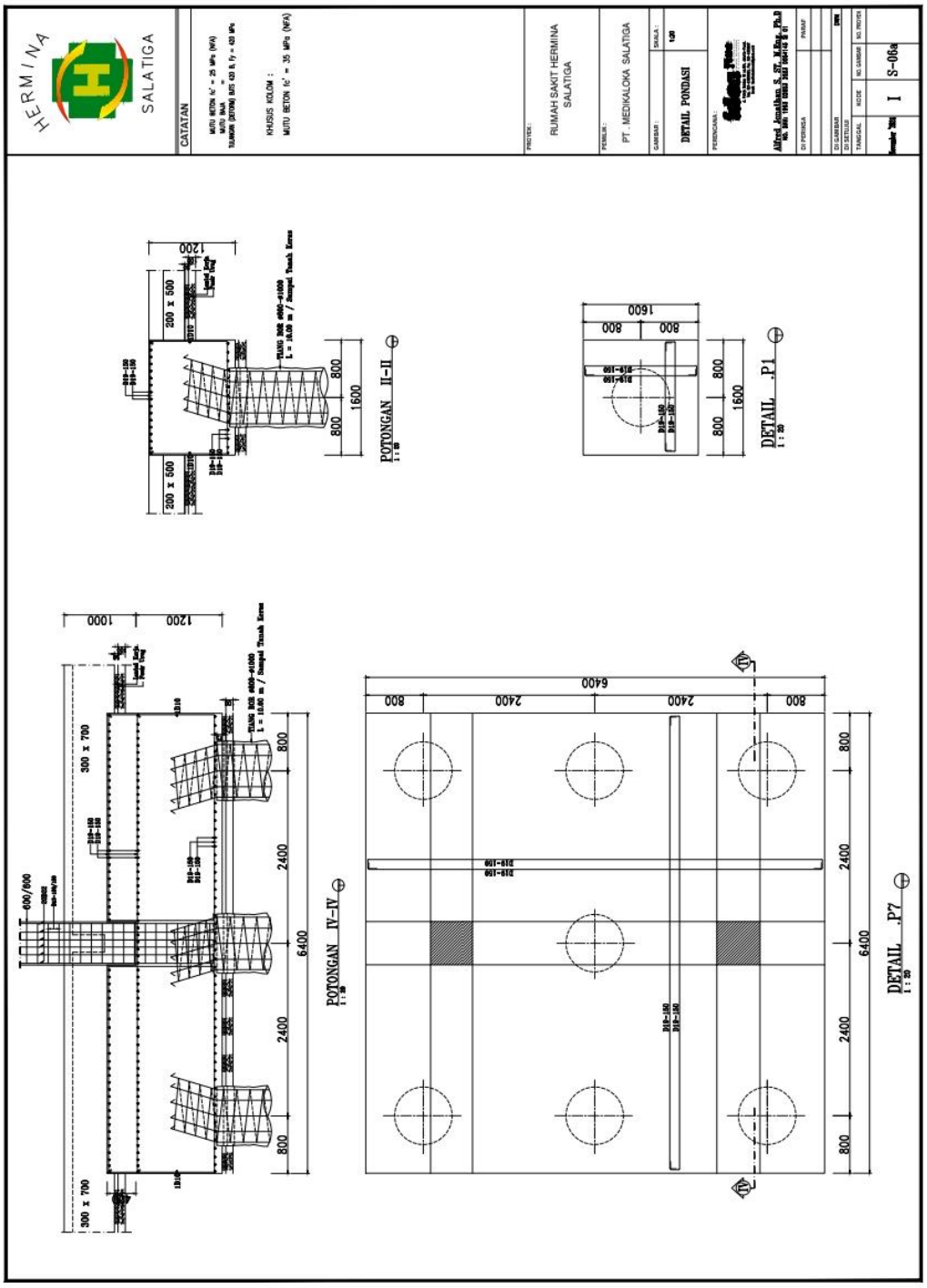
Gambar L-3. 1 Denah Pondasi



Gambar L-3. 2 Detail P2



Gambar L-3. 3 Detail P3 dan P6



Gambar L-3. 4 Detail P7