

TUGAS AKHIR

ANALISIS DAYA DUKUNG TANAH PADA PONDASI JEMBATAN FLY OVER PIER 12

(ANALYSIS OF SOIL BEARING CAPACITY ON THE FOUNDATION OF THE FLY OVER BRIDGE PIER 12)

(Studi Kasus : Proyek Pembangunan Elevated Jalur Ganda KA Solo – Semarang
Fase 1)

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



Rini Sulistiawati

19511134

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2023**

TUGAS AKHIR

ANALISIS DAYA DUKUNG TANAH PADA PONDASI JEMBATAN FLY OVER PIER 12

(ANALYSIS OF SOIL BEARING CAPACITY ON THE FOUNDATION OF THE FLY OVER BRIDGE PIER 12)

(Studi Kasus : Proyek Pembangunan Elevated Jalur Ganda KA Solo – Semarang
Fase 1)

Disusun oleh



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

Diuji pada tanggal 9 Januari 2024

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

Muhammad Rifqi A. S.T., M.Eng.
NIK : 135111101

Penguji I

Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.
NIK : 215111305

Penguji II

Hanindya Kusuma A. S.T., M.T.
NIK : 045110407

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



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

25/01/2024

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk memenuhi salah satu Persyaratan pada Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 25 Januari 2024

Yang membuat pernyataan,



KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Analisis Daya Dukung Tanah Pada Pondasi Jembatan Fly Over Pier 12 . Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

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

1. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T.,M.T., Ph.D(Eng), IPM. Selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta,
2. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak,S.T.,M.Eng. selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir, terima kasih atas bimbingan, nasihat, dan dukungan yang diberikan dalam proses penyelesaian Laporan Tugas Akhir,
3. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. dan Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. selaku Dosen Penguji Tugas Akhir atas saran dan nasihat yang diberikan kepada penulis,
4. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia yang telah memberikan ilmu semasa kuliah,
5. PT.Rayakonsult yang telah memberikan data-data Proyek Pembangunan Elevated Jalur Ganda KA Solo-Semarang Fase 1,
6. Bapak Legiman dan Ibu Kadariah sebagai orangtua yang telah memberikan doa, semangat, motivasi, dan dorongan dalam mengerjakan Tugas Akhir ini,
7. Kakak Perempuan saya Riana Sumawardhani, Kakak Ipar saya Najar Rigawanto, Keponakan saya Najwa Abdilla Zanidah dan Najmi Khaira Zahiya yang telah memberikan semangat dalam mengerjakan Tugas Akhir ini,

8. Teman-teman saya Andien Salsabila Zahra, Anisya Meilania, Nathania Nastiti Nur Utari yang telah menemani, menyemangati dan menjadi tempat berkeluh kesah selama mengerjakan Tugas Akhir ini,
9. Teman-teman saya Isnaeni Adi Saputri, Retno Yulianti, Salsabila Raudlotul Jannah, Raisha Qhibtyah Sagraan, Herjuno Jatiko, Tegar Fadhillah yang telah memberikan semangat dan dukungan sehingga terselesaikannya Tugas Akhir ini,
10. Teman-teman kontrakan saya yang selalu menemani dari masa perkuliahan hingga penyelesaian Tugas Akhir ini,
11. Semua *coffeshop* dijogja yang telah memberikan tempat yang nyaman untuk saya dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini,
12. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu persatu yang telah banyak membantu memberikan pemikiran demi kelancaran dan keberhasilan Tugas Akhir ini,
13. Terakhir untuk Rini Sulistiawati, *last but not least*, ya! diri saya sendiri. Apresiasi sebesar-besarnya karena telah bertanggung jawab untuk menyelesaikan apa yang telah di mulai. Terima kasih karena terus berusaha dan tidak menyerah, serta senantiasa menikmati setiap proses yang bisa di bilang tidak mudah. Terima kasih sudah bertahan.
Akhirnya Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 25 Januari 2024

Penulis,



DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	ii
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR LAMPIRAN	xv
DAFTAR NOTASI	xvi
ABSTRAK	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Umum	5
2.2 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang	5
2.3 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor	6
2.4 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang	7
2.5 Kapasitas Dukung Pondasi Dengan Metode Reese & Wright	8
2.6 Kapasitas Dukung Pondasi Dengan Metode Meyerhorf	8
2.7 Pengaruh Dimensi Terhadap Kapasitas Dukung Dan Penurunan	9
2.8 Pengaruh Jumlah Tiang Terhadap Efisiensi	9
2.9 Perbandingan Penelitian Terdahulu	10
BAB III LANDASAN TEORI	15
3.1 Tanah	15
3.2 Penyelidikan Tanah	15

3.3 Pondasi Tiang Bor	16
3.4 Kapasitas Dukung Tiang Bor	16
3.4.1 Daya Dukung Aksial	18
3.4.2 Daya Dukung Lateral Akibat Beban Lateral	25
3.4.3 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	33
3.4.4 Efisiensi Bored Pile	35
3.5 Penurunan Pada Pondasi Tiang Bor	36
3.5.1 Penurunan pada tiang tunggal	36
3.5.2 Penurunan pada tiang kelompok (Vesic, 1977)	37
3.6 Defleksi Pada Pondasi Tiang Bor	37
3.7 Pembebanan	38
BAB IV METODE PENELITIAN	49
4.1 Metode Penelitian	49
4.2 Studi Pustaka	49
4.3 Pengumpulan Data	49
4.4 Analisis Pondasi Bored Pile	50
4.5 Langkah Penelitian dan Bagan Alir	50
BAB V PEMBAHASAN	52
5.1 Data Jembatan	52
5.1.1 Data Umum	52
5.1.2 Spesifikasi Material	53
5.1.3 Denah Jembatan	53
5.2 Analisis Pembebanan Jembatan	55
5.2.1 Berat Sendiri (MS)	55
5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)	56
5.3 Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan	57
5.4 Data Karakteristik Tanah	61
5.5 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal Berdasarkan Metode Reese & Wright (1989)	64
5.5.1 Analisis Berdasarkan Kondisi <i>Existing</i>	65
5.5.2 Analisis Berdasarkan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m	66

5.5.3 Analisis Berdasarkan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m	67
5.6 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal Berdasarkan Metode Meyerhorff (1976)	69
5.6.1 Analisis Berdasarkan Kondisi <i>Existing</i>	69
5.6.2 Analisis Berdasarkan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m	71
5.6.3 Analisis Berdasarkan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m	73
5.7 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Kelompok	75
5.7.1 Analisis Tiang Kelompok Berdasarkan Metode Reese & Wright	76
5.7.1.1 Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi <i>Existing</i>	76
5.7.1.2 Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m	76
5.7.1.3 Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m	77
5.7.2 Analisis Tiang Kelompok Berdasarkan Metode Meyerhorff	78
5.7.2.1 Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi <i>Existing</i>	78
5.7.2.2 Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m	78
5.7.2.3 Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m	79
5.7.3 Analisis Distribusi Beban Ke Tiap Tiang Bor	80
5.7.3.1 Tiang Kelompok Menggunakan Metode Reese & Wright	80
5.7.3.2 Tiang Kelompok Menggunakan Metode Meyerhorff	87
5.7.4 Analisis Kekuatan Tiang Bor	96
5.7.4.1 Metode Reese & Wright	96
5.7.4.2 Meyerhorff	98
5.7.5 Daya Dukung Lateral	100
5.7.5.1 Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral	102
5.8 Analisis Penurunan Tiang Bor	105
5.8.1 Analisis Perhitungan Tiang Tunggal Dengan Kondisi <i>Existing</i>	105

5.8.2 Analisis Perhitungan Tiang Tunggal Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m	105
5.8.3 Analisis Perhitungan Tiang Tunggal Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m	106
5.8.4 Analisis Penurunan Tiang Kelompok Dengan Kondisi <i>Existing</i>	106
5.8.5 Analisis Penurunan Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m	107
5.8.6 Analisis Penurunan Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m	107
5.9 Defleksi	108
5.10 Pembahasan	108
5.10.1 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang	109
5.10.2 Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	110
5.10.3 Penurunan Pondasi Tiang Bor	112
5.10.4 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor Terhadap Beban Lateral	112
5.10.5 Defleksi Tiang Bor	113
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	115
6.1 Kesimpulan	115
6.2 Saran	116
DAFTAR PUSTAKA	117
LAMPIRAN	119

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu	11
Tabel 3.1 Penentuan Nilai K untuk Tiang Bor	25
Tabel 3.2 Koefisien Pondasi Tiang Pada Tanah Granuler	32
Tabel 3.3 Nilai-nilai n_h untuk tanah granuler ($c = 0$)	38
Tabel 3.4 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x	43
Tabel 3.5 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Perioda Yang Dihitung	44
Tabel 3.6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung	45
Tabel 3.7 Faktor Keutamaan (I) untuk Berbagai Kategori Bangunan	46
Tabel 5.1 Berat Struktur Jembatan	56
Tabel 5.2 Perhitungan Beban Mati Tambahan	56
Tabel 5.3 Rekapitulasi Pembebanan Jembatan	57
Tabel 5.4 Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan	57
Tabel 5.5 Kombinasi Kuat I	58
Tabel 5.6 Kombinasi Kuat II	58
Tabel 5.7 Kombinasi Kuat III	58
Tabel 5.8 Kombinasi Kuat IV	59
Tabel 5.9 Kombinasi Kuat V	59
Tabel 5.10 Kombinasi Layan I	59
Tabel 5.11 Kombinasi Layan III	60
Tabel 5.12 Kombinasi Layan IV	60
Tabel 5.13 Kombinasi Ekstrem I	60
Tabel 5.14 Hasil Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Jembatan	61
Tabel 5.15 Hasil Pengujian Laboratorium Titik BH-15	62
Tabel 5.16 Nilai N' (koreksi) di Titik BH-15	62
Tabel 5.17 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah BH-15	63
Tabel 5.18 Nilai Tahanan Gesek (Q_s)	65
Tabel 5.19 Nilai Tahanan Gesek (Q_s)	67
Tabel 5.20 Nilai Tahanan Gesek (Q_s)	68

Tabel 5.21 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Metode Reese & Wright	69
Tabel 5.22 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Qs)	70
Tabel 5.23 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Qs)	72
Tabel 5.24 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Qs)	74
Tabel 5.25 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Metode Meyerhorff	75
Tabel 5.26 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Dan Momen	75
Tabel 5.27 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Existing	82
Tabel 5.28 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3	84
Tabel 5.29 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,8	87
Tabel 5.30 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Existing	89
Tabel 5.31 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m	92
Tabel 5.32 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m	94
Tabel 5.33 Rekapitulasi Hasil Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor Metode Reese & Wright	95
Tabel 5.34 Rekapitulasi Hasil Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor Metode Mayerhof	95
Tabel 5.35 Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Dengan Metode Reese & Wright	98
Tabel 5.36 Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Dengan Metode Meyerhorff	100
Tabel 5.37 Diagram Tekanan Tanah Pasif Efektif	101
Tabel 5.38 Diagram Tekanan Tanah Pasif Efektif	101
Tabel 5.39 Gaya Lateral Pada Tiang Bor	103
Tabel 5.40 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang	103

Tabel 5.41 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Metode Reese & Wright	104
Tabel 5.42 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Metode Meyerhorff	104
Tabel 5.43 Hasil Rekapitulasi Penurunan Tiang	108
Tabel 5.44 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal	109
Tabel 5.45 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	110
Tabel 5.46 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang	112
Tabel 5.47 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Tiang Terhadap Beban Lateral	113
Tabel 5.48 Rekapitulasi Hasil Kontrol Defleksi Tiang	113

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Penentuan Nilai Tahanan Ujung Ultimit Berdasarkan Nilai N-SPT	19
Gambar 3.2 Penentuan Nilai Tahanan Gesek Ultimit Berdasarkan Nilai N-SPT	20
Gambar 3.3 Faktor Daya Dukung Ujung N_c^* dan N_q^*	24
Gambar 3.4 Definisi Tiang Ujung Jepit Dan Ujung Bebas (McNulty, 1956)	26
Gambar 3.5 Grafik Tahanan Lateral Ultimit Tiang Dalam Tanah Granuler (Broms, 1964)	28
Gambar 3.6 Tiang ujung jepit dalam tanah granuler (Broms, 1964)	30
Gambar 3.7 Grafik Koefisien C_y dan C_m Pondasi Tiang	33
Gambar 3.8 Efisiensi Kelompok Tiang	34
Gambar 3.10 Ilustrasi Beban Yang Bekerja Pada Abutment	39
Gambar 3.11 Contoh Perletakan Pada Abutment Jembatan	39
Gambar 3.12 Ilustrasi Beban Berjalan Pada Perletakan Dan Abutment	40
Gambar 3.13 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (S_s)	46
Gambar 3.14 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada 1 Detik (S_1)	47
Gambar 4.1 Lokasi Proyek	50
Gambar 4.2 Bagan Alir Metode Penelitian	51
Gambar 5.1 Pier 12 Yang Ditinjau	54
Gambar 5.2 Denah Tulangan Pilecap P12	54
Gambar 5.3 Tulangan Pier12	55
Gambar 5.4 Gaya Yang Terjadi Pada Pembebanan Pier 12	61
Gambar 5.5 Susunan Tiang Bor Diameter 1,5 m	81
Gambar 5.6 Susunan Tiang Bor Diameter 1,3 m	83
Gambar 5.7 Susunan Tiang Bor Dimensi 1,8 m	86
Gambar 5.8 Susunan Tiang Bor 1,5 m	88
Gambar 5.9 Susunan Tiang Bor Diameter 1,3 m	90
Gambar 5.10 Susunan Tiang Bor Diameter 1,8 m	93

Gambar 5.11 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal	109
Gambar 5.12 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	111

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Data <i>Standart Penetration Test</i> (SPT)	120
Lampiran 2	Data Laboratorium	122
Lampiran 3	<i>Shopdrawing Proyek</i>	124

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

A	= luas penampang tiang bor (m^2)
Ab	= luas penampang <i>pile</i> (m^2)
Ap	= luas penampang tiang (m^2)
A_b	= luas bidang samping jembatan (m^2)
c	= kohesi
C_u	= kohesi tanah pada kondisi <i>undrained</i> (kg/cm^2)
C_w	= koefisien seret
D	= diameter tiang.
E	= modulus elastis tiang
Eb	= modulus elastisitas tanah didasar tiang.
Es	= modulus elastisitas disekitar tiang
Ec	= modulus elastis beton (kPa)
Eg	= efisiensi kelompok tiang
e	= jarak titik beban ke muka tanah (cm)
Ep	= modulus elastis tiang (kg/cm^2)
f	= gesekan selimut tiang per satuan luas (t/m^2)
f	= letak momen maksimum dilintang nol (cm)
g	= percepatan gravitasi ($9,8 m/dt^2$)
Hu	= gaya lateral ultimit (kg)
h	= tinggi struktur (m)
Ic	= momen inersia (m^4)
I	= momen inersia tiang
Io	= faktor pengaruh penurunan tiang yang tidak mudah mampat mampat
Ip	= inersia penampang tiang (cm^4)
K	= modulus tanah ($k_1/1,5$)
k	= keliling tiang (m)
k_1	= modulus reaksi subgrade Terzaghi

Kh	= modulus subgrade lateral (kg/cm^3)
Kp	= kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)
L	= panjang tiang bor (m)
m	= jumlah baris tiang
Mmax	= momen maksimum tiang ($\text{kg}\cdot\text{cm}$)
n	= jumlah tiang dalam satu baris
N'	= nilai rata-rata N-SPT terkoreksi sepanjang tiang
Nb'	= nilai N-SPT terkoreksi ujung bawah tiang
p	= keliling penampang tiang (m)
P_{MS}	= berat sendiri (kN)
P_{MA}	= berat mati tambahan (kN)
Po'	= tegangan efektif (kN/m^2)
Q	= beban yang bekerja (kN)
Qultimit	= daya dukung ultimit tiang (ton)
Qb	= daya dukung ultimit ujung tiang (ton)
Qs	= daya dukung ultimit selimut tiang (ton)
qp	= tahanan ujung persatuan luas (ton/m^2)
qn	= tekanan netto pada pondasi (P/A)
Qall	= kapasitas daya dukung tiang (kN)
Rb	= faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung
Rk	= faktor koreksi kemudahan mampatan tiang
Rh	= faktor koreksi ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras
$R\mu$	= faktor koreksi angka <i>poisson</i> μ
S	= jarak pusat ke pusat tiang
S	= penurunan total kepala tiang (m)
Si	= penurunan segera (m)
Sc	= penurunan konsolidasi
SF	= faktor aman
t	= tebal lapisan tanah (m)
T	= waktu getar struktur (detik)

T_{EW}	= gaya angin (kN)
V_W	= kecepatan angin rencana (m/detik)
W_s	= berat volume tanah
α	= faktor adhesi (diambil 0,55)
θ	= $\tan^{-1}(d/s)$
β	= koefisien untuk tanah kohesif
φ	= sudut gesek dalam
μ_i	= faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H
μ_o	= faktor koreksi untuk kedalaman pondasi Df

ABSTRAK

Proyek Pembangunan *Elevated* Jalur Ganda Kereta Api Solo Balapan – Kalioso Fase 1 merupakan proyek konstruksi *Elevated* Jalur Ganda Kereta Api yang bertujuan untuk meningkatkan kualitas perkeretaapian di Indonesia sesuai dengan Kegiatan Rencana Strategis Tahun 2020-2024 yang sedang dilaksanakan oleh Kementerian Perhubungan Direktorat Jenderal Perkeretaapian. Proyek ini dibangun di ruas Kadipiro – Solo Balapan yang bersimpangan sebidang pada Simpang 7 Joglo yang merupakan simpang terpadat di Kota Surakarta, yang menghubungkan 7 arah tujuan dan jalur kereta api.

Pada penelitian ini terdapat 89 titik bor yang terbagi kedalam 4 titik pilar, yaitu P9, P10, P11 dan P12. Masing-masing titik pilar memiliki kedalaman borepile yang berbeda yakni pada P9 sedalam 22 m, P10 sedalam 43 m, P11 sedalam 42 m, dan P12 sedalam 26 m. Kapasitas dukung tiang diteliti dengan menggunakan variasi dimensi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m. Analisis kapasitas dukung aksial menggunakan metode Reese & Wright dan metode Meyerhorff. Analisis kapasitas dukung lateral menggunakan metode Broms dan Reese & Matlock yang bertujuan untuk mengetahui seberapa besar pengaruh variasi dimensi terhadap kapasitas dukung tiang bor.

Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang bor metode Reese & Wright diameter 1,3 m, 1,5 m, 1,8 m (kedalaman tiang 26 m), diperoleh masing-masing sebesar 159867 kN, 17042 kN, 153729 kN lebih besar dari $P = 78503,60$ kN. Untuk metode Meyerhorff dengan diameter 1,3 m, 1,5 m, 1,8 m (kedalaman 26 m), diperoleh masing-masing sebesar 176954 kN, 182367 kN, 176574 kN lebih besar dari $P = 78503,60$ kN. Metode Meyerhorff berdasarkan data laboratorium sebesar 16166,7 kN, 15509,2 kN, 12199,7 kN lebih besar dari $P = 78503,60$ kN, maka pondasi aman untuk digunakan. Kapasitas dukung lateral Metode Broms diperoleh nilai masing-masing sebesar 815,021 kN, 706,899 kN, 635,619 kN, Metode Reese & Matlock diperoleh nilai masing-masing sebesar 508,395 kN, 706,899 kN, 762,743 kN, nilai kapasitas lateral memenuhi syarat dengan defleksi izin berkisar anatar 6 mm – 18 mm.

Kata Kunci : Pondasi tiang, Kapasitas dukung aksial, Kapasitas dukung lateral, Penurunan

ABSTRACT

The Solo Balapan - Kalioso Elevated Double Track Railway Construction Project Phase I is an Elevated Double Track Railway construction project which aims to improve the quality of railways in Indonesia in accordance with the 2020-2024 Strategic Plan Activities which are being implemented by the Ministry of Transportation, Directorate General of Railways. This project was built on the Kadipiro - Solo Balapan section which intersects at Simpang 7 Joglo which is the busiest intersection in the city of Surakarta, which connects 7 destinations and the railway line.

In this study there were 89 drill points which were divided into 4 pillar points, namely P9, P10, P11 and P12. Each pillar point has a different borepile depth, namely at P9 22 m deep, P10 43 m deep, P11 42 m deep, and P12 26 m deep. The bearing capacity of the pile was studied using variations in dimensions of 1.3 m, 1.5 m, and 1.8 m. Axial bearing capacity analysis uses the Reese & Wright method and the Meyerhorff method. Lateral bearing capacity analysis uses the Broms and Reese & Matlock method which aims to determine how much influence dimensional variations have on the bearing capacity of bored piles.

The results of the analysis of the bearing capacity of a group of drilled piles using the Reese & Wright method, diameter 1.3 m, 1.5 m, 1.8 m (pile depth 26 m), were obtained respectively at 159867 kN, 17042 kN, 153729 kN greater than $P = 78503.60$ kN. For the Meyerhorff method with diameters of 1.3 m, 1.5 m, 1.8 m (depth 26 m), the respective results obtained are 176954 kN, 182367 kN, 176574 kN greater than $P = 78503.60$ kN. The Meyerhorff method is based on laboratory data of 16166.7 kN, 15509.2 kN, 12199.7 kN is greater than $P = 78503.60$ kN, then the foundation is safe to use. The lateral bearing capacity of the Broms method obtained values of 815,021 kN, 706,899 kN, 635,619 kN respectively, the Reese & Matlock method obtained values of 508,395 kN, 706,899 kN, 762,743 kN respectively, the lateral capacity values meet the requirements with a permissible deflection ranging between 6 mm – 18 mm.

Keywords : *Pile foundation, Axial bearing capacity, Lateral bearing capacity, settlement*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pada sebuah pekerjaan pembangunan terdapat pekerjaan yang paling penting dilakukan yaitu pondasi. Dalam penyelenggaraan pembangunan hal yang utama diupayakan ialah tugas struktur bawah maupun pekerjaan pondasi. Pondasi selaku figure yang elemen paling bawah mempunyai keuntukan utama yakni mendistribusikan beban yang berasal dari atas yang diperoleh dasar tanah yang kokoh untuk menopang beban secara seimbang dan tidak terjadi kemerosotan (*Bowles, 1997*).

Dalam pengerjaan pekerjaan pondasi terdapat beberapa perkara yang butuh diperhatikan untuk merancang jenis pondasi yang hendak digunakan yakni dengan mengamati keadaan tanah di lokasi yang akan dibangun pondasi pada proyek dan lingkungan sekitar.

Secara umum pondasi sebagai struktur bawah terdiri dari dua jenis yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Jenis pondasi dangkal tidak membutuhkan galian tanah terlalu dalam karena lapisan tanah dangkal sudah cukup keras, biasanya digunakan pada konstruksi yang mempunyai beban ringan dengan kondisi tanah cukup baik, misalnya pada bangunan rumah sederhana. Untuk jenis pondasi dalam dibutuhkan pengeboran atau pemancangan dalam dikarenakan lapisan tanah yang mempunyai beban berat seperti jembatan, dan sebagainya.

Pilar adalah komponen struktur jembatan yang terletak diantara kedua kepala jembatan yang berfungsi untuk memikul seluruh beban pada ujung-ujung bentang dan gaya-gaya yang lainnya serta meneruskannya ke pondasi. Pilar tidak hanya bisa digunakan pada jembatan pendek tetapi juga bisa digunakan pada jembatan bentang panjang. Pilar atau pier pada sebuah konstruksi jembatan memiliki beberapa bagian yaitu *pier head* atau kepala pilar dan badan pilar. Kepala pilar atau *pier head* memiliki fungsi sebagai pemikul ujung perletakan jembatan, antar girder atau gelagar dan *bearing pad* atau *elastomer* sebagai dampalan girder

ke *pier head*. Sedangkan badan pilar adalah kolom atau dinding pada bagian pilar jembatan yang berfungsi meneruskan gaya *pier head* ke pondasi.

Penyelidikan karakteristik atau jenis tanah di lapangan perlu dilakukan, setelah dilakukan penyelidikan serta analisis karakteristik jenis tanah dan analisis struktur atas, hasil yang diperoleh jenis tanah di lapangan adalah tanah pasir. Hasil penyelidikan dan analisis tersebut pada Pembangunan Jembatan Jalur Ganda KA Solo – Semarang Fase 1 digunakan pondasi tiang bor. Maka dari itu Penulis ingin menganalisis atau perencanaan ulang pondasi menggunakan tiang bor yang berbeda dengan yang digunakan jenis pondasi di lapangan yaitu *bored pile*. Hal lain yang menjadi alasan atau dasar pertimbangan penulis untuk menggunakan jenis tiang bor adalah tidak ada resiko kenaikan muka tanah, kedalaman tiang dapat di variasikan, tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium, tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang dalam, dengan diameter besar, dan dapat dilakukan pembesaran diujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau batu lunak, dan penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan.

Berdasarkan uraian diatas, peneliti tertarik untuk melakukan penelitian tentang “Analisis Daya Dukung Tanah Pada Pondasi Jembatan Fly Over Pier 12” pada Jembatan Jalur Ganda *Elevated* KA Solo – Semarang Fase 1 dengan panjang total 2,6 km dan panjang bentang 270 m, terdiri atas 4 buah pilar, lebar jembatan 14 m, tinggi jembatan 30 m, jenis jembatan atas memakai pelengkung rangka baja komposit, dan jenis pondasi borepile diameter 1,5 m.

1.2 Rumusan Masalah

Berikut ialah rumusan masalah berlandaskan latar belakang diatas mampu dipaparkan yakni :

1. bagaimana kapasitas dukung tiang tunggal?
2. bagaimana kapasitas dukung tiang kelompok?
3. bagaimana kondisi penurunan tiang tunggal dan kelompok?
4. bagaimana kapasitas dukung pondasi tiang tunggal dengan variasi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m?

5. bagaimana kapasitas dukung pada pondasi tiang kelompok dengan variasi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m?
6. bagaimana penurunan dan efisiensi yang terjadi pada pondasi tiang tunggal dan tiang kelompok dengan variasi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang sudah dipaparkan diatas, maka maksud dari dilaksanakannya penelitian mampu dijabarkan, yakni :

1. Mengetahui nilai kapasitas dukung tiang tunggal eksisting.
2. Mengetahui kapasitas dukung tiang kelompok eksisting.
3. Mengetahui kondisi penurunan tiang tunggal dan kelompok.
4. Mengetahui kapasitas dukung pondasi tiang tunggal dengan variasi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m.
5. Mengetahui kapasitas dukung pada pondasi tiang kelompok dengan variasi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m.
6. Mengetahui penurunan dan efisiensi yang terjadi pada pondasi tiang tunggal dan tiang kelompok dengan variasi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m.

1.4 Manfaat Penelitian

Tujuan dilaksanakan penelitian ini ialah agar mampu menjadi bahan referensi untuk me-redesign kembali sebuah pondasi dan juga sebagai pemahaman pada daya dukung pondasi bored pile dalam menopang beban aksial maupun beban lateral yang ada.

1.5 Batasan Penelitian

Berikut ialah batasan penelitian sebagai acuan untuk mendapati maksud penelitian yakni :

1. Lokasi penelitian yakni Jembatan pada Proyek Pembangunan Elevated Jalur Ganda KA Solo Balapan – Semarang Fase 1.
2. Jenis pondasi yang digunakan pada lokasi penelitian adalah *bore pile*.
3. Perhitungan dilakukan dengan program *Ms.Excel*.

4. Diameter yang digunakan pada lokasi penelitian adalah 1,5 m.
5. Diameter yang digunakan oleh Penulis dalam menganalisis adalah 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m.
6. Aturan beban gravitasi bagi penataan perencanaan ketahanan gempa struktur gedung dan non gedung menguntukan SNI 03-1726-2012.
7. Pondasi tiang bor yang diperhitungkan berupa daya dukung aksial, daya dukung lateral, penurunan, dan defleksi yang terjadi.
8. Analisis kapasitas pondasi menggunakan metode *Reese & Wright* dan Metode *Meyerhorf*, sedangkan kapasitas lateral menggunakan metode *Broms* dan metode *Reese and Matlock*.
9. *Safety factor* (angka aman) yang digunakan pada lokasi penelitian adalah 2,5.
11. PM 60 Tahun 2012. Peraturan Menteri Perhubungan Republik Indonesia Tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api.
12. Standar pembebanan yang digunakan mengacu pada Standar Pembebanan Jembatan SNI 1725-2016.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pondasi *bore pile* ialah tipe pondasi yang berbentuk tabung yang berperan melanjutkan beban struktur konstruksi di atasnya ke pada muka tanah hingga tanah keras. Pondasi *bore pile* mempunyai keuntungan yang serupa dengan pondasi tiang pancang atau lainnya. Pondasi didesain supaya dapat membagikan dukung beban sampai kapasitas keamanan tertentu, tidak terkecuali menyokong beban maksimal yang bisa saja terjadi. Pemanfaatan pondasi selaku pondasi dari sebuah rancangan melalui kapasitas tanah yang memadai untuk menopang berat dari konstruksi dan semua beban tugas yang ada pada susunan melalui kedalaman lebih dari 8 meter berakar pada bidang tanah (Bowles, 1997).

2.2 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

Desrina (2021) melakukan penelitian terhadap Jembatan KA BH.38 di Baja Linggei yang ditujukan untuk melayani kebutuhan tertentu. Dalam penelitian melakukan perhitungan kapasitas daya dukung pondasi tiang dari hasil SPT, dan menghitung kapasitas daya dukung aksial kelompok tiang. Dari hasil perhitungan didapatkan kekuatan daya dukung tiang pada kedalaman 18 m sebesar 113,5796 ton. Daya dukung tiang kelompok dengan jumlah baris 5 dan kolom 3 maka jumlah tiang keseluruhan 15 buah di dapat sebesar 1691,768 ton. Apabila ditinjau dari hasil perhitungan tiang bor tunggal dengan tiang kelompok yang direncanakan masih berada pada zona aman.

Analisis kapasitas dukung pada tiang bor dilakukan dengan terlebih dahulu mengetahui data – data tanah, dimensi tiang, pile cap, jarak antara tiang, kedalaman pondasi, dan data pendukung seperti mutu beton. Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang bor dapat dibagi menjadi tiang dengan dukungan ujung (*end bearing pile*) dan tiang dengan gesekan sepanjang permukaan badan tiang (*friction pile*). Kapasitas tiang sepenuhnya ditentukan dari kapasitas ujung lapisan keras yang

berada dibawah ujung tiang. Sedangkan tiang dengan gesekan sepanjang badan adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dengan tanah sekitarnya. Kapasitas dukung tiang terdiri dari kapasitas dukung ujung tiang (Q_p) dan kapasitas dukung selimut tiang (Q_s).

2.3 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor

Hudoyo (2017), melakukan penelitian terhadap Proyek Apartemen Vivo Yogyakarta yang ditujukan sebagai tempat tinggal bagi para mahasiswa yang memutuskan belajar di Yogyakarta yang berada disekitar seturan. Dalam penelitiannya melakukan perhitungan terhadap kapasitas dukung tiang dan penurunan pada pondasi tiang bor. Metode yang digunakan untuk menghitung kapasitas dukung tiang yaitu metode berdasarkan data lapangan yang menggunakan data SPT, dan metode yang digunakan untuk menghitung penurunan pondasi yaitu Metode Vesic. Dari hasil perhitungan didapatkan besar kapasitas tiang bor pada diameter 0,6 m adalah 204,8 ton, nilai ini lebih besar dari beban yang harus ditumpu yaitu 173,77 ton sehingga dinilai aman, dan besar penurunan kelompok tiang adalah 0,026 m. Pada tiang bor diameter 1 m didapatkan kapasitas dukung adalah 652,3 ton, nilai ini lebih besar dari beban yang harus ditumpu yaitu 241,32 ton sehingga dinilai aman, dan besar penurunan kelompok tiang adalah 0,172 m.

Prillita (2022) melakukan penelitian terhadap Jembatan Kalasey untuk mencegah terjadinya kemacetan di ruas jalan pusat kota. Dalam penelitiannya menggunakan pengujian PDA-PAX kemudian di Analisa oleh CAPWAP (*case pile wave analysis program*), untuk perhitungan menggunakan metode Reese & Wright dari data tanah SPT. Dari hasil perhitungan pada abutment 2 berdasarkan data SPT untuk nilai kapasitas daya dukung ultimit (Q_u) didapatkan 979,73 ton, kapasitas dukung ijin tiang (Q_a) didapatkan 326,58 ton, kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) sebesar 2900 ton dan jumlah tiang yang mampu memikul beban atas jembatan sebanyak 4 tiang.

2.4 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang

Rahman (2020) melakukan penelitian proyek pembangunan prasarana dan sarana Kereta Api akses Solo Balapan – Adi Soemarno. Pada penelitian ini akan menganalisis daya dukung pondasi tiang pancang, secara umum pembuatan struktur jalur layang dilakukan dengan membangun *viaduct* yang tersambung dengan tiang kolom. *Viaduct* yaitu terdiri dari struktur pondasi, *pile cap*, *pier column*, *pierhead*, dan girder. Metode yang digunakan berdasarkan data uji SPT (Meyerhorff, Brom), data Sondir (Meyerhorff, Wesley 1977). Dari hasil perhitungan daya dukung ijin aksial tiang pada jembatan tipe I berdasarkan data SPT (kedalaman 8 m dari permukaan tanah) metode Meyerhorff, $Q_{ijin} = 1.869,38$ kN, metode Brom, $Q_{ijin} = 1.257,94$ kN. Dari data sondir (kedalaman 8 m permukaan tanah) metode Meyerhorff, $Q_{ijin} = 1.642,07$ kN, metode Wesley (1977) $Q_{ijin} = 1.613,79$ kN. Hasil perhitungan daya dukung ijin aksial tiang pada jembatan tipe III berdasarkan data SPT (kedalaman 14 m dari permukaan tanah) metode Meyerhorff, $Q_{ijin} = 1.887,41$ kN, metode Brom $Q_{ijin} = 1.893,87$ kN. Dari data sondir (kedalaman 8 m dari permukaan tanah) metode Meyerhorff, $Q_{ijin} = 1.073,85$ kN, metode Wesley (1977) $Q_{ijin} = 1.598,75$ kN.

Pondasi tiang pancang adalah bagian dari struktur bangunan yang memiliki fungsi untuk meneruskan beban struktur atas ke lapisan tanah keras dibawahnya. Tiang pancang bentuknya panjang, langsing dan memiliki ujung yang runcing. Bahan utama dari tiang pancang biasanya kayu, baja, dan beton. Tiang pancang yang terbuat dari bahan-bahan tersebut dikerjakan dengan cara dipukul, dibor, atau didongkrak ke dalam tanah dan dihubungkan dengan *Pile cap* (*poer*).

Penggunaan pondasi dalam sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang berada dibawah dasar bangunan tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan beban yang bekerja padanya (Sardjono, 1988). Atau apabila tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah kedalaman > 8 m (Bowles, 1997).

2.5 Kapasitas Dukung Pondasi Dengan Metode Reese & Wright

Tamimi (2020) melakukan penelitian terhadap Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Dengan Pondasi Bored Pile yang bertujuan untuk Mengetahui kapasitas dukung pondasi dengan variasi dimensi. Pada penelitian ini menggunakan Metode Reese & Wright dan Metode Skempton serta menggunakan aplikasi ETABS. Berdasarkan hasil perhitungan dengan variasi diameter tiang 0,6 m, 0,7 m dan 0,8 m, hasil kapasitas dukung dengan metode Reese and wright untuk masing-masing dimensi sebesar 1.211,81 kN, 1.489,37 kN, dan 1.482,45 kN. Metode Skempton masing-masing sebesar 1.004,7 kN, 1.229,87 kN, dan 1.482,45 kN.

Yelvi (2023) melakukan penelitian pada proyek pembangunan Jalan akses tol Bengkulu – Taba Penanjung untuk mengetahui daya dukung pondasi maka diperlukan data tanah NSPT untuk kebutuhan Analisa. Berdasarkan hasil analisa daya dukung diperoleh nilai 382 ton dengan metode Reese & Wright, 349 ton dengan metode Skempton pada kedalaman 14 m. Dengan 7 konfigurasi tiang x 2 diperoleh nilai efisiensi rata-rata sebesar 85% dengan nilai efisiensi ini daya dukung tiang kelompok sebesar 4.538,22 ton (Reese & Wright) dan 4.147,47 ton (Skempton). Dengan daya dukung tiang kelompok tersebut, tiang dianggap mampu menahan aksial beban bangunan atas sebesar 2.392,21 ton. Besarnya penyelesaian seegera yang terjadi pada tiang pancang tunggal adalah 13,72 mm menggunakan metode Vesic (1977). Pengurangan ini aman dimana penyelesaian batasnya adalah 65 mm menurut Skempton dan Mc Donald. Karena tanah yang dominan adalah tanah liat maka penurunan konsolidasi primer yang terjadi adalah sebesar 5 mm. Jadi pondasi tiang bor dengan panjang 14 m dan berjumlah 14 tiang dengan konfigurasi 7 x 2 tiang dapat dikatakan layak dan dapat menahan beban aksial yang disalurkan ke pondasi tiang bor.

2.6 Kapasitas Dukung Pondasi Dengan Metode Meyerhorf

Fadli (2021) melakukan penelitian terhadap Pengaruh Variasi Dimensi Tiang Bor Terhadap Kapasitas Dukung Aksial, Kapasitas Dukung Lateral dan Penurunan yang bertujuan untuk menganalisis kapasitas pondasi boredpile dalam

menahan daya dukung aksil dan lateral serta menghitung besarnya nilai penurunan dan defleksi yang terjadi pada pondasi tiang bor. Pada penelitian ini menggunakan Metode Reese & O'neil, meyerhorff, Broms, Reese & Matlock serta menggunakan aplikasi ETABS. Berdasarkan hasil perhitungan dengan variasi dimensi 0,6 m, 0,8 m, dan 1 m untuk kapasitas dukung aksil diperoleh nilai masing-masing sebesar 12.330,6 kN, 12.767,4 kN, dan 12.769,9 kN. Metode Meyerhorff berdasarkan data SPT diperoleh nilai masing-masing sebesar, 10.333,4 kN, 12.624,8 kn, 13.677,9 kN. Metode Meyerhorff berdasarkan data laboratorium sebesar, 11.836,96 kN, 13.117,16 kN, 14.904,27 kN lebih besar dari $P=9.353,43$ kN, ,maka pondasi aman digunakan Kapasitas dukung lateral Metode broms diperoleh nilai masing-masing sebesar 293,793 kN, 465,527 kN, 665,274 kN, Metode Reese & Matlock diperoleh nilai masing – masing sebesar 290,6684 kN, 460,574 kN, 658,1968 kN , nilai kapasitas lateral memenuhi syarat dengan defleksi izin berkisar 6 mm – 18 mm.

2.7 Pengaruh Dimensi Terhadap Kapasitas Dukung Dan Penurunan

Haq (2018), melakukan analisis pengaruh variasi dimensi terhadap kapasitas dukung fondasi tiang bor kelompok dengan menggunakan metode elemen hingga pada proyek Gedung Kuliah *Twin Building* Universitas Muhammadiyah Yogyakarta. Penelitian ini menggunakan metode Elemen Hingga. Besar nilai kapasitas dukung dengan variasi dimensi 70 cm, 80 cm dan 90 cm menggunakan metode Meyerhorff berturut-turut sebesar 4.309,211 kN, 5.040,323 kN, dan 5.800,312 kN, metode Mayerhoff berdasarkan data lapangan diperoleh hasil 4.854,89 kN, 5.984,08 kN, dan 6.519,33 kN. a metode Reese & Wright diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh masing-masing sebesar 3.333,08 kN, 4.006,47 kN, dan 4.632,09 kN dari hasil kapasitas dukung tersebut memperoleh nilai lebih besar dari total nilai $P = 2.523,564$ kN maka pondasi aman digunakan dalam pembangunan Gedung *Twin Building* UMY.

2.8 Pengaruh Jumlah Tiang Terhadap Efisiensi

Hanifah (2018), melakukann analisis Faktor Efisiensi dan Perilaku Kelompok Tiang Akibat Beban Lateral Menggunakan Metode Finite Difference

dan Metode Elemen Hingga. Mengetahui faktor efisiensi kapasitas lateral berdasarkan defleksi yang diijinkan dari suatu kelompok tiang dalaman berbagai variasi jarak tiang menggunakan Metode *Finite Difference* dan Metode Elemen Hingga. Faktor efisiensi terhadap jarak tiang semakin besar jarak antar tiang dalam satu kelompok tiang maka semakin besar faktor efisiensinya dan faktor efisiensi terhadap jumlah tiang semakin besar jumlah tiang dalam satu kelompok tiang maka semakin kecil faktor efisiensinya.

Elia (2023) melakukan penelitian terhadap perencanaan Jembatan Underpass KM 199+500 Batulicin untuk mencari pondasi jembatan yang lebih efektif dari segi kekuatan dan efisien dari segi biaya. Metode penelitian yang akan dilakukan menggunakan perhitungan dari beberapa SNI yang terkait dengan perencanaan jembatan. Pada jembatan Underpass KM 199+500 dengan menggunakan SNI 1725:2016 mempunyai pembebanan untuk $\Sigma V = 16.498,94$ kN, $\Sigma H = 2000,48$ kN, dan $\Sigma M = 8.599,46$ kN/m. Stabilitas abutment memiliki *safety factor* geser sebesar $3,17 > 1,5$ dan guling sebesar $47,5 > 1,5$ serta keruntuhan kapasitas dukung tanah $9,54 > 3$. Bored pile memiliki daya dukung tiang kelompok adalah $4.502,33$ ton $> 2,074$ ton. Pada pondasi sumuran memiliki daya dukung tiang kelompok sebesar $6.109,31$ ton $> 2,074$ ton.

2.9 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Perbedaan penelitian ini dilakukan untuk mencegah kesamaan satupun plagiasi dari penelitian-penelitian sebelumnya yang telah dilakukan oleh pihak lain. Untuk mengetahui perbedaan pada penelitian yang ada, dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut ini.

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Aspek Penelitian	Peneliti Terdahulu									
	Hudoyo (2017)	Haq (2018)	Hanifah (2018)	Tamimi (2020)	Rahman (2020)	Fadli (2021)	Desrina (2021)	Prillita (2022)	Yelvi (2023)	Elia (2023)
Judul Penelitian	Analisis kapasitas dukung dan penurunan tiang bor pada proyek Apartemen Vivo Yogyakarta	Pengaruh variasi dimensi terhadap kapasitas dukung fondasi tiang bor kelompok dengan menggunakan metode elemen hingga	Analisis faktor efisiensi dan perilaku kelompok tiang akibat beban lateral dengan metode <i>finite difference</i> dan elemen hingga	Perencanaan ulang struktur bawah gedung pondasi <i>bored pile</i>	Studi kapasitas pondasi tiang pancang pada jalur kereta Solo Balapan-Adi Soemarno	Pengaruh variasi dimensi tiang bor terhadap kapasitas dukung aksial, kapasitas dukung lateral dan penurunan	Analisa daya dukung bored pile pada proyek pembangunan jembatan KA BH.38 Di Baja Linggei Kabupaten Serdang Bedagai	Analisis daya dukung pondasi <i>bored pile</i> Jembatan Kalasey dengan tes PDA pada Jalan Manado Outer Ringroad III STA 9+799	Analisis daya dukung pondasi menggunakan metode reese & wright dan skempton	Analisa daya dukung pondasi pada jembatan underpass KM 199+500 Batulicin
Tujuan Penelitian	Mengetahui perhitungan kapasitas dukung tiang dan penurunan pada pondasi tiang bor	Mengetahui kapasitas dukung pondasi kelompok <i>bored pile</i> dengan variasi dimensi	Mengetahui faktor efisiensi kapasitas lateral berdasarkan defleksi	Mengetahui kapasitas dukung pondasi dengan variasi dimensi	Mengetahui daya dukung pondasi tiang pancang dari hasil pembebanan, sondir, dan data tanah yang ada berdasarkan kualitas dan ukuran pondasi yang digunakan	Menganalisis kapasitas pondasi <i>bored pile</i> menahan daya dukung aksial dan lateral menghitung besar nilai penurunan dan defleksi yang terjadi pada pondasi tiang bor	Menghitung daya dukung tiang dari hasil standar penetrasi test (SPT)	Mengetahui kapasitas daya dukung pondasi tiang bor maupun tiang pancang	Mengetahui daya dukung pondasi dan mampu rencanakan kedalaman pondasi tiang bor agar mampu menahan beban yang ada di atasnya	Mengetahui perbandingan <i>bored pile</i> dengan sumuran pada jembatan agar mendapatkan hasil yang efektif dan efisien

Sumber : Hudoyo (2017), Haq (2018), Hanifah (2018), Tamini (2020), Rahman (2020), Fadli (2021), Desrina (2021), Prillita (2022), Yelvi (2023), Elia (2023)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Aspek Penelitian	Peneliti Terdahulu									
	Hudoyo (2017)	Haq (2018)	Hanifah (2018)	Tamimi (2020)	Rahman (2020)	Fadli (2021)	Desrina (2021)	Prillita (2022)	Yelvi (2023)	Elia (2023)
Metode Penelitian	SAP2000, data lapangan (SPT) metode Vesic untuk penurunan pondasi	Metode elemen hingga	Metode <i>finite difference</i> dan metode elemen hingga	Metode Reese & Wright dan metode Skempton ETABS	Metode Broms & Metode Meyerhoff, Wesley 1977	SAP2000 Metode Reese & O'neil meyerhorff, broms, reese & matlock	Metode Reese & Wright	Metode Reese & Wright	Metode Reese & Wright (1977) dan metode Skempton (1966)	SNI 1725:2016 dan RSNI T-12-2004
Hasil Penelitian	Menggunakan diameter tiang 0,6 m, dan 1 m. Pada tiang 0,6 m dengan kapasitas sebesar 204,8 ton dan beban yang harus ditumpu sebesar 173,77 ton dan penurunan kelompok tiang sebesar 0,026 sedangkan pada tiang 1 m dengan kapasitas sebesar 652,3 ton dan beban yang harus ditumpu sebesar 24,132 ton dan penurunan kelompok tiang sebesar 0,172 m.	Kapasitas dukung dengan variasi dimensi 70 cm, 80 cm, dan 90 cm menggunakan metode meyerhoff berturut-turut sebesar 4.309,211 kN, 5.040,323 kN, dan 5.800,312 kN, metode meyerhoff berdasarkan data lapangan diperoleh hasil	Faktor efisien terhadap jarak tiang semakin besar jarak antar tiang dalam satu kelompok tiang maka semakin besar faktor efisiensinya dan faktor efisien terhadap jumlah tiang dalam satu kelompok tiang maka semakin kecil faktor efisiensinya	Menggunakan diameter tiang 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m. Hasil kapasitas dukung dengan metode Reese & Wright untuk masing-masing dimensi sebesar 1.211,81 kN, 1.489,37 kN, dan 1.482,45 kN. Metode skempton masing-masing sebesar	Hasil perhitungan daya dukung ijin aksial tiang pada jembatan tipe 1 berdasarkan data SPT (kedalaman 8 m dari permukaan tanah) metode Meyerhorff, $Q_{ijin} = 1.869,38$ kN, $1.869,38$ kN, metode broms, $Q_{ijin} = 1.257,94$ kN. Dari data sondir	Analisis kapasitas dukung berdasarkan variasi dimensi 0,6 m, 0,8 m, 1 m untuk kapasitas dukung aksial diperoleh nilai masing-masing sebesar 12.330,6 kN, 12.767,4 kN, 12.769,9 kN, metode meyerhorff berdasarkan data SPT diperoleh nilai masing-masing	Daya dukung tiang tunggal pada kedalaman 18 meter memiliki kekuatan daya dukung tiang sebesar 113,5796 ton. Untuk menentukan panjang tiang bor diambil 18 meter karena untuk mengambil kondisi tanah yang sudah seragam. Daya dukung tiang kelompok dengan jumlah baris 5 dan kolom 3 maka jumlah tiang	Pada perhitungan beban total jembatan yang bekerja terhadap tiang sebesar 1152,76 ton. Hasil perhitungan pada abutment 2 berdasarkan data standart penetration test menggunakan metode Reese and Wright. Untuk nilai kapasitas daya dukung ultimit (Qu) didapatkan 979,73 ton,	Dari perhitungan daya dukung dengan metode Reese & Wright dan Skempton keduanya adalah mampu menahan beban suprastruktur yang terjadi. Dengan kriteria diameter tiang 1 meter, panjang tiang 14 meter dan jumlah tiang 14 tiang dengan konfigurasi tiang 7 x 2. Terhadap penurunan ini, desain pondasi aman	Pada jembatan Underpass KM 199+500 Batulicin memiliki pembebanan arah vertikal sebesar 16.498,94 kN, beban arah horisontal sebesar 2000,48 kN, dan momen sebesar 8599,49 kN/m.

Sumber : Hudoyo (2017), Haq (2018), Hanifah (2018), Tamini (2020), Rahman (2020), Fadli (2021), Desrina (2021), Prillita (2022), Yelvi (2023), Elia (2023)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Aspek Penelitian	Peneliti Terdahulu									
	Hudoyo (2017)	Haq (2018)	Hanifah (2018)	Tamimi (2020)	Rahman (2020)	Fadli (2021)	Desrina (2021)	Prillita (2022)	Yelvi (2023)	Elia (2023)
		4.854,89 kN, 5.984,08 kN, dan 6.519,33 kN metode Reese & Wright diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh masing-masing sebesar 333,08 kN, 4.006,47 kN dan 4.632,09 kN dari hasil kapasitas dukung memperoleh nilai lebih besar dari nilai P = 2.523,564 kN		1.004,7 kN, 1.229,87 kN, dan 1.482,45 kN	(kedalaman 8 m ari permukaan tanah) metode Meyerhorff, $Q_{ijin} = 1642,07$ kN, metode Wesley (1977) $Q_{ijin} = 1613,79$ kN. Hasil perhitungan daya dukung aksial tiang kelompok pada tipe I berdasarkan data hasil uji lapangan (sondir dan SPT) dan uji laboratorium memberikan	sebesar 10.333,4 kN, 12.624,8 kN, metode meyerhorff berdasarkan data laboratorium sebesar 11.836,96 kN, 13.117,16 kN, 14.904,27 kN lebih besar dari $P=9.353,43$ kN, maka pondasi aman digunakan kapasitas dukung lateral metode broms diperoleh nilai masing-masing	keseluruhan 15 buah di dapat sebesar 1691,768 ton. Dan bila ditinjau dari hasil perhitungan tiang bor tunggal dengan tiang kelompok yang direncanakan masih berada pada zona aman	kapasitas dukung ijin tiang (Qa) didapatkan 326,58 ton, kapasitas dukung kelompok tiang (Qg) sebesar 2900 ton dan jumlah tiang yang mampu memikul beban atas jembatan sebanyak 4 tiang	dan dapat dijadikan acuan dalam desain pondasi. Berdasarkan hasil dari kedua metode perhitungan yang digunakan menghasilkan nilai konfigurasi tiang yang sama yaitu 7 x 2 tiang pancang dengan diameter 1 meter. Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa nilai koefisien diameter tiang dan nilai Nc pada metode Skempton	Stabilitas abutment jembatan aman terhadap geser, guling serta keruntuhan kapasitas dukung tanah. <i>Bored pile</i> memiliki daya dukung tiang kelompok yang lebih besar daripada beban yang diterimanya. Sedangkan pondasi sumuran memiliki daya dukung

Sumber : Hudoyo (2017), Haq (2018), Hanifah (2018), Tamini (2020), Rahman (2020), Fadli (2021), Desrina (2021), Prillita (2022), Yelvi (2023), Elia (2023)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Aspek Penelitian	Peneliti Terdahulu									
	Hudoyo (2017)	Haq (2018)	Hanifah (2018)	Tamimi (2020)	Rahman (2020)	Fadli (2021)	Desrina (2021)	Prillita (2022)	Yelvi (2023)	Elia (2023)
		maka pondasi aman digunakan dalam pembangunan gedung twin building UMY			hasil $\geq 763,49$ kN dari beban struktur yang diperhitungkan. Sedangkan pada data oleh karena itu pondasi tiang pancang dianggap mampu untuk memikul suatu beban aksial sebesar $763,49$ kN pada kedalaman masing-masing tiang dari permukaan tanah	sebesar $293,793$ kN, $465,527$ kN, $665,274$ kN, metode Reese & Matlock diperoleh nilai masing-masing sebesar $290,6684$ kN, $460,574$ kN, $658,1968$ kN, nilai kapasitas lateral memenuhi syarat dengan defleksi izin berkisar $6\text{mm}-18\text{mm}$			hanya mempunyai pengaruh yang kecil terhadap perhitungan yang dilakukan Skempton perhitungan menghasilkan nilai yang relatif lebih kecil	tiang kelompok yang lebih besar daripada beban yang diterimanya. Pondasi sumuran memiliki biaya material yang lebih efisien sebesar 54% daripada bored pile

Sumber : Hudoyo (2017), Haq (2018), Hanifah (2018), Tamini (2020), Rahman (2020), Fadli (2021), Desrina (2021), Prillita (2022), Yelvi (2023), Elia (2023)

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Pada Ilmu Teknik sipil tanah ialah kelompok mineral, material alami dan sedimen-sedimen yang terukur luput, yang ada pada bagian atas batuan dasar (*bedrock*) (Hardiyatmo, 1992). Prosedur pembentukan tanah bersumber pada pelapukan batuan yang mampu dialami secara wujudnya ataupun kimiawi. Prosedur pelapukan wujudnya mengonversikan batuan selaku elemen kecil, hal ini diperoleh sebab terdapat dampak dari pengikisan, angin, air, es dan leburnya elemen tanah sebab terdapat alterasi temperatur ataupun iklim. Lazimnya, pelapukan dalam prosedur kimia terjadi akibat didampaki oleh oksigen, karbondioksida, dan air yang terkandung asam dan alkali (Wesley, 1997).

Tanah memegang peranan penting dalam proses konstruksi. Tanah merupakan campuran partikel yang tersusun dari salah satu atau beberapa diameter butiran yaitu batu kerakal (*cobbles*) : 150-250 mm, kerikil (*gravel*) : 5-150 mm, pasir (*sand*) : 0,074-5 mm, lanau (*silt*) : 0,0002-0,075 mm, lempung (*clay*) : <0,002 mm dan koloid : <0,001 mm. Selain itu tanah dapat dibedakan menjadi tanah kohesif dan non kohesif. Tanah disebut kohesif apabila masa butiran tanah bersatu dalam kondisi kering sehingga diperlukan gaya untuk memisahkan, sedangkan tanah disebut non kohesif apabila dalam kondisi basah butirannya saling melekat akibat adanya gaya tarik permukaan di dalam air (Bowles, 1984).

3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah ialah hal yang diharuskan ketika akan melaksanakan tugas konstruksi meliputi pembangunan Gedung bertingkat, pembangunan jalan beton, dll. Penyelidikan tanah ialah aktivitas yang bertujuan untuk memahami ciri khas ataupun kapasitas tanah. Pemeriksaan tanah yang dilaksanakan mencakup pengeboran tanah, penetapan sampel tanah, uji lapangan, dan uji pada laboratorium.

3.3 Pondasi Tiang Bor

Pondasi tiang mampu diklasifikasikan berlandaskan materialnya, cara penyelenggaraan serta pemakaian bahan-bahan dan lainnya. Berlandaskan material bahan pada tiang yang diklasifikasikan atas empat yakni tiang beton, tiang baja, tiang kayu, dan tiang komposit. Ketika mekanisme pembentukan tiang beton tidak sama tas tiang beton pracetak (*precast concrete pile*) dan tiang beton cor di tempat (*cast in place*).

Pondasi tiang bor (*bored pile*) ialah pondasi tiang yang pelaksanaannya melalui upaya dicetak lubang pada tanah, berwujud serupa tiang, selanjutnya dalam lubang tersebut dicampurkan dalam adonan beton. Pondasi tiang bor diciptakan melalui upaya = member tanah dan selanjutnya di cor beton (Hardiyatmo, 2010).

Saat bekerja dengan pondasi tiang bor, ada beberapa metode pelaksanaan yang dipertimbangkan dalam hal beban kerja. Artinya, bekerja dari tumpukan membosankan yang terlindungi. Tiang pancang dengan pelindung dapat menggunakan selubung sementara di tanah yang riskan roboh atau pasir lepas. Melalui tugas tiang bor yang tidak terlindung saat prosedur pemboran tidak butuh dipertahankan melalui selubung sementara.

3.4 Kapasitas Dukung Tiang Bor

Analisis kapasitas dukung (*bearing capacity*) mempelajari kapasitas tanah pada pembagian dukung beban fondasi dari rangka yang ada di atasnya (Hardiyatmo, 2018). Dalam perancangan fondasi tiang untuk menetapkan kapasitas yang dibutuhkan data tanah untuk memantapkan kapasitas ultimate pada tiang. Untuk itu nilai tersebut mampu diperoleh melalui Persamaan 3.1 berikut ini.

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= q_p \cdot A_p + f_s \cdot L \cdot P \end{aligned} \quad (3.1)$$

dengan :

Q_u = kapasitas dukung ultimate tiang (kN)

Q_p = kapasitas dukung ujung tiang (Kn)

- Q_s = kapasitas selimut tiang (kN)
 A_p = luas penampang tiang bor (cm²)
 P = keliling penampang tiang (cm²)
 L = panjang tiang (cm²)
 F_s = tahanan gesek satuan tiang (kg/cm²)

Untuk mengetahui kapasitas izin tiang dalam beban aksial Q_a diperoleh dengan membagi nilai daya dukung ultimate dengan faktor aman (SF).

Persamaan dapat dinyatakan pada Persamaan 3.2 berikut ini.

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.2)$$

Dengan :

- Q_a = kapasitas izin tiang (kN)
 Q_u = kapasitas ultimate tiang (kN)
 SF = faktor keamanan

Beberapa pertimbangan faktor keamanan (SF) ditentukan dengan cara sebagai berikut :

1. jenis dan kepentingan struktur,
2. jenis pengujian tanah,
3. jenis kandungan tanah,
4. tingkat pengawasan mutu pembuatan pondasi,
5. total beban yang dipikul oleh pondasi.

Untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter $d < 2m$, faktor aman (SF=2,5), sementara tiang tanpa pembesaran pada bagian bawahnya faktor aman (SF=2) (Hardiyatmo, 2001). Untuk menghitung kontrol reaksi tiang dapat dinyatakan pada Persamaan 3.3 berikut.

$$P_{max} = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{My.X}{\Sigma x^2} + \frac{Mx.Y}{\Sigma y^2} \quad (3.3)$$

Keterangan :

P_{max} = beban maksimum yang diterima tiang (kN)

ΣV = jumlah total beban normal (kN)

N = jumlah tiang dalam satu pilecap

M_x = momen yang bekerja pada tiang tegak lurus sumbu x yang bekerja pada pondasi, diperhitungkan terhadap pusat berat seluruh tiang yang terdapat dalam pilecap (kN-m)

M_y = momen yang bekerja pada tiang tegak lurus sumbu y yang bekerja pada pondasi, diperhitungkan terhadap pusat berat seluruh tiang yang terdapat dalam pilecap (kN-m)

X = absis tiang terhadap titik berat kelompok tiang (m)

Y = ordinat tiang terhadap titik berat kelompok tiang (m)

Σx^2 = jumlah kuadrat absis tiang

Σy^2 = jumlah kuadrat ordinat tiang

3.4.1 Daya Dukung Aksial

Kapasitas dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat beban aksial, yaitu tahanan geser yang mampu dibagikan tanah pada sisi bidang gesernya (Hardiyatmo, 2018). Kapasitas dukung dapat dianalisis berdasarkan pendekatan persamaan-persamaan berikut.

1. Metode Reese & Wright (1981)

Pada perhitungan kapasitas daya dukung tiang bor berdasarkan uji N-SPT mampu diukur menggunakan beberapa metode Reese & Wright berikut ini.

a. Tahanan Ujung Ultimit Tiang

Untuk menguji kapasitas dukung ujung tiang dapat dihitung dengan Persamaan 3.4 berikut ini.

$$Q_p = q_p \cdot A_p \quad (3.4)$$

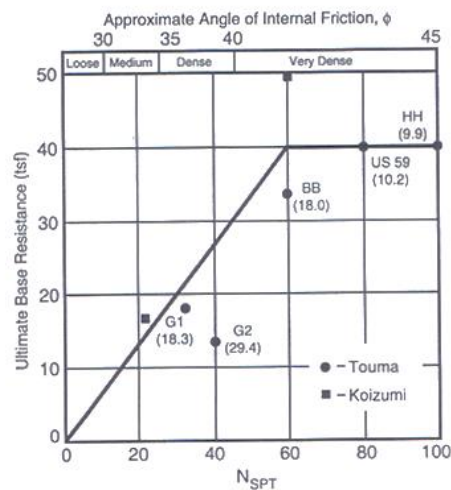
dengan :

- A = luas penampang bored pile (m²)
 qp = tahanan ujung ultimit satuan (ton/m²)
 Qp = tahanan ujung ultimit tiang (ton)

Pada tanah yang bersifat kohesif, tahanan ujung per satuan luas, dapat diambil sebesar 9 kali kuat geser tanah.

$$Q_p = 9 \cdot C_u$$

Pada tanah bersifat non kohesif, nilai qp diperoleh melalui pembacaan korelasi yang terlihat pada Gambar 3.1 sesuai dengan N-SPT pada ujung tiang.



Gambar 3.1 Penentuan Nilai Tahanan Ujung Ultimit Berdasarkan Nilai N-SPT

(Sumber : Hardiyatmo, 2003)

b. Tahanan Gesek Ultimit

Tahanan gesek ultimit dalam tiang bor pada tanah granuler dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.5 berikut.

$$Q_s = \sum f_s \times l \times p \quad (3.5)$$

dengan :

- f_s = tahanan gesek selimut satuan (kN/m²)
 l = tinggi lapisan tanah (m)

p = keliling lingkaran (m)

Tahanan gesek ultimit tiang per satuan yang luas dipengaruhi oleh jenis tanah parameter kuat geser tanah.

1) Tanah Kohesif

Gesekan ultimit tiang dapat ditentukan dengan Persamaan 3.6 dan Persamaan 3.7 berikut.

$$f_s = a \cdot C_u \quad (3.6)$$

$$C_u = \frac{2}{3} \times N - SPT \times 10 \quad (3.7)$$

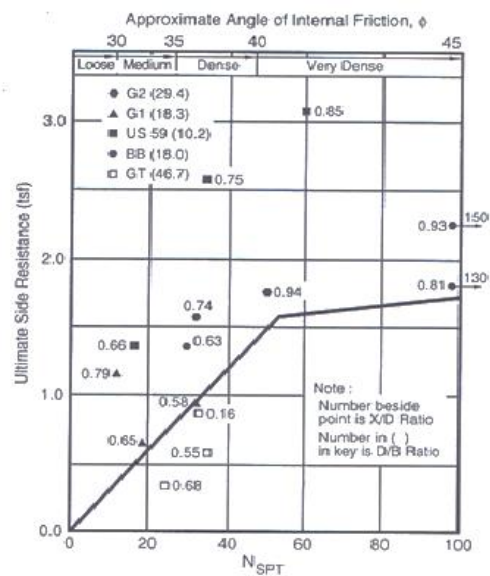
Dengan :

a = factor adhesi (diambil 0,55)

C_u = kohesi dasar tiang rencana

2) Tanah Non – Kohesif

Besarnya nilai f_s dapat diperoleh dari korelasi langsung dengan N_{SPT} pada grafik, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.2 berikut.



Gambar 3.2 Penentuan Nilai Tahanan Gesek Ultimit Berdasarkan Nilai N_{SPT}

(Sumber : Hardiyatmo, 2003)

3) Kapasitas Dukung Tiang Bor

Kapasitas dukung tiang bor dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.8 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.8)$$

dengan :

Q_u = tahanan ujung ultimit (kN)

Q_p = tahanan Ujung Tiang (kN)

Q_s = tahanan gesek tiang (kN)

Nilai kapasitas dukung tiang bor juga dapat dipengaruhi oleh tinggi muka air tanah, maka dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.9.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p' \quad (3.9)$$

Nilai W_p' merupakan hasil pengaruh dari adanya muka air tanah yang memberikan gaya angkat pada pondasi. Berat tiang bor sendiri dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.10 dibawah ini.

$$W_p' = W_p - U \quad (3.10)$$

Nilai untuk memperoleh berat tiang menggunakan Persamaan 3.11

$$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times L \times \gamma_{\text{beton}} \quad (3.11)$$

Akibat adanya air tanah, tiang akan mengalami gaya angkat ke atas menggunakan Persamaan 3.12 berikut.

$$U = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times (L - H_w) \times \gamma_w \quad (3.12)$$

dengan :

D = diameter tiang (m)

L = panjang tiang (m)

Hw = tinggi muka air tanah terhadap tiang (m)

yw = berat volume air (kN/m³)

2. Metode Meyerhorf (1976)

a. Perhitungan Berdasarkan Uji N-SPT

Pada perhitungan kapasitas dukung tiang bor dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.13 berikut.

1) Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$Q_p = A_p \times f_p \quad (3.13)$$

Untuk menghitung tahanan ujung satuan tiang dapat menggunakan Persamaan 3.14

$$f_p = 0,4 \times N_{60}' \times \left(\frac{L}{d}\right) \times \sigma_r \times \leq 4 \times N_{60}' \times \sigma_r \quad (3.14)$$

dengan :

Q_p = kapasitas dukung pada ujung tiang (kN)

A_p = luas penampang dasar tiang (m²)

f_p = tahanan ujung satuan tiang

N_{60}' = NSPT yang dikoreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan dan tekanan overbunder

D = diameter tiang (m)

L = panjang tiang (m)

σ_r = tegangan referensi = 100 kPa

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Kapasitas dukung selimut pada tiang dapat ditentukan dengan Persamaan 3.15 dan Persamaan 3.16 berikut ini.

$$Q_s = \sum fs \times A_s \quad (3.15)$$

$$fs = \frac{1}{100} \times \sigma_r \times N60 \quad (3.16)$$

dengan :

Q_s = kapasitas dukung selimut tiang (kN)

A_s = luas selimut tiang (m²)

$N60$ = nilai NSPT per lapisan tanah

σ_r = tegangan referensi = 100 kPa

b. Perhitungan Berdasarkan Uji Laboratorium

1) Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Untuk menghitung kapasitas dukung ujung tiang digunakan Persamaan 3.17 dan Persamaan 3.18.

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (3.17)$$

$$q_p = cu \times Nc^* + \sigma_r' Nq^* + 0.5 \times \gamma \times B \times N\gamma^* \quad (3.18)$$

Untuk tanah non kohesif menggunakan Persamaan 3.19.

$$q_p = \sigma_r' \times Nq^* \leq 50 \times Nq^* \times \tan\phi \times A_p \quad (3.19)$$

Untuk tanah non kohesif menggunakan Persamaan 3.20.

$$q_p = cu \times Nc^* \quad (3.20)$$

dengan :

Q_p = kapasitas dukung ujung tiang (kN)

q_p = tahanan ujung per satuan luas (kN/m²)

A_p = luas penampang ujung tiang (m²)

σ_r' = tegangan efektif (kN/m²)

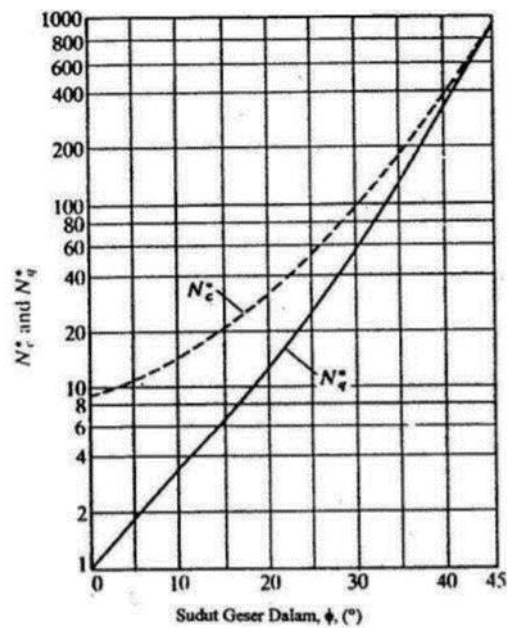
c_u = undrained shear strength (kN/m²)

N_q^* & N_c^* = aspek utama pendukung

N_γ^* = aspek kuat pendukung

θ = sudut geser dalam (ϕ)

Untuk menentukan factor daya dukung ujung (N_q^*) dapat dilihat pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3 Faktor Daya Dukung Ujung N_c^* dan N_q^*
(Sumber : Hakam, 2008)

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Kapasitas dukung selimut tiang dapat ditentukan dengan menggunakan Persamaan 3.21 dan Persamaan 3.22.

$$Q_s = \sum (A_s \times f_s) \quad (3.21)$$

$$A_s = p \times \Delta L \quad (3.22)$$

dengan :

A_s = luas selimut tiang (m²)

ΔL = panjang segmen tiang (m)

F_s = gesekan selimut satuan (kN/m^2)

Berikut merupakan persamaan yang digunakan pada tanah non kohesif untuk menentukan gesekan selimut dapat dilihat pada Persamaan 3.23 berikut ini.

$$f_s = K \times \sigma_r' \times \tan \delta \quad (3.23)$$

dengan :

K = koefisien tekanan tanah lateral pada sisi tiang yang diamati

σ_r' = tegangan vertical efektivitas tanah overbudden (kN/m^2)

ϕ = sudut gesek dalam ($^\circ$)

δ = sudut gesek antara tiang dengan tanah

Nilai K dan δ tergantung pada metode pelaksanaan yang digunakan. Nilai δ untuk tiang bor biasanya dihubungkan dengan sudut gesek dalam tanah (θ). Meyerhorf (1976) menganggap $\delta = 0,75 \theta$ sebagai acuan yang digunakan nilai δ . Sebagai penentuan nilai K dapat dilihat dalam Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3. 1 Penentuan Nilai K untuk Tiang Bor

Bahan Tiang	δ	Nilai K	
		Kepadatan Relatif Rendah	Kepadatan Relatif Tinggi
Baja	20°	0,5	1,0
Beton	$3/4 \phi$	1,0	2,0
Kayu	$2/3 \phi$	1,5	4,0

(Sumber : Tomlinson, 1986)

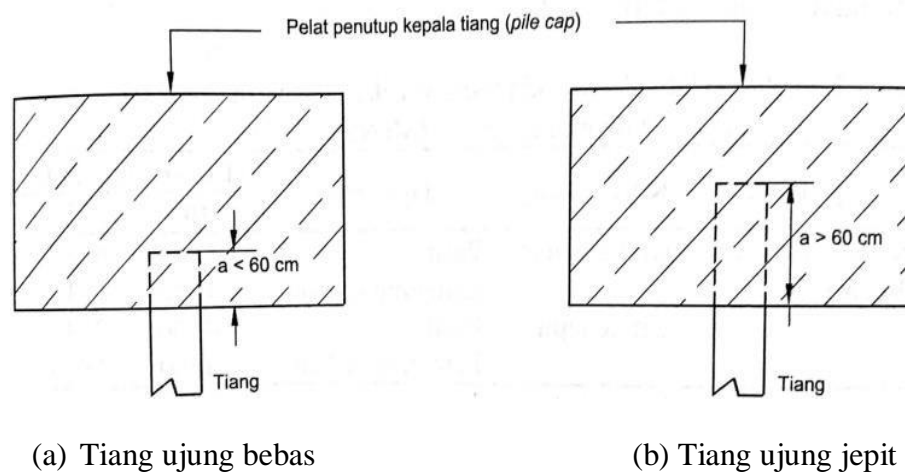
3.4.2 Daya Dukung Lateral Akibat Beban Lateral

Beban lateral adalah beban yang berasal dari arah horizontal. Beban horizontal sendiri berasal dari beban angin, tekanan tanah lateral, beban gelombang, dan sebagainya. Gaya lateral yang terjadi pada tiang bergantung pada tipe tiang,

macam tanah, penanaman ujung tiang ke dalam pelat penutup tiang, sifat gaya-gaya dan besar defleksi. Dalam analisis gaya lateral, tiang-tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan pelat penutup tiang. Karena, model ikatan tersebut sangat mempengaruhi kekakuan tiang dalam mendukung beban lateral. Sehubungan dengan hal tersebut, tiang-tiang dibedakan menurut 2 tipe, yaitu :

1. tiang ujung jepit (*fixed end pile*), dan
2. tiang ujung bebas (*free end pile*)

Dalam buku (Hardiyatmo, 2018) menurut McNulty (1956) mendefinisikan tiang ujung jepit (*fixed end pile*) sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) dalam pelat penutup, untuk tiang-tiang yang bagian atasnya tidak terjepit ke dalam pelat penutup kepala tiang termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*). Tipe dalam pelat penutup kepala tiang termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*). Tipe-tipe pada tiang dapat dilihat pada Gambar 3.4 berikut.



Gambar 3.4 Definisi Tiang Ujung Jepit Dan Ujung Bebas (McNulty, 1956)
(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

Dalam penelitian ini, metode berikut digunakan untuk menilai kapasitas beban lateral.

1. Metode Broms

Untuk tiang dalam tanah granular ($c = 0$), Broms (1964) dalam Hardiyatmo, 2018 menyatakan sebagai berikut.

- a. Tekanan tanah aktif yang bekerja di belakang tiang, diabaikan.

- b. Distribusi tekanan tanah pasif sepanjang tiang bagian bagian depan sama depan 3 kali tekanan tanah pasif Rankine.
- c. Bentuk penampang tiang tidak berpengaruh terhadap tekanan tanah ultimit atau tahanan lateral ultimit.
- d. Tahanan tanah lateral sepenuhnya termobilisasi pada gerakan tiang yang diperhitungkan.

Berikut untuk perhitungan beban lateral yang terjadi pada pondasi tiang.

- a) Menentukan kriteria jenis tiang panjang atau pendek

Menentukan kriteria jenis tanah berpasir akibat beban lateral dapat diuraikan pada Persamaan 3.24 berikut.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{nh}} \quad (3.24)$$

dengan :

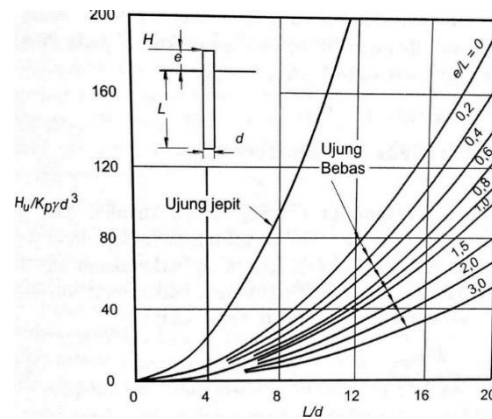
T = faktor kekakuan

E_p = modulus elastisitas tiang (m^4)

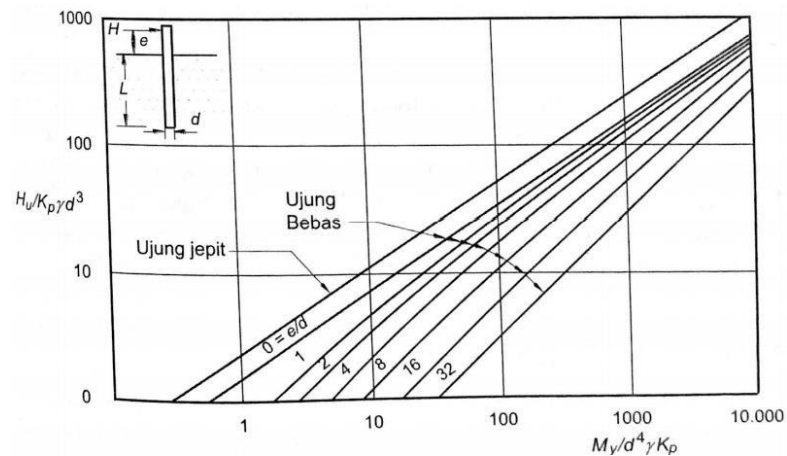
I_p = momen inersia tiang (m^4)

N_h = koefisien variasi modulus (kN/m^3)

Kriteria jenis tiang ditentukan berdasarkan syarat. Bila, nilai $L > 2T$ maka dikategorikan tiang ujung jepit yang dianggap sebagai tiang pendek (kaku) dan bila, nilai $L > 4T$ maka dikategorikan tiang ujung jepit yang dianggap sebagai tiang Panjang (tiang kaku). L merupakan nilai dari panjang pondasi. Grafik dari tahanan lateral ultimit dari tanah granular ditunjukkan pada Gambar 3.5 berikut ini.



(a) Tiang ujung pendek



(b) Tiang ujung panjang

Gambar 3.5 Grafik Tahanan Lateral Ultimit Tiang Dalam Tanah Granuler (Broms, 1964)

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

b) Daya Dukung Lateral Maksimum Pada Tiang Secara Analitis

Pada tiang ujung jepit yang kaku, keruntuhan tiang akan berupa translasi, beban lateral ultimit dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.25 berikut.

$$Hu = \left(\frac{3}{2}\right) \gamma dL^2 K_p \quad (3.25)$$

Perhitungan koefisien tekanan pasif dapat digunakan Persamaan 3.26.

$$K_p = \tan^2 \times \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.26)$$

dengan :

H_u = beban lateral ultimit (kN)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

D = diameter tiang (m)

L = panjang tiang (m)

Momen maksimum yang mampu ditahan tiang (ultimate bending moment) menggunakan Persamaan 3.27 berikut.

$$M_{max} = \gamma_{sat} \times d \times L^3 \times K_p \quad (3.27)$$

dengan :

γ = berat volume tanah (kN/m³)

d = diameter tiang (m)

L = panjang tiang (m)

K_p = koefisien tekanan tanah pasif

Jika $M_{mak} > M_y$, maka keruntuhan tiang diharapkan akan berbentuk seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.6b. Serta memperhatikan keseimbangan horizontal tiang pada Gambar 3.6c yang diperoleh menggunakan Persamaan 3.28 berikut ini

$$F = \left(\frac{3}{2}\right) \gamma d L^2 K_p - H_u \quad (3.28)$$

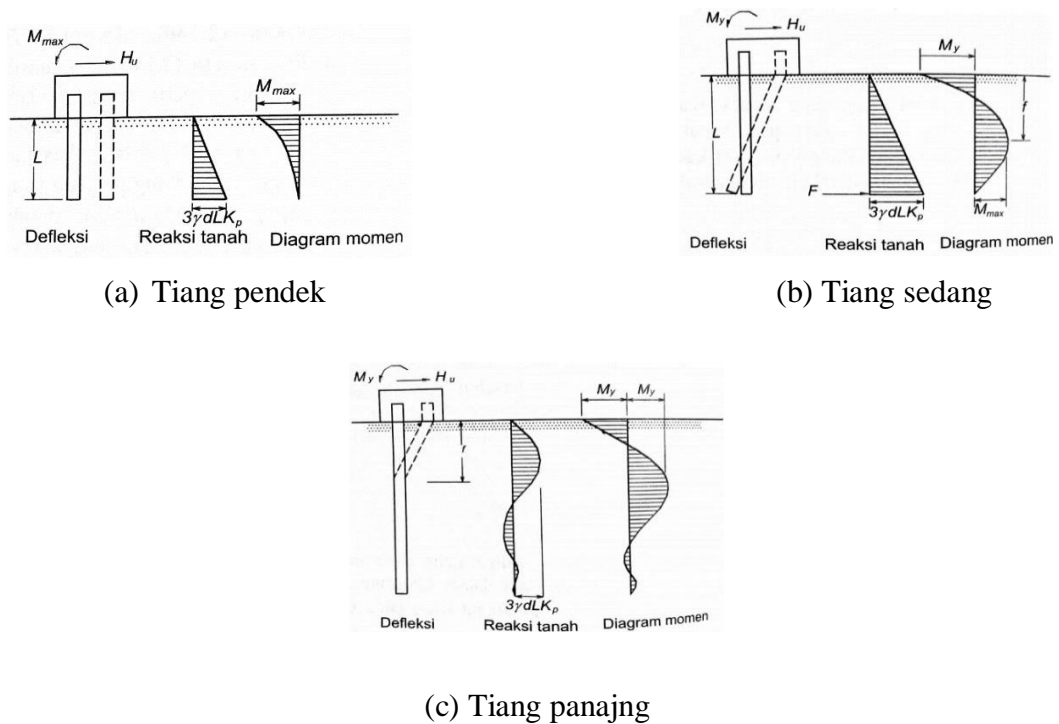
dengan :

γ = berat volume tanah (kN/m³)

D = diameter tiang (m)

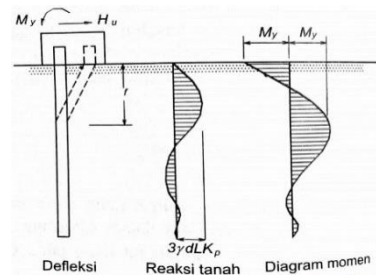
L = koefisien tekanan tanah pasif

H_u = beban lateral ultimit (kN)



(a) Tiang pendek

(b) Tiang sedang



(c) Tiang panjang

Gambar 3.6 Tiang ujung jepit dalam tanah granuler (Broms, 1964)**(a) Tiang pendek (b) Tiang sedang (c) Tiang panjang**

Sumber : Hardiyatmo (2018)

Momen yang dapat diambil pada kepala tiang (pada permukaan tanah), dan dengan mensubstitusikan F pada Persamaan 3.23, dengan diperoleh (untuk $M_{maks} > M_y$) pada Persamaan 3.29 berikut ini.

$$M_y = \left(\frac{1}{2}\right) (\gamma dL^3 K_p - H_u L) \quad (3.29)$$

Perhitungan untuk mendapatkan nilai kapasitas dukung lateral maksimum pada tiang dapat menggunakan Persamaan 3.30 dan Persamaan 3.31 berikut.

$$F = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d \times K_p \times \gamma_{sat}}} \quad (3.30)$$

$$H_u = \frac{2 \times M_y}{e + \frac{2f}{3}} \quad (3.31)$$

Perhitungan untuk memperoleh nilai dukung lateral izin menggunakan Persamaan 3.32 berikut ini.

$$H_{izin} = \frac{Hu}{SF} \quad (3.32)$$

dengan :

H_{izin} = daya dukung lateral izin tiang

Hu = daya dukung ultimit tiang

SF = faktor keamanan

c) Daya Dukung Lateral Pada Tiang Secara Grafik

Perhitungan daya dukung lateral pada tiang menggunakan grafik pada Gambar 3.5 diperoleh dengan menggunakan Persamaan 3.33 berikut.

$$Hu = \frac{My}{d^4 Y_{sat} \times K_p} \quad (3.33)$$

Nilai dari hasil Persamaan 3.2 dapat ditentukan pada Gambar 3.5

2. Metode Reese dan Matlock (1956)

Pada tiang dengan kepala terjepit, slope pada kepala tiang dihargai dengan nol, hal berikut dapat dilihat pada Persamaan 3.34 berikut ini.

$$Sx = SA + SB = As \frac{H.T^2}{EI} + Bs \frac{M.T}{EI} \quad (3.34)$$

Koefisien pondasi tiang pada tanah granuler dapat dilihat pada Tabel 3.2

Tabel 3. 2 Koefisien Pondasi Tiang Pada Tanah Granuler

Z	A _x	A _θ	A _m	A _v	A _{p'}	B _x	B _θ	B _m	B _v	B _{p'}
0	2.435	-1.623	0	1	0	1.623	-1.75	1	0	0
0.1	2.273	-1.618	0.1	0.989	-0.227	1.453	-1.65	1	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.55	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.45	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.84	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.96	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.54	0.968	0.914	-0.27	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.35	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.476	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.03	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.28	-0.07	-0.155	0.404	-0.456	0.14
3	-0.075	-0.04	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4	-0.05	0.052	0	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5	-0.009	0.025	-0.033	-0.015	0.046	0	-0.011	-0.026	0.029	-0.002

(Sumber : Broms, 1964)

Dengan menentukan harga As dan Bs dari Tabel 3.2 maka untuk $x = 0$ dapat dilihat pada Persamaan 3.35.

$$\frac{M}{H \cdot T} = -\frac{A_s}{B_s} = -\frac{1.623}{1.75} = 0,93 \quad (3.35)$$

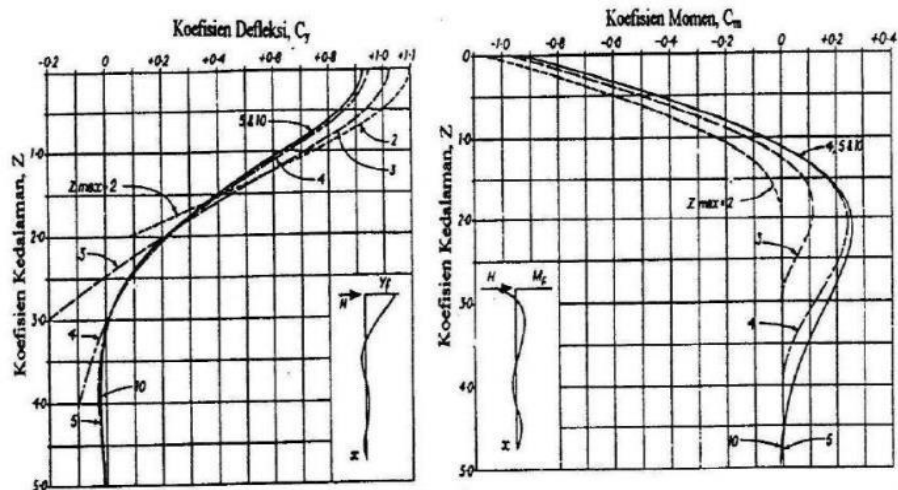
Perhitungan momen mampu dapat dilihat pada Persamaan 3.36.

$$y_x = C_y \cdot \frac{H \cdot T^3}{EI} \quad (3.36)$$

Penilaian momen dapat dilihat pada Persamaan 3.37.

$$M_x = C_m \cdot H \cdot T \quad (3.37)$$

Koefisien C_y dan C_m pondasi tiang dapat dilihat dalam Gambar 3.7.



Gambar 3.7 Grafik Koefisien C_y dan C_m Pondasi Tiang

(Sumber : Broms, 1964)

3.4.3 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Berikut beragam jenis kebutuhan diamati untuk melaksanakan analisis kapabilitas tiang kelompok.

1. Jumlah Tiang

Total tiang yang hendak digunakan ditentukan dengan berdasarkan beban yang dikerjakan pada pondasi dan kapasitas izin pada Persamaan 3.38.

$$n = \frac{P}{Q_{izin}} \quad (3.38)$$

dengan :

P = beban yang bekerja

Q_{izin} = kapasitas dukung izin tunggal

2. Efisiensi Tiang

Kaidah yang dibagikan saran dari Converse – Labbare untuk mengukur ketepatan yang ada pada tiang menggunakan Persamaan 3.39.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \quad (3.39)$$

dengan :

m = jumlah tiang per baris

n = jumlah tiang per kolom

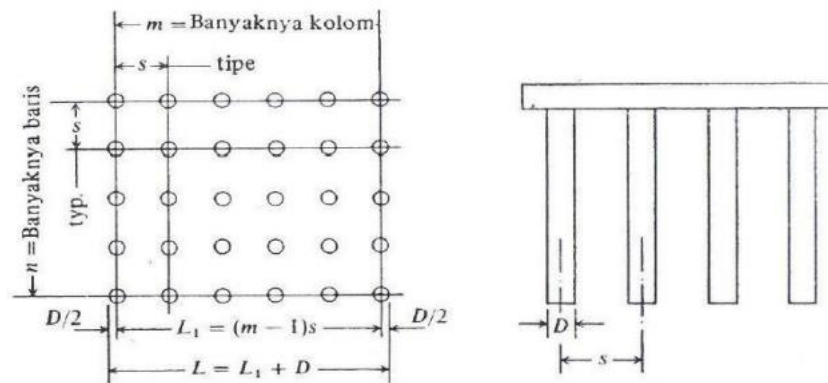
θ = arc tg d/s (°)

S = jarak antar tiang (m)

D = diameter atau sisi tiang (m)

Temuan perhitungan pada tanah non kohesif yang dinyatakan Brown, dkk (2010), nilai efisiensi kelompok tiang 1,0 atau lebih mampu diperoleh melalui jarak antar tiang 2,5D – 3D (Paulus, 2016)

Berikut ialah gambar efisiensi tiang kelompok dapat dilihat dalam Gambar 3.8.



Gambar 3.8 Efisiensi Kelompok Tiang

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Kapasitas dukung tiang kelompok dapat diperoleh menggunakan Persamaan 3.40.

$$Q_g = n \cdot Q_a \cdot E_g \quad (3.40)$$

dengan :

Q_g = beban maksimum kelompok tiang (kN)

n = jumlah tiang dalam kelompok

Q_a = kapasitas dukung ijin tiang (kN)

E_g = efisiensi kelompok tiang

3.4.4 Efisiensi *Bored Pile*

Nilai efisiensi digunakan untuk mereduksi nilai daya dukung kelompok karena terjadi *overlapping* tegangan disekitar tiang. Semakin dekat jarak antar tiang maka pengaruh kelompok tiang ini tidak dapat dihindarkan sehingga daya dukung kelompok tiang dapat lebih kecil dari jumlah total daya dukung masing-masing tiang.

Perbedaan anatar tiang kelompok dan tiang tunggal adalah nilai efisiensi untuk tiang kelompok $E_g < 1$ dan nilai efisiensi untuk tunggal $E_g = 1$. Efisiensi dapat dianalisis berdasarkan Persamaan 3.41, Persamaan 3.42, dan Persamaan 3.43.

1. Persamaan *Converse Labarre*

$$E_g = 1 - \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \right] \theta \quad (3.41)$$

2. Persamaan *Los Angeles Group*

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi \times s \times m \times n} [m(n-1) + (m-1) + \sqrt{2} (n-1)(m-1)] \quad (3.42)$$

3. Persamaan *Seiler - Keeney*

$$E_g = \left\{ 1 - \left[\frac{36.s}{75.s^2 - 7} \right] \left[\frac{m+n-2}{m+n-1} \right] \right\} + \frac{0,3}{m+n} \quad (3.43)$$

Keterangan :

θ = \tan^{-1} (D/S) dalam derajat

D = diameter tiang

s = jarak antara as-as tiang yang berdekatan

n = jumlah tiang pancang dalam satu baris

m = jumlah baris tiang

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan melibatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan rumus pada Persamaan 3.44 berikut.

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a \quad (3.44)$$

Keterangan :

- Q_g = beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan
 E_g = efisiensi kelompok tiang
 n = jumlah tiang dalam kelompok
 Q_a = daya dukung ijin tiang tunggal

3.5 Penurunan Pada Pondasi Tiang Bor

Penurunan yang terjadi pada pondasi tiang bor disebabkan karena lapisan tanah yang dibebani mengalami regangan. Regangan dapat terjadi karena adanya perubahan pada susunan tanah ataupun adanya penurunan yang terdapat pada rongga pori atau air yang ada didalam tanah tersebut. Bila pondasi terletak pada tanah granuler seperti pasir dan kerikil, maka penurunan yang terjadi merupakan penurunan segera. Penurunan pondasi yang terletak pada tanah-tanah lanau dan pasir, sebagian oleh deformasi tanah dasar pondasi ke arah lateral. (Hardiyatmo, 2018).

3.5.1 Penurunan pada tiang tunggal

Penurunan yang terjadi pada tiang tunggal dapat diperoleh dengan menggunakan metode empiris, berikut metode yang digunakan.

1. Metode Empiris

Penyusutan menggunakan metode empiris diperoleh dengan menggunakan Persamaan 3.45.

$$S = \frac{d}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.45)$$

dengan :

S = penurunan total di kepala tiang (m)

D = diameter tiang (m)

Q = beban Kerja (kN)

Ap = luas penampang tiang (m²)

L = panjang tiang (m)

Ep = modulus elastisitas tiang (Tabel 3.7)

3.5.2 Penurunan pada tiang kelompok (Vesic, 1977)

Perhitungan pada tiang kelompok dapat dihitung dengan Persamaan 3.46.

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (3.46)$$

dengan :

S_g = penurunan elastis tiang kelompok (m)

B_g = lebar tiang kelompok (m)

D = diameter satu tiang dalam kelompok (m)

S = penurunan elastis tiang tunggal (m)

3.6 Defleksi Pada Pondasi Tiang Bor

Defleksi adalah sebuah proses lendutan yang terjadi karena adanya gaya vertical yang bekerja pada batang material. Tiang yang mengalami nilai defleksi lateral yang besar akan membahayakan stabilitas jangka panjang yang didukungnya. Untuk mendapatkan nilai defleksi lateral pada tanah granuler (pasir, c=0) dapat digunakan Metode Broms (1964). Bangunan gedung, jembatan, dan struktur-struktur diizinkan untuk menahan beban lateral berkisar 6mm – 18mm.

Tabel 3. 3 Nilai-nilai nh untuk tanah granuler (c = 0)

Kerapatan relative (<i>Dr</i>)	Tak padat	Sedang	Padat
Interval niali A	100 - 300	300 - 1000	1000 - 2000
Nilai A diperuntukkan	200	600	1500
Nh, pasir kering atau lembab (Terzaghi) (Kn/m ³)	2425	7275	19400
Nh, pasir terendam air (Terzaghi) (kN/m ³)	1386	4850	11779
Nh, pasir terendam air (Reese dkk) (Kn/m ³)	5300	16300	34000

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

Defleksi tiang panjang ujung jepit diuraikan dalam Persamaan 3.47.

$$Y_o = \frac{0,93Hu}{(nh)^{\frac{3}{5}} \times (Ep \cdot Ip)^{\frac{2}{5}}} \quad (3.47)$$

dengan :

Y_o = defleksi tiang akibat beban lateral (mm)

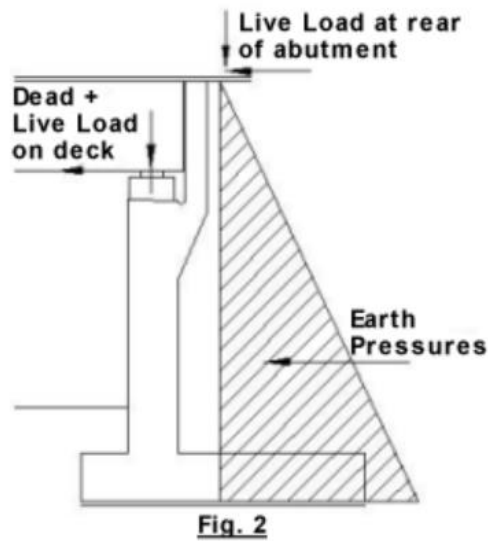
Nh = koefisien variasi modulus Terzaghi (kN/m³)

Ip = momen inersia tampang pondasi (cm⁴)

H = beban lateral izin pada defleksi toleransi (kN)

3.7 Pembebanan

Beban dari struktur atas jembatan diteruskan kepada abutment melalui perletakan. Beban vertical maksimum pada perletakan didapatkan dari analisa perhitungan struktur atas jembatan. Dari perhitungan pembebanan tersebut dapat ditentukan jenis pondasi apakah yang cocok untuk abutment dan juga tipe perletakan yang akan digunakan.



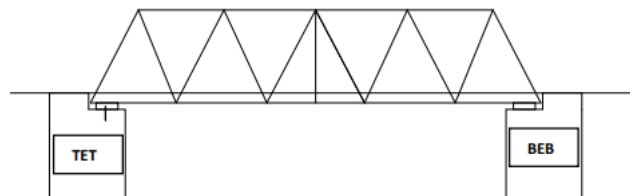
Gambar 3.9 Ilustrasi Beban Yang Bekerja Pada Abutment

Sumber : Sirisha M dan Reddy P (2019)

Beban horizontal pada abutment diakibatkan oleh beban angin, efek temperatur, rangkai (*creep*, beban pengereman, dan pemasangan tembok pelindung jembatan (*parapet*). Gaya longitudinal yang dihasilkan oleh deformasi tersebut harus sesuai dengan kekakuan geser dari perletakan dan besarnya gerakan yang terjadi.

Pada sisi lain, geser yang terjadi pada perletakan akan menghasilkan beban longitudinal yang sebanding dengan reaksi beban mati dan koefisien friksi antara geser permukaan. Koefisien friksi (μ) nilainya bervariasi antara 0,01 sampai dengan 0,08 tergantung tipe perletakan dan kuat tekan perletakan (Childs, 1993).

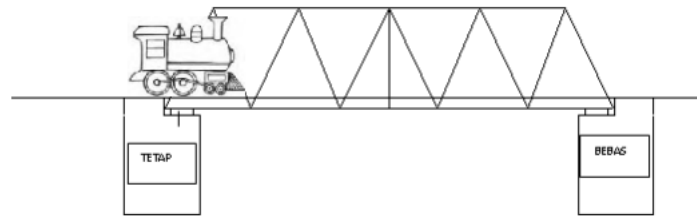
Gaya longitudinal dari efek temperature akan berpengaruh sama baik pada perletakan bebas dan jepit.



Gambar 3.10 Contoh Perletakan Pada Abutment Jembatan

(Sumber : Fahmi, 2016)

Beban longitudinal yang disebabkan traksi, pengereman dan gelincir diasumsikan hanya berpengaruh pada abutment yang menggunakan perletakan jepit.



Gambar 3.11 Ilustrasi Beban Berjalan Pada Perletakan Dan Abutment
(Sumber : Fahmi, 2016)

Jenis beban yang akan diperhitungkan dalam pembebanan antara lain :

1. Beban Mati

Beban mati adalah semua muatan yang berasal dari berat sendiri jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau, termasuk segala unsur tambahan tetap yang dianggap merupakan satu satuan dengan jembatan (Sumantri, 1989:63). Dalam menentukan besarnya muatan mati harus dipergunakan nilai berat volume untuk bahan-bahan bangunan.

2. Beban Hidup

Pembebanan hidup pada jembatan kereta api bisa dua samapi empat kali lipat lebih besar daripada jembatan lalu lintas. Hal ini mengakibatkan perlunya perhatian terhadap kontrol batas lelah (*fatigue*) dan durabilitas struktur (Podolny. W, 1982).

Beban hidup adalah berat kereta terberat yang bisa datang pada jembatan. Dalam gelagar sebelumnya jembatan beban hidup diambil setara dengan beban seragam 1 ton berjalan untuk setiap baris dari jalan. Pada waktu lokomotif kereta api dari 4 ft 8 & $\frac{12}{16}$; masuk pengukur berat paling banyak 35 sampai 45 ton, beban tidak melebihi 1 ton berjalan. Kereta dari wagon tidak berbobot lebih dari tiga perempat dari satu ton berjalan ketika sebagian penuh muatan. Bobot mesin dan wagon sekarang lebih besar, dan disamping itu diakui bahwa konsentrasi pembebanan pada as roda

menimbulkan Tindakan megejan yang lebih besar, terutama di jembatan bentang pendek.

3. Beban Angin

Beban angin bekerja tegak lurus dengan rel dan secara horizontal. Tipikal nilainya adalah sebagai berikut.

- a. Beban sebesar 3,0 kN/m² digunakan pada areal proyeksi vertikal jembatan tanpa ada kereta di atasnya. Namun 2,0 kN/m² pada areal proyeksi rangka batang pada arah datangnya angin, tidak termasuk areal sistem lantai.
- b. Beban sebesar 1,5 kN/m² pada areal kereta dan jembatan, dengan adanya kereta di atasnya. Tetapi terdapat pengecualian 1,2 kN/m² untuk jembatan selain gelagar dek/rusuk atau jembatan komposit, sedangkan 0,8 kN/m² untuk areal proyeksi rangka batang pada arah datangnya angin. (*Peraturan Menteri Perhubungan No.60 Tahun 2012 tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api*)

4. Beban Gesekan dan Gaya Vertikal

Gaya ini adalah beban yang paling dominan dalam struktur jalan rel. Gaya vertikal menyebabkan terjadinya defleksi vertikal yang merupakan indikator terbaik untuk penentuan kualitas, kekuatan dan umur jalan rel. Secara global, besarnya gaya vertikal dipengaruhi oleh pembebanan oleh lokomotif, kereta maupun gerbong.

- a. Gaya Lokomotif (*locomotive*),
Jenis lokomotif akan menentukan jumlah bogie dan gandar yang akan mempengaruhi berat beban gandar di atas rel yang dihasilkannya.
- b. Gaya Kereta,
Karakteristik beban kereta dipengaruhi oleh jumlah bogie dan gandar yang digunakan. Selain itu, faktor kenyamanan penumpang dan kecepatan (faktor dinamis) mempengaruhi beban yang dihasilkan.
- c. Gaya Gerbong (*wagon*),
Prinsip pembebanan pada gerbong adalah sama dengan lokomotif dan kereta. Meskipun demikian, kapasitas muatan gerbong sebagai angkutan barang perlu diperhatikan dalam perencanaan beban.

Perhitungan gaya vertikal yang dihasilkan beban gandar oleh lokomotif, kereta dan gerbong merupakan beban static, sedangkan pada kenyataannya, beban yang terjadi pada struktur jalan rel merupakan beban dinamis yang dipengaruhi oleh faktor aerodinamik (hambatan udara dan beban angin), kondisi geometrik dan kecepatan pergerakan rangkaian kereta api. Oleh karena itu, diperlukan transformasi gaya statik ke gaya dinamik untuk merencanakan beban yang lebih realistis. Persamaan TALBOT (1918) memberikan transformasi gaya berupa pengkali faktor dinamis.

5. Beban Gesekan

Beban gesekan pada tumpuan bergerak (Beban horizontal Longitudinal pada perletakan) dapat terjadi akibat pemuaian, penyusutan, ataupun gaya gempa. Beban Gesekan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.48 dibawah ini.

$$H_L = m (RD + RL) \quad (3.48)$$

Beban H_L ini bekerja bila gaya aksi yang bekerja lebih besar dari H_L . Bila kurang dari itu, maka yang bekerja gaya reaksi sebesar gaya aksi percepatan gaya gempa bekerja pada titik pusat massa benda sehingga dibedakan gaya gempa pada titik pusat rangka baja dan abutment.

6. Beban Rem

Beban rem dan Traksi masing-masing 25% dari beban kereta. Beban ini bekerja pada pusat gaya berat kereta ke arah rel atau secara longitudinal. (*Peraturan Menteri Perhubungan No.60 Tahun 2012 tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api*)

7. Beban Gempa

Gempa bumi adalah bergetarnya permukaan tanah karena pelepasan energi secara tiba-tiba akibat dari pecah/slipnya massa batuan di lapisan kerak bumi. Energi tersebut terakumulasi dan terperangkap pada waktu yang lama kemudian terlepas dan merambat ke segala arah sampai ke permukaan tanah. Hal tersebut

membuat permukaan tanah bergelombang yang mengakibatkan bangunan di atasnya bergetar. Pada saat bangunan bergetar, timbul gaya-gaya pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan massa bangunan untuk mempertahankan dirinya dari gerakan.

Tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung tahapan pada analisis distribusi beban gempa dapat dijelaskan sebagai berikut.

1. Perioda Struktur Bangunan (T)

Perioda getar struktur merupakan salah satu nilai yang penting dalam merancang bangunan tahan gempa. Perioda getar struktur akan menentukan besarnya beban gempa yang akan mempengaruhi perancangan struktur bangunan. Perioda struktur bangunan ditentukan dengan perhitungan sebagai berikut.

a. Perioda (T_a)

Perioda fundamental pendekatan dipengaruhi oleh tinggi bangunan (h_n), nilai parameter C_t dan x berdasarkan SNI-03-1726-2012 dapat dilihat pada Table 3.4.

Tabel 3.4 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	X
Sistem rangka penahan momen dimana rangka rangka menopang 100% gaya seismik yang diperlukan, tidak dikelilingi atau dikaitkan oleh komposisi yang lebih rigid, dan menangkal rangka dari lentur saat dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua system struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber : SNI 03-1726-2019 (2019)

b. Periode Computed (T_c)

Periode computed dihitung menggunakan aplikasi ETABS yang berkedudukan untuk memperbandingkan nilai periode fundamental (T) melalui beragam kriteria :

- 1) Jika $T_c > C_u, T_a$, digunakan $T = C_u, T_a$
- 2) Jika $T_a < T_c < C_u, T_a$, digunakan $T = T_c$
- 3) Jika $T_c < T_a$ digunakan $T = T_a$

Periode fundamental (T) menggunakan pendekatan nilai koefisien batas atas (C_u) yang dihitung dapat dilihat menggunakan Tabel 3.5.

Tabel 3.5 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain Pada 1 Detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : SNI 03-1726-2019 (2019)

2. Faktor Keutamaan (I) dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung bagian 4.1.2, nilai factor keutamaan (I) dan kategori risiko bangunan dapat dilihat pada Tabel 3.6 dan Tabel 3.7.

Tabel 3.6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber: SNI 03-1726-2019 (2019)

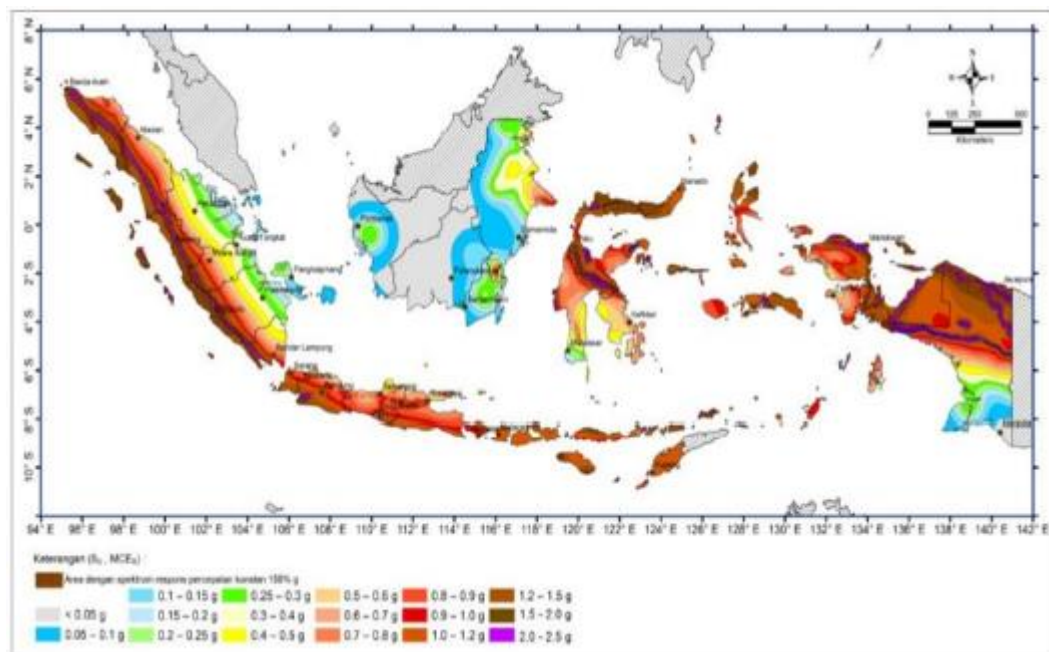
Tabel 3.7 Faktor Keutamaan (I) untuk Berbagai Kategori Bangunan

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

Sumber : SNI 03-1726-2019 (2019)

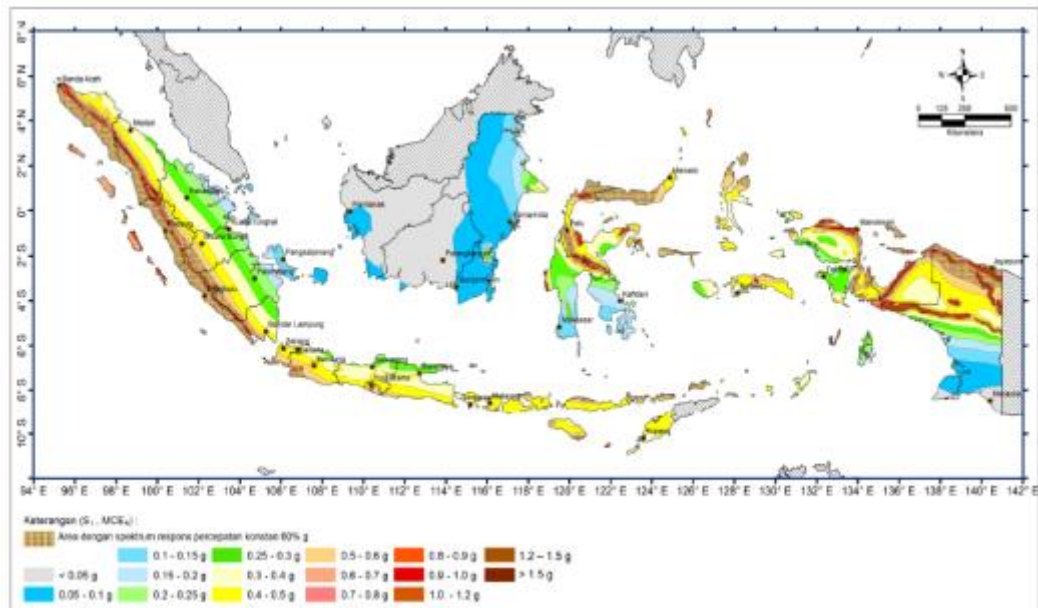
3. Nilai Respon Spektrum (C)

Parameter percepatan terpetakan, yang meliputi percepatan batuan dasar pada perioda pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S_1). Adapun penentuan parameter S_s dan S_1 dapat dilihat pada Gambar 3.8 dan Gambar 3.9.



Gambar 3.12 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (S_s)

(Sumber : SNI 1726-2019)



Gambar 3.13 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada 1 Detik (S1)
(Sumber : SNI 1726-2019)

4. Beban Geser Nominal (V)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Peraturan beban gravitasi untuk tata cara perencanaan ketahanan gempa struktur gedung dan non gedung, nilai beban geser nominal menggunakan Persamaan 3.49 sebagai berikut.

$$V = C_s \times W_t \quad (3.49)$$

dengan :

C_s = koefisien gempa

W_t = berat total bangunan

5. Kontrol Gaya Geser (*Base Shear*)

Distribusi gaya geser horizontal merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat gaya gempa yang bekerja pada tingkat bangunan. Gaya geser horizontal diperoleh dari Persamaan 3.50.

$$F_i = \frac{W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i} \times V \quad (3.50)$$

dengan :

F_i = Gaya horizontal tingkat ke- i

W_i = Berat lantai ke- i

H_i = Tinggi lantai ke- i

V = Gaya geser

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian adalah suatu cara untuk memecahkan masalah atau cara mengembangkan ilmu pengetahuan dengan menggunakan metode ilmiah. Secara lebih luas dijelaskan bahwa metode penelitian adalah cara ilmiah untuk mendapatkan data yang valid dengan tujuan dapat ditemukan, dikembangkan, dan dibuktikan untuk suatu pengetahuan tertentu sehingga dapat digunakan untuk memahami, memecahkan, serta mengantisipasi masalah.

4.2 Studi Pustaka

Studi Pustaka adalah cara yang dilakukan oleh peneliti untuk menghimpun informasi yang relevan dengan topik atau masalah yang akan diteliti. Informasi itu diperoleh dari buku ilmiah, laporan penelitian, jurnal ilmiah, tesis, disertasi, peraturan daerah dan pemerintah, dan juga sumber-sumber yang lainnya. Studi Pustaka merupakan suatu kegiatan yang tidak dapat dipisahkan dari suatu penelitian.

4.3 Pengumpulan Data

Penelitian ini memperoleh data dari proyek pembangunan Jalur KA Elevated Antara Solo Balapan – Kadipiro. Adapun data yang digunakan sebagai penelitian adalah sebagai berikut :

1. data tanah hasil pengujian laboratorium,
2. data penyelidikan tanah *standard penetration test*, dan
3. DED (*Detail Engineering Design*).

Untuk melihat denah lokasi objek penelitian yang akan dilakukan dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4.1 Lokasi Proyek

4.4 Analisis Pondasi Bored Pile

Analisis yang digunakan adalah analisis dengan Metode Reese & Wright dan Metode Meyerhorf, sedangkan kapasitas lateral menggunakan Metode *Broms* dan Metode Reese & Matlock, meliputi sebagai berikut :

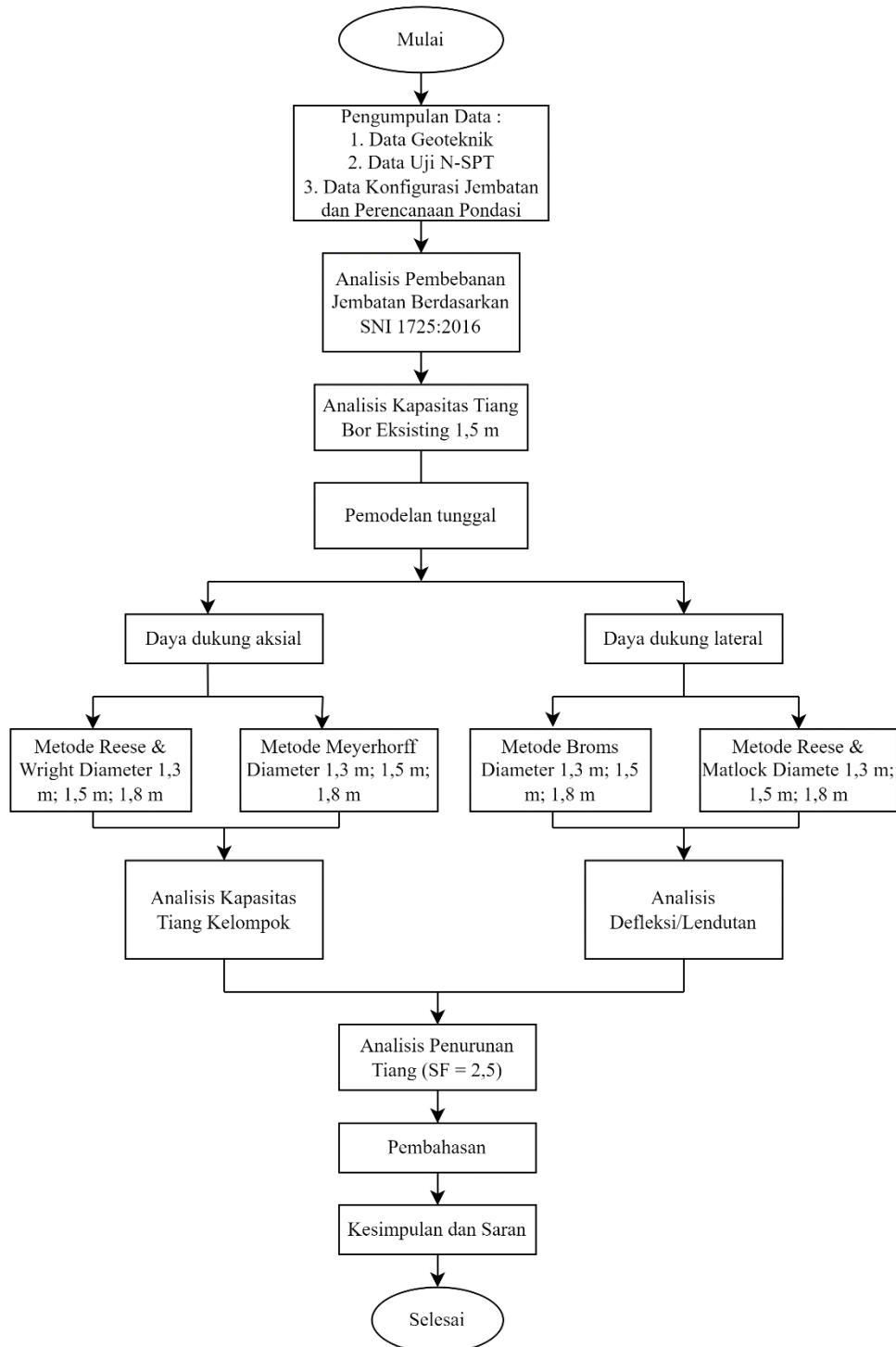
1. Analisis kapasitas dukung tiang tunggal dengan variasi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m.
2. Analisis kapasitas dukung tiang kelompok dengan variasi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m.
3. Analisis reaksi tiang.
4. Analisis penurunan tiang tunggal.
5. Analisis penurunan tiang kelompok.

4.5 Langkah Penelitian dan Bagan Alir

Langkah Penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Tahap perumusan masalah, meliputi rumusan masalah, penentuan topik, manfaat penelitian dan tujuan penelitian,
2. Tahap studi pustaka untuk menemukan informasi mengenai penelitian ini,
3. Tahap pengumpulan data yang diperlukan dalam penelitian ini, Adapun data yang dibutuhkan seperti data pengujian tanah, perencanaan pondasi, dan juga *shopdrawing* proyek,

4. Tahap analisa pembebanan untuk memilih lokasi tiang yang akan dianalisa
5. Tahap analisa data yang diperoleh dengan menghitung nilai daya dukung tiang pondasi melalui program *Ms.Excel*



Gambar 4.2 Bagan Alir Metode Penelitian

BAB V

HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Jembatan

Proyek pembangunan Jembatan Jalur KA Elevated Antara Solo Balapan – Kadipiro. Jembatan ini didesain terdiri dari 3 span dengan panjang total 273.4 m dan panjang masing-masing bentang adalah 1 span dengan bentang panjang 130m dan 2 span dengan panjang bentang 71.7 m. Bentang jembatan panjang 71.7 m menghubungkan Pier9 dengan Pier10. Kemudian bentang dengan panjang 130m menghubungkan Pier10 dengan Pier11. Sedangkan jembatan dengan bentang 71.7 m menghubungkan Pier11 dengan Pier12.

5.1.1 Data Umum

Data proyek pembangunan Jembatan Jalur KA Elevated Antara Solo Balapan – Kadipiro adalah sebagai berikut :

1. Nama Proyek : Pembangunan *Elevated* Jalur Ganda Kereta Api
Solo Balapan – Kalioso Fase 1
2. Pemilik Proyek : Kementerian Perhubungan Direktorat Jenderal
Perkeretaapian
3. Kontraktor Pelaksana : PT. WIKA-BKU (KSO)
4. Konsultan Perencana : PT. Rayakonsult
5. Konsultan Pengawas : PT. Rayakonsult
6. Lokasi Proyek : Jalan Solo-Kartosuro, Jalur Kereta Api ruas Solo
Balapan – Kalioso pada STA. 104+700 – 106+300,
yang bersimpangan dengan simpang 7 joglo, Kel.
Kadipiro, Kec. Banjarsari, Kota Surakarta, Jawa
Tengah
7. Konstruksi Bagian Atas : Pelengkung Rangka Baja Komposit
8. Konstruksi Bagian Bawah: *Borepile* diameter 1,5 m
9. Nilai Kontrak Proyek : Rp. 959.000.000.000,- (*include* PPN 10%)

10. Waktu Pelaksanaan : 700 (tujuh ratus) hari kalender sejak SPMK

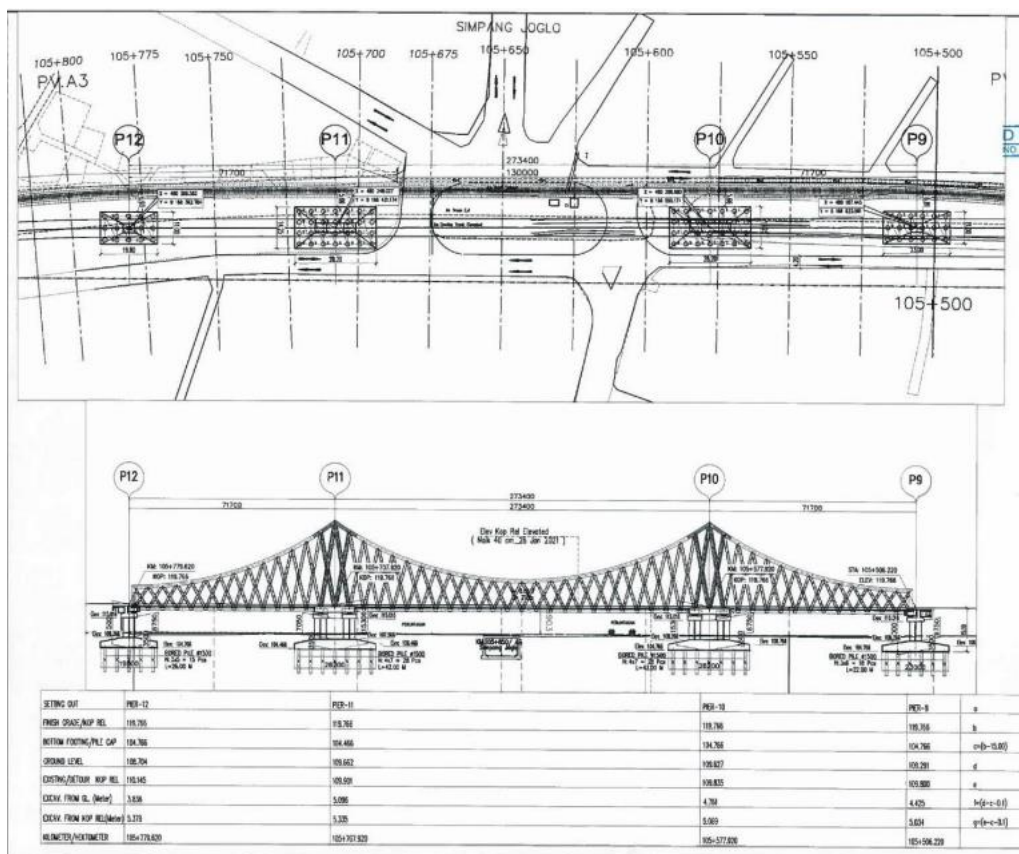
5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan dalam pembangunan Proyek Jembatan Jalur Ganda KA Solo Balapan – Kalioso adalah sebagai berikut :

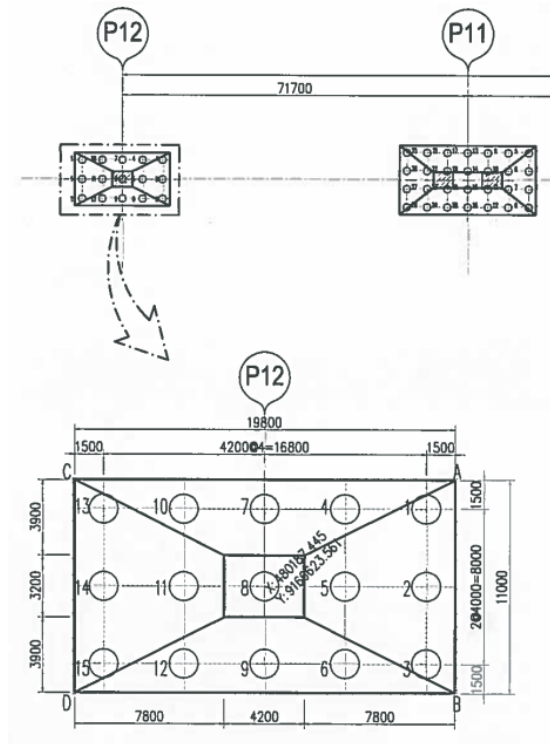
1. Mutu beton ($f'c$) sebesar 30 Mpa, 35 Mpa, dan 42 Mpa.
2. Mutu tulangan (f_y) sebesar 420 Mpa.

5.1.3 Denah Jembatan

Denah Jembatan Jalur Ganda KA Solo Balapan – Kalioso yang ditinjau pada Pier 12 dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



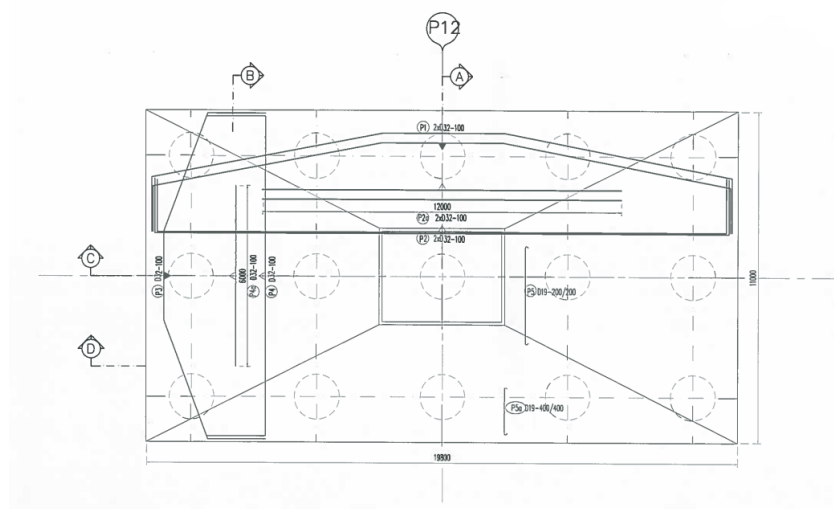
Gambar 5. 1 Gambar Denah Jembatan Jalur Ganda KA Solo Balapan - Kalioso



Gambar 5.2 Pier 12 Yang Ditinjau

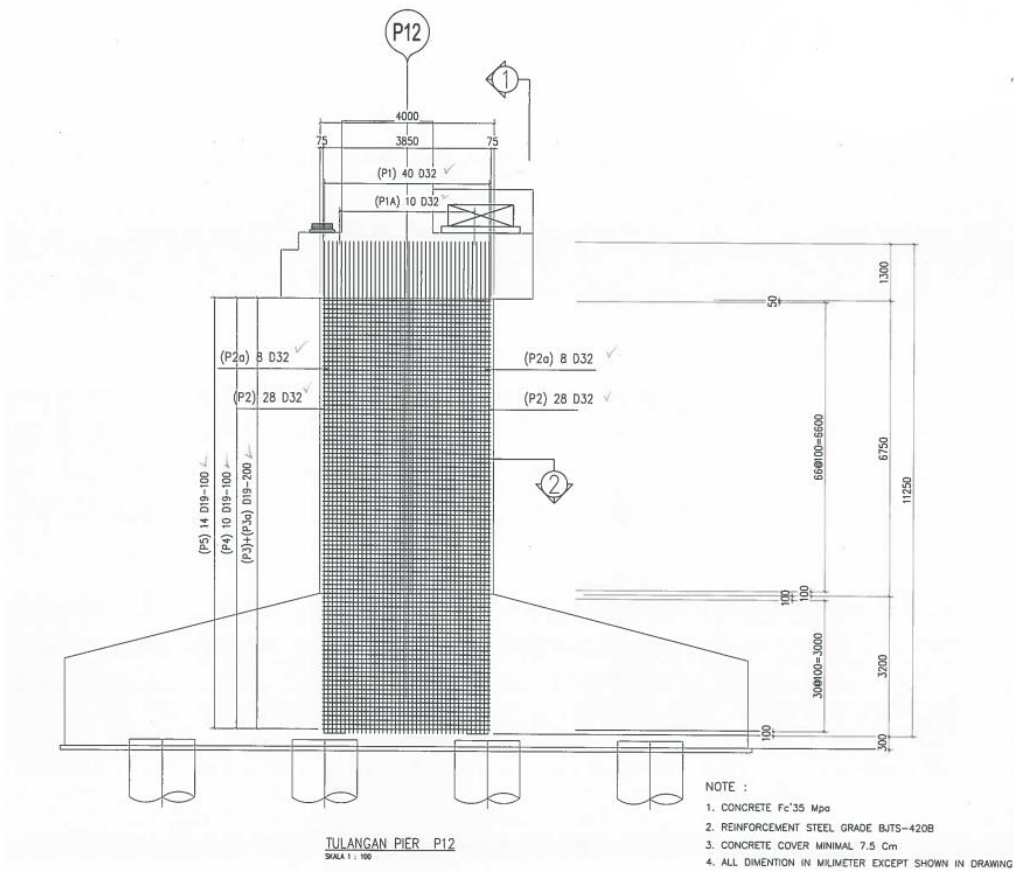
(Sumber : *Shopdrawing* Proyek Jembatan *Pilecap* Jalur Ganda KA Solo Balapan- Kalioso)

Untuk denah pier 12 dan denah tulangan pilecap pier 12 Jembatan Jalur Ganda KA Solo Balapan – Kalioso dapat dilihat pada Gambar 5.2 dan Gambar 5.3 berikut.



Gambar 5.3 Denah Tulangan Pilecap P12

(Sumber : *Shopdrawing* Proyek Jembatan *Pilecap* Jalur Ganda KA Solo Balapan- Kalioso)



Gambar 5.4 Tulangan Pier12

(Sumber : Shopdrawing Proyek Jembatan Pilecap Jalur Ganda KA Solo Balapan- Kalioso)

5.2 Analisis Pembebanan Jembatan

Desain struktur jembatan dipengaruhi oleh beberapa reaksi yang terjadi pada struktur jembatan. Reaksi-reaksi pembebanan pada jembatan ada beberapa faktor yang mempengaruhi beban struktur jembatan. Pengaruh beban ini harus disesuaikan dengan kombinasi pembebanan menurut Pembebanan Jembatan SNI 1726:2019.

5.2.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikul dan bersifat tetap. Struktur pada Jembatan Jalur Ganda KA Solo Balapan – Kadipiro ini terdiri dari bentang 270 m @71,7 m – 130 m – 71,7 m, lebar jembatan 14,1 m. Data struktur ini dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Berat Struktur Jembatan

No	Beban Struktur	Luas	Panjang	Jumlah	Berat Volume	Berat
		m ²	m	n	T/m ³	Ton
1	Girder	40	40	5	2,4	19200
2	RC Plate	48	40	1	2,4	4608
3	Diafragma Ujung	0,5	40	2	2,4	96
4	Diafragma Tengah	0,33	40	3	2,4	95,04
5	Slab	48,645	17,1	1	2,4	1996,3908
6	Pile Cap	2	11	1	2,4	52,8
7	Pilar	79	4	1	2,4	760,32
8	Pier Head	18,2	6,5	1	2,4	283,92
Total						27092,4708

5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat beban elemen non-struktural pada jembatan yaitu berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan. Perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 5.2 dibawah ini.

Tabel 5.2 Perhitungan Beban Mati Tambahan

No	Beban Mati Tambahan	Panjang (m)	Jumlah	Berat (T)
1	Barrier Pinggi	40	2	118,76
2	Ballast	40	8	351,5
3	Rail – R54	40	8	9,72
4	ME Ditch	40	8	39,62
5	ME	40	8	0,8
				520,4

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan beban yang terjadi pada jembatan yang dapat dilihat pada Tabel 5.3 dibawah ini.

Tabel 5.3 Rekapitulasi Pembebanan Jembatan

No	Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kN/m)	My (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	68559,343				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	520,4				
3	Beban Gempa	0,2729			0,5816	0,2386
4	Beban Hidup	1137,51	362,5	437,5		

5.3 Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan

Berikut ini adalah kombinasi pada jembatan berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016 yang dapat dilihat pada Tabel 5.4 sampai dengan Tabel 5.13.

Tabel 5.4 Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan

No	Beban	Keadaan Batas								
		Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V	Layan I	Layan III	Layan IV	Ekstrem I
1	MS	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1	1	1	1,3
2	MA	2	2	2	2	2	1	1	1	2
3	Beban Gempa									0,15
4	Beban Hidup	1,8	1,4				1	0,8		0,3

Tabel 5.5 Kombinasi Kuat I

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	75415,27				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	1040,8				
3	Beban Gempa					
4	Beban Hidup	2047,518	3,6	3,6		
		78503,59	3,6	3,6		

Tabel 5.6 Kombinasi Kuat II

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	75415,27				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	1040,8				
3	Beban Gempa					
4	Beban Hidup	1592,514	2,8	2,8		
		78048,59	2,8	2,8		

Tabel 5.7 Kombinasi Kuat III

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	75415,27				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	1040,8				
3	Beban Gempa					
4	Beban Hidup					
		76456,07				

Tabel 5.8 Kombinasi Kuat IV

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	75415,27				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	1040,8				
3	Beban Gempa					
4	Beban Hidup					
		76456,07				

Tabel 5.9 Kombinasi Kuat V

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	75415,27				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	1040,8				
3	Beban Gempa					
4	Beban Hidup					
		76456,07				

Tabel 5.10 Kombinasi Layan I

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	68559,34				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	520,4				
3	Beban Gempa					
4	Beban Hidup	1137,51	362,5	437,5		
		70217,25	362,5	437,5		

Tabel 5.11 Kombinasi Layan III

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	68559,34				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	520,4				
3	Beban Gempa					
4	Beban Hidup	910,008	290	350		
		69989,75	290	350		

Tabel 5.12 Kombinasi Layan IV

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	68559,34				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	520,4				
3	Beban Gempa					
4	Beban Hidup					
		69079,74				

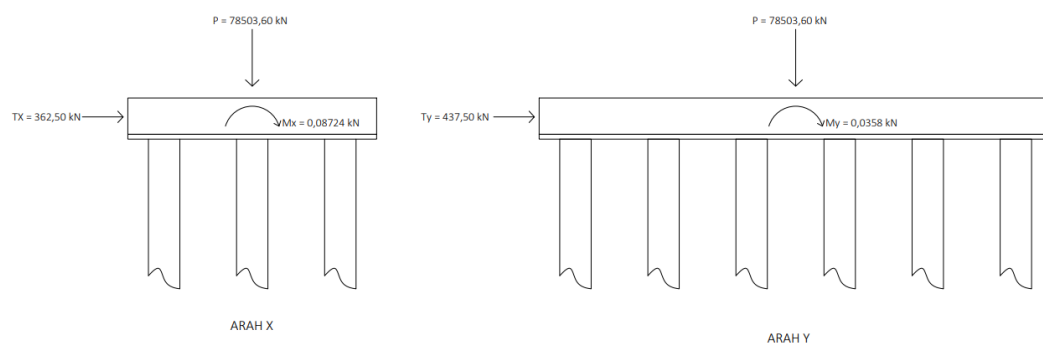
Tabel 5.13 Kombinasi Ekstrem I

No	Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kN/m)	M _y (kN/m)
1	MS (Beban Mati)	75415,27				
2	MA (Beban Mati Tambahan)	1040,8				
3	Beban Gempa	0,0409			0,0872	0,0358
4	Beban Hidup	341,253	108,75	131,25		
		346,551	108,75	131,25	0,0872	0,0358

Tabel 5.14 Hasil Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Jembatan

No	Kombinasi	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kN/m)	My (kN/m)
1	Kuat I	78503,60	3,6	3,6		
2	Kuat II	78048,59	2,8	2,8		
3	Kuat III	76456,08				
4	Kuat IV	76456,08				
5	Kuat V	76456,08				
6	Layan I	70217,25	362,50	437,50		
7	Layan III	69989,75	290,00	350,00		
8	Layan IV	69079,37				
9	Ekstrem I	76797,37	108,75	131,25	0,0872	0,0358
	Max	78503,60	362,5	437,5	0,0872	0,04

Dalam melakukan analisis pondasi tiang bor yang digunakan untuk beban aksial, beban momen, dan beban horizontal dapat dilihat pada Gambar 5.4 dibawah ini.

**Gambar 5.5 Gaya Yang Terjadi Pada Pembebanan Pier 12**

5.4 Data Karakteristik Tanah

Survei tanah dilaksanakan di lapangan dan sampel tanah di uji di laboratorium. Tabel 5.15 dan Gambar 5.4 menunjukkan temuan survei tanah lapangan dan survei sampel tanah laboratorium dengan metode SPT (Uji Penetrasi Standar) di lokasi BH-15.

Tabel 5.15 Hasil Pengujian Laboratorium Titik BH-15

Depth (m)	Index Properties Titik BH-15						Direct Shear Test	
	W (%)	G	γ_d (kN/m ³)	γ_m (kN/m ³)	e	% Passing sieve No.200	C (kg/cm ²)	ϕ (°)
9.00-9.30	37,156	2,663	60	22,29	0,79	0	0,051	29
17.00-17.30	38,3	2,584	60	22,98	0,79	0	0,047	35
27.00-27.30	36,748	2,692	60	22,05	0,54	4,84	0,013	36

(Sumber : PT. RayaKonsult)

Dibawah ini adalah nilai koreksi N' untuk regangan overlay yang diperoleh dari metode pengujian dan penguji N-SPT, seperti terlihat pada Tabel 5.16.

Tabel 5.16 Nilai N' (koreksi) di Titik BH-15

Kedalaman m	Nilai N	Em	CB	Cs	CR	N'
2 – 2,50	12	0,6	1	1	0,75	9
4 – 4,50	15	0,6	1	1	0,85	12,75
6,0 – 6,50	26	0,6	1	1	0,95	24,7
8,0 – 8,50	37	0,6	1	1	0,95	35,15
10,0 – 10,50	46	0,6	1	1	1	46
12,0 – 12,50	21	0,6	1	1	1	21
14,0 – 14,50	20	0,6	1	1	1	20
16,0 – 16,50	27	0,6	1	1	1	27
18,0 – 18,50	42	0,6	1	1	1	42
20,0 – 20,50	25	0,6	1	1	1	25
22,0 – 22,50	46	0,6	1	1	1	46
24,0 – 24,50	49	0,6	1	1	1	49
26,0 – 26,50	100	0,6	1	1	1	100

(Sumber : PT. RayaKonsult)

Depth (m)	Deskripsi Tanah	N	Cu (kN/m ²)	Sketsa kedalaman pondasi tiang
1	stiff clay		0	
2		>60		
3	hard clay		3	
4		>60		
5				
6		48	3	
7				
8	>60	6		
9	hard silt		6.5	
10		>60		
11	stiff silt		9	
12		42		
13				
14		56	12	
15	hard silt			
16		>60	12	
17	silty sand		16.5	
18		16		
19	hard silt		16.5	
20		>60		
21				
22		>60	19	
23				
24	>60	19.5		
25	silty sand		22	
26		>60		
27				
28		>60	22	
29	dense sand			
30		>60	22	
31	very dense sand		26.5	
32				
33				
34			26.5	
35				
36			26.5	
37				
38			26.5	
39				
40			29.5	

Tabel 5.17 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah BH-15
(Sumber : PT. RayaKonsult)

Perhitungan parameter tiap lapisan dapat dilihat yakni:

1. Lapisan 9,00 m s/d 9,30 m (*Silt*)

Berat Volume Kering (γ_d)	= 60 kN/m ³
Berat Volume Basah (γ_m)	= 22,29 kN/m ³
w	= 37,156%
G	= 2,663
e	= 0,79
γ_{sat}	= 18,924 kN/m ³
ϕ	= 29°
2. Lapisan 17,00 m s/d 17,30 m (*Sandy Silt*)

Berat Volume Kering (γ_d)	= 60 kN/m ³
Berat Volume Basah (γ_m)	= 22,98 kN/m ³
w	= 38,3%
G	= 2,584
e	= 0,79
γ_{sat}	= 18,491 kN/m ³
ϕ	= 35°
3. Lapisan 27,00 m s/d 27,30 m (*Silty Sand*)

Berat Volume Kering (γ_d)	= 60 kN/m ³
Berat Volume Basah (γ_m)	= 22,05 kN/m ³
w	= 36,748%
G	= 2,79
e	= 0,54
γ_{sat}	= 21,2125 kN/m ³
ϕ	= 36°

5.5 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal Berdasarkan Metode Reese & Wright (1989)

Perhitungan kapasitas dukung pondasi berdasarkan data SPT Metode Reese & Wright pada penelitian ini dapat dilihat dibawah ini.

5.5.1 Analisis Berdasarkan Kondisi *Existing*

1. Menghitung Tahanan Ujung Ultimit Tiang (Q_b)

$$\begin{aligned} Q_b &= q_p \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 5872,44 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 \\ &= 5872,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Menghitung Tahanan Gesek Ultimit Tiang (Q_s)

$$\begin{aligned} p &= \pi \times D \\ &= \pi \times 1,5 \\ &= 4,710 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0,5 \text{ tsf} \\ &= 47,88 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \times L \times p \\ &= 47,88 \times 2 \times 4,710 \\ &= 451,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan perlapisan nya dapat dilihat pada Tabel 5.18 dibawah ini.

Tabel 5. 18 Nilai Tahanan Gesek (Q_s)

Kedalaman (m)	N-SPT	p (m)	f_s (kN/m ²)	L	Q_s (kN)
2	14	0,5	47,88	2	451,03
4	18	0,54	51,71	2	487,11
6	27	0,62	59,371	2	559,27
8	34	0,69	66,074	2	622,42
10	40	0,75	71,82	2	676,54
12	19	0,55	52,66	2	496,06
14	18	0,54	51,71	2	487,11
16	24	0,61	58,4	2	550,13
18	37	0,73	69,905	2	658,51
20	22	0,59	56,498	2	532,21
22	40	0,76	72,77	2	685,49
24	43	0,79	75,65	2	712,62
26	50	1,45	138,85	2	1307,97
28	50	1,45	138,85	2	1307,97
30	50	1,45	138,85	2	1307,97
Total (Q_s)					10842,40

3. Menghitung Kapasitas Dukung Ultimit (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 5872,44 + 10842,40 \\ &= 16714,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Menghitung Kapasitas Dukung Ijin (Q_{all})

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{16714,84}{2,5} \\ &= 6685,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Jumlah Tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{78504}{6685,93} \\ &= 11,74 \approx 15 \text{ tiang} \end{aligned}$$

5.5.2 Analisis Berdasarkan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m1. Menghitung Tahanan Ujung Ultimit Tiang (Q_b)

$$\begin{aligned} Q_b &= q_p \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 2872,815 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 1,3^2 \\ &= 3811,22 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Menghitung Tahanan Gesek Ultimit Tiang (Q_s)

$$\begin{aligned} p &= \pi \times D \\ &= \pi \times 1,3 \\ &= 4,082 \text{ m} \\ f_s &= 0,5 \text{ tsf (Gambar 3.2)} \\ &= 47,88 \text{ kN/m}^2 \\ Q_s &= f_s \times L \times p \\ &= 47,88 \times 2 \times 4,082 \\ &= 390,89 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan per lapisannya dapat dilihat pada Tabel 5.19 dibawah ini

Tabel 5.19 Nilai Tahanan Gesek (Qs)

Kedalaman (m)	N-SPT	p (m)	fs (kN/m ²)	L	Qs (kN)
2	14	0,5	47,88	2	390,89
4	18	0,54	51,71	2	422,16
6	27	0,62	59,371	2	484,70
8	34	0,69	66,074	2	539,43
10	40	0,75	71,82	2	586,34
12	19	0,55	52,66	2	429,92
14	18	0,54	51,71	2	422,16
16	24	0,61	58,4	2	476,78
18	37	0,73	69,905	2	570,70
20	22	0,59	56,498	2	461,25
22	40	0,76	72,77	2	594,09
24	43	0,79	75,65	2	617,61
26	50	1,45	138,85	2	1133,57
28	50	1,45	138,85	2	1133,57
30	50	1,45	138,85	2	1133,57
Total (Qs)					9396,75

3. Menghitung Kapasitas Dukung Ultimit (Qu)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= 3811,22 + 9396,75 \\ &= 13207,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Menghitung Kapasitas Dukung Ijin (Qall)

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{13207,97}{2,5} \\ &= 5283,18 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Jumlah Tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{78504}{5283,18} \\ &= 14,85 \approx 18 \text{ tiang} \end{aligned}$$

5.5.3 Analisis Berdasarkan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m

1. Menghitung Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Qb)

$$\begin{aligned}
 Q_b &= qp \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= 3324,805 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 1,8^2 \\
 &= 8456,31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung Tahanan Gesek Ultimit Tiang (Q_s)

$$\begin{aligned}
 p &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 1,8 \\
 &= 5,652 \text{ m} \\
 f_s &= 0,5 \text{ tsf (Gambar 3.2)} \\
 &= 47,88 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_s &= f_s \times L \times p \\
 &= 47,88 \times 2 \times 5,652 \\
 &= 541,24 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan per lapisannya dapat dilihat pada Tabel 5.20 dibawah ini.

Tabel 5.20 Nilai Tahanan Gesek (Q_s)

Kedalaman (m)	N-SPT	p (m)	f_s (kN/m ²)	L	Q_s (kN)
2	14	0,5	47,88	2	541,24
4	18	0,54	51,71	2	584,53
6	27	0,62	59,371	2	671,13
8	34	0,69	66,074	2	746,90
10	40	0,75	71,82	2	811,85
12	19	0,55	52,66	2	595,27
14	18	0,54	51,71	2	584,53
16	24	0,61	58,4	2	660,15
18	37	0,73	69,905	2	790,21
20	22	0,59	56,498	2	638,65
22	40	0,76	72,77	2	822,59
24	43	0,79	75,65	2	855,15
26	50	1,45	138,85	2	1569,56
28	50	1,45	138,85	2	1569,56
30	50	1,45	138,85	2	1569,56
Total (Q_s)					13010,88

3. Menghitung Kapasitas Dukung Ultimit (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= 8456,31 + 13010,88 \\ &= 21467,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Menghitung Kapasitas Dukung Ijin (Q_{all})

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{21467,19}{2,5} \\ &= 8586,87 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Jumlah Tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{78504}{8586,87} \\ &= 9,14 \approx 12 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal menggunakan Metode Reese & Wright dan variasi dimensi yang dapat dilihat pada Tabel 5.21

Tabel 5.21 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Metode Reese & Wright

Diameter	1,3 m	1,5 m	1,8 m
Q_b (kN)	3811,22	5872,44	8456,31
Q_s (kN)	9396,75	10842,40	13010,88
Q_u (kN)	13207,97	16714,84	21467,19
Q_{all} (kN)	5283,18	6685,93	8586,87
n	18	15	12

5.6 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal Berdasarkan Metode Meyerhorff (1976)

5.6.1 Analisis Berdasarkan Kondisi Existing

Pada perencanaan pondasi tiang bored pile menggunakan diameter 1,5 m ujung tiang bored pile berada di kedalaman 26 m.

1. Menghitung Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Qb)

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

$$A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2$$

$$A_b = 1,76625 \text{ m}^2$$

$$Q_b = \frac{1}{3} \times 40 \times N' \times A_b$$

$$= \frac{1}{3} \times 40 \times 44,2 \times 1,76625$$

$$= 1041,55 \text{ ton}$$

$$= 7811,64 \text{ kN}$$

2. Menghitung Nilai Tahanan Gesek Tiang (Qs)

$$Q_s = 0,2 \times N' \times t \times k$$

$$K = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1,5$$

$$= 4,71 \text{ m}$$

Qs dapat dihitung per lapisan tanah sesuai dengan data N-SPT dan N' yang dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut ini.

Tabel 5.22 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Qs)

Kedalaman (m)	N-SPT	N'	Keliling	Qs (kg)	Qs (kN)
2	14	32,0	4,71	60,29	602,88
4	18	34,0	4,71	64,06	640,56
6	27	38,5	4,71	72,53	725,34
8	34	42,0	4,71	79,13	791,28
10	40	45,0	4,71	84,78	847,80
12	19	34,5	4,71	65,00	649,98
14	18	34,0	4,71	64,06	640,56
16	24	37,0	4,71	69,71	697,08
18	37	43,5	4,71	81,95	819,54
20	22	36,0	4,71	67,82	678,24
22	40	45,0	4,71	84,78	847,80
24	43	46,5	4,71	87,61	876,06
26	50	50,0	4,71	94,20	942,00
28	50	50,0	4,71	94,20	942,00
Total (Qs)					10701,12

3. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Q_u)

Penilaian kapasitas dukung ultimit tiang mampu dihitung menggunakan Persamaan 3.1

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= 7811,64 + 10701,12 \\ &= 18512,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Kapasitas Dukung Tiang Bor (Q_{all})

$$\begin{aligned} SF &= 2,5 \\ Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{18512,76}{2,5} \\ &= 7405,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Jumlah Tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{78503,60}{7405,10} \\ &= 10,60 \approx 14 \text{ tiang} \end{aligned}$$

5.6.2 Analisis Berdasarkan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m

Pada perencanaan pondasi tiang bored pile menggunakan diameter 1,3 m ujung tiang bored pile berada di kedalaman 26 m.

1. Menghitung Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_b)

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,3^2 \\ A_b &= 1,32665 \text{ m}^2 \\ Q_b &= \frac{1}{3} \times 40 \times N' \times A_b \\ &= \frac{1}{3} \times 40 \times 45,1 \times 1,32665 \\ &= 796,97 \text{ ton} \\ &= 6375,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Menghitung Kapasitas Selimut Tiang (Q_s)

$$Q_s = 0,2 \times N' \times t \times k$$

$$K = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1,3$$

$$= 4,082 \text{ m}$$

Q_s dapat dihitung per lapisan tanah sesuai dengan data N-SPT dan N' yang dapat dilihat pada Tabel 5.23 berikut ini.

Tabel 5. 23 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Q_s)

Kedalaman (m)	N-SPT	N'	Keliling	Q_s (kg)	Q_s (kN)
2	14	32,0	4,082	52,25	522,50
4	18	34,0	4,082	55,52	555,15
6	27	38,5	4,082	62,86	628,63
8	34	42,0	4,082	68,58	685,78
10	40	45,0	4,082	73,48	734,76
12	19	34,5	4,082	56,33	563,32
14	18	34,0	4,082	55,52	555,15
16	24	37,0	4,082	60,41	604,14
18	37	43,5	4,082	71,03	710,27
20	22	36,0	4,082	58,78	587,81
22	40	45,0	4,082	73,48	734,76
24	43	46,5	4,082	75,93	759,25
26	50	50,0	4,082	81,64	816,40
28	50	50,0	4,082	81,64	816,40
Total (Q_s)					9274,30

3. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Q_u)

Penilaian kapasitas dukung ultimit tiang mampu dihitung menggunakan Persamaan 3.1

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= 6375,78 + 9274,30 \\ &= 15650,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Kapasitas Dukung Tiang Bor

$$SF = 2,5$$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{16447,06}{2,5} \\
 &= 6578,82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5. Jumlah Tiang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{78503,60}{6578,82} \\
 &= 11,93 \approx 16 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

5.6.3 Analisis Berdasarkan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m

Pada perencanaan pondasi tiang bored pile menggunakan diameter 1,8 m ujung tiang bored pile berada di kedalaman 26 m.

1. Menghitung Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

$$\begin{aligned}
 A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,8^2 \\
 A_b &= 2,5434 \text{ m}^2 \\
 Q_b &= \frac{1}{3} \times 40 \times N' \times A_b \\
 &= \frac{1}{3} \times 40 \times 44,2 \times 2,5434 \\
 &= 1499,83 \text{ ton} \\
 &= 7499,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung Kapasitas Selimut Tiang (Q_s)

$$\begin{aligned}
 Q_s &= 0,2 \times N' \times t \times k \\
 K &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 1,8 \\
 &= 5,652 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Q_s dapat dihitung per lapisan tanah sesuai dengan data N-SPT dan N' yang dapat dilihat pada Tabel 5.24 berikut ini.

Tabel 5.24 Nilai Tahanan Gesek Tiang (Qs)

Kedalaman (m)	N-SPT	N'	Keliling	Qs (kg)	Qs (kN)
2	14	32,0	5,652	72,35	723,46
4	18	34,0	5,652	76,87	768,67
6	27	38,5	5,652	87,04	870,41
8	34	42,0	5,652	94,95	949,54
10	40	45,0	5,652	101,74	1017,36
12	19	34,5	5,652	78,00	779,98
14	18	34,0	5,652	76,87	768,67
16	24	37,0	5,652	83,65	836,50
18	37	43,5	5,652	98,34	983,45
20	22	36,0	5,652	81,39	813,89
22	40	45,0	5,652	101,74	1017,36
24	43	46,5	5,652	105,13	1051,27
26	50	50,0	5,652	113,04	1130,40
28	50	50,0	5,652	113,04	1130,40
Total (Qs)					12841,34

3. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Qu)

Penilaian kapasitas dukung ultimit tiang mampu dihitung menggunakan Persamaan 3.1

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s \\
 &= 7499,17 + 12841,34 \\
 &= 20340,52 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Kapasitas Dukung Tiang Bor (Qall)

$$\begin{aligned}
 SF &= 2,5 \\
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{20340,52}{2,5} \\
 &= 8136,20 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

5. Jumlah Tiang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{78503,60}{6780,17} \\
 &= 9,64 \approx 12 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Berikut adalah hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal menggunakan metode Meyerhorff dengan variasi dimensi yang disajikan pada Tabel 5.25 berikut ini,

Tabel 5.25 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Metode Meyerhorff

Diameter	1,3 m	1,5 m	1,8 m
Qb (kN)	6375,78	7811,64	7499,17
Qs (kN)	9274,30	10701,12	12841,34
Qu (kN)	15650,09	18512,76	20340,52
Qall (kN)	6578,82	7405,10	8136,20
n	16	14	12

5.7 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Kelompok

Berdasarkan data kombinasi pembebanan dan momen pada Pilar 12 Jembatan Jalur Ganda KA Solo Balapan – Kadipiro didapatkan nilai pembebanan dan momen maksimal pada Tabel 5.26 dibawah ini.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Dan Momen

No	Kombinasi	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kN/m)	My (kN/m)
1	Kuat I	78503,60	3,6	3,6	0	0
2	Kuat II	78048,59	2,8	2,8	0	0
3	Kuat III	76456,08	0	0	0	0
4	Kuat IV	76456,08	0	0	0	0
5	Kuat V	76456,08	0	0	0	0
6	Layan I	70217,25	362,50	437,50	0	0
7	Layan III	69989,75	290,00	350,00	0	0
8	Layan IV	69079,74	0	0	0	0
9	Ekstrim	76797,37	108,75	131,25	0,08724	0,03579
	Max	78503,60	362,50	437,50	0,08724	0,0358

5.7.1 Analisis Tiang Kelompok Berdasarkan Metode Reese & Wright

5.7.1.1 Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi *Existing*

Dari perhitungan sebelumnya untuk kapasitas daya dukung tiang bored pile didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) untuk Metode Reese & Wright adalah sebesar 6685,93 kN.

1. Efisiensi Kelompok Tiang Bor

$$m = 3$$

$$n = 5$$

$$s = 4,2$$

$$D = 1,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Theta &= \arctan\left(\frac{D}{s}\right) \\ &= \arctan\left(\frac{1,5}{4,2}\right) \\ &= 19,7\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \\ &= 1 - 19,7 \frac{(5-1)3 + (3-1)5}{90.3.5} \\ &= 0,680\end{aligned}$$

2. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

$$\begin{aligned}Q_g &= E_g \times m \times n \times Q_u \\ &= 0,680 \times 3 \times 5 \times 16714,84 \\ &= 170420 \text{ kN}\end{aligned}$$

5.7.1.2 Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m

Dari perhitungan sebelumnya untuk kapasitas daya dukung tiang bored pile didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) untuk Metode Reese & Wright adalah sebesar 5283,18 kN.

1. Efisiensi Kelompok Tiang Bor

$$m = 3$$

$$n = 6$$

$$s = 3,64$$

$$D = 1,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Theta &= \arctan\left(\frac{D}{s}\right) \\ &= \arctan\left(\frac{1,3}{3,64}\right) \\ &= 19,7\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \\ &= 1 - 19,7 \frac{(6-1)3 + (3-1)6}{90 \cdot 3 \cdot 6} \\ &= 0,672\end{aligned}$$

2. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

$$\begin{aligned}Q_g &= E_g \times m \times n \times Q_u \\ &= 0,672 \times 3 \times 6 \times 13207,97 \\ &= 136426,784 \text{ kN}\end{aligned}$$

5.7.1.3 Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m

Dari perhitungan sebelumnya untuk kapasitas daya dukung tiang bored pile didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) untuk Metode Reese & Wright adalah sebesar 8586,87 kN.

1. Efisiensi Kelompok Tiang Bor

$$m = 2$$

$$n = 5$$

$$s = 5,04$$

$$D = 1,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Theta &= \arctan\left(\frac{D}{s}\right) \\ &= \arctan\left(\frac{1,8}{5,04}\right) \\ &= 19,7\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \\ &= 1 - 19,7 \frac{(5-1)2 + (2-1)5}{90 \cdot 2 \cdot 5} \\ &= 0,716\end{aligned}$$

2. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

$$\begin{aligned}
 Q_g &= E_g \times m \times n \times Q_u \\
 &= 0,716 \times 2 \times 5 \times 21467,19 \\
 &= 153729 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.7.2 Analisis Tiang Kelompok Berdasarkan Metode Meyerhorff

5.7.2.1 Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi *Existing*

Dari perhitungan sebelumnya untuk kapasitas daya dukung tiang bored pile didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) untuk Metode Meyerhorff adalah sebesar 7405,10 kN.

1. Efisiensi Kelompok Tiang Bor

$$\begin{aligned}
 m &= 4 \\
 n &= 4 \\
 s &= 3,64 \\
 D &= 1,5 \text{ m} \\
 \Theta &= \arcsin \left(\frac{D}{s} \right) \\
 &= \arcsin \left(\frac{1,5}{3,64} \right) \\
 &= 19,654 \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \\
 &= 1 - 19,654 \frac{(4-1)4 + (4-1)4}{90.4.4} \\
 &= 0,672
 \end{aligned}$$

2. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

$$\begin{aligned}
 Q_g &= E_g \times m \times n \times Q_u \\
 &= 0,672 \times 4 \times 4 \times 15650,09 \\
 &= 168378,962 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.7.2.2 Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m

Dari perhitungan sebelumnya untuk kapasitas daya dukung tiang bored pile didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) untuk Metode Meyerhorff adalah sebesar 6578,82 kN.

1. Efisiensi Kelompok Tiang Bor

$$m = 4$$

$$n = 4$$

$$s = 3,64$$

$$D = 1,3 \text{ m}$$

$$\Theta = \arctan \left(\frac{D}{s} \right)$$

$$= \arctan \left(\frac{1,3}{3,64} \right)$$

$$= 19,654$$

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

$$= 1 - 19,654 \frac{(4-1)4 + (4-1)4}{90 \cdot 4 \cdot 4}$$

$$= 0,672$$

2. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

$$Qg = Eg \times m \times n \times Qu$$

$$= 0,672 \times 4 \times 4 \times 15650,09$$

$$= 168378,96 \text{ kN}$$

5.7.2.3 Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m

Dari perhitungan sebelumnya untuk kapasitas daya dukung tiang bored pile didapatkan beban ijin terbesar (Q_{all}) untuk Metode Meyerhorff adalah sebesar 8136,20 kN.

1. Efisiensi Kelompok Tiang Bor

$$m = 3$$

$$n = 4$$

$$s = 5,04$$

$$D = 1,8 \text{ m}$$

$$\Theta = \arctan \left(\frac{D}{s} \right)$$

$$= \arctan \left(\frac{1,8}{5,04} \right)$$

$$= 19,7$$

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \\
 &= 1 - 19,7 \frac{(4-1)3 + (3-1)4}{90.3.4} \\
 &= 0,691
 \end{aligned}$$

2. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

$$\begin{aligned}
 Q_g &= E_g \times m \times n \times Q_u \\
 &= 0,691 \times 3 \times 4 \times 20340,52 \\
 &= 176574,321 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.7.3 Analisis Distribusi Beban Ke Tiap Tiang Bor

Dari analisis kelompok tiang beban yang diterima tiap tiang pada kelompok tiang bor dapat ditemukan dengan rumus berikut.

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\Sigma y^2}$$

5.7.3.1 Tiang Kelompok Menggunakan Metode Reese & Wright

1. Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Existing

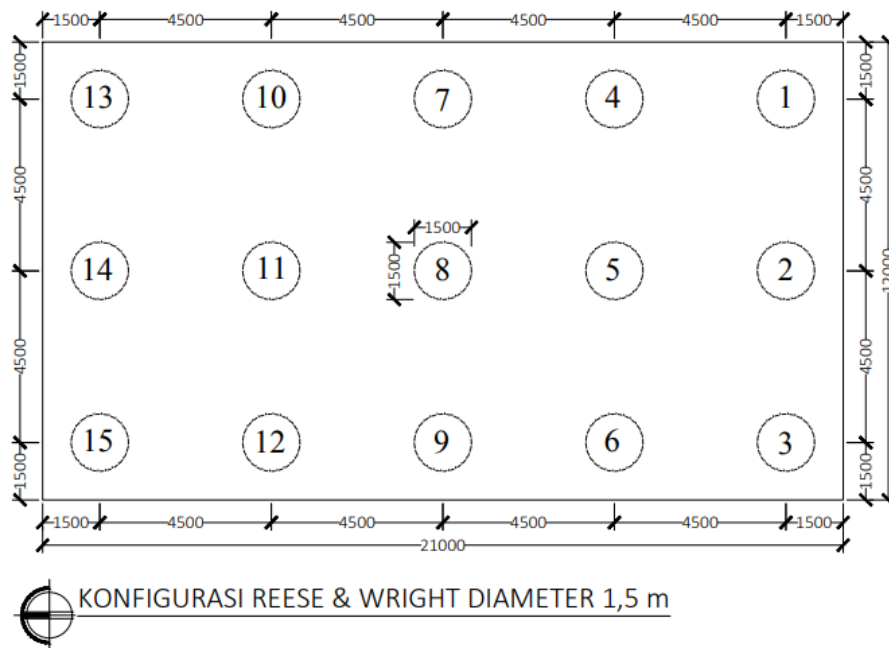
$$\begin{aligned}
 \text{Beban Aksial, } P &= 78504 \text{ kN} \\
 \text{Berat Tiang, } P_t &= A_p \times \gamma \times n \times L \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 \times 14,76 \times 15 \times 26 \\
 &= 9385,15 \text{ kN} \\
 \text{Berat Total, } V &= 78504 + 9385,15 \\
 &= 87889 \text{ kN} \\
 \text{Momen arah x, } M_x &= 0,08724 \text{ kN} \\
 \text{Momen arah y, } M_y &= 0,04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan $2,5 D < S < 3D$. Digunakan jarak antar tiang sebesar $3D$. Maka susunan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.5 dibawah ini.

$$S = 2,8 \times D$$

$$= 2,8 \times 1,5$$

$$= 4,200 \text{ m}$$



Gambar 5.6 Susunan Tiang Bor Diameter 1,5 m

$$n = 15 \text{ tiang}$$

$$n_x = 5$$

$$n_y = 3$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$\Sigma x^2 = 5 \times (4,2^2)$$

$$= 88,2 \text{ m}$$

$$\Sigma y^2 = 3 \times (4,2^2)$$

$$= 52,92 \text{ m}$$

Diambil contoh perhitungan pada tiang nomor 1 sebagai berikut :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\Sigma y^2}$$

$$P = \frac{87889}{15} \pm \frac{0,04 \times 8,4}{88,2} \pm \frac{0,08724 \times 5,5}{52,92}$$

$$P = 5859,261 \text{ kN}$$

Jika terjadi gaya momen 2 arah maka dapat digunakan Persamaan 3.20, berikut ini adalah perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang pondasi rencana pada Tabel 5.27 dibawah ini.

Tabel 5.27 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Existing

Kontrol Gaya Yang Terjadi									
Pile	xi (m)	yi (m)	x ² (m ²)	y ² (m ²)	ΣP/n	Mx.y/Σy ²	My.x/Σx ²	P (kN)	Cek (Syarat P < P _{ijin})
1	8.4	5.5	70.56	30	5233.573	0.002	0.001	5859.261	AMAN
2	8.4	0	70.56	0	5233.573	0.000	0.004	5859.255	AMAN
3	8.4	-5.5	70.56	30	5233.573	-0.002	0.004	5859.250	AMAN
4	4.2	5.5	17.64	30	5233.573	0.002	0.002	5859.258	AMAN
5	4.2	0	17.64	0	5233.573	0.000	0.002	5859.252	AMAN
6	4.2	-5.5	17.64	30	5233.573	-0.002	0.002	5859.247	AMAN
7	0	5.5	0	30	5233.573	0.002	0.000	5859.255	AMAN
8	0	0	0	0	5233.573	0.000	0.000	5859.249	AMAN
9	0	-5.5	0	30	5233.573	-0.002	0.000	5859.244	AMAN
10	-4.2	5.5	17.64	30	5233.573	0.002	-0.002	5859.252	AMAN
11	-4.2	0	17.64	0	5233.573	0.000	-0.002	5859.247	AMAN
12	-4.2	-5.5	17.64	30	5233.573	-0.002	-0.002	5859.241	AMAN
13	-8.4	5.5	70.56	30	5233.573	0.002	-0.004	5859.249	AMAN
14	-8.4	0	70.56	0	5233.573	0.000	-0.004	5859.244	AMAN
15	-8.4	-5.5	70.56	30	5233.573	-0.002	-0.004	5859.238	AMAN
		Σ	529.2	303				87888.742	

Dari hasil kontrol masing-masing tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari Q_{all} = 6685,935 kN rencana sehingga pondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

2. Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m

$$\text{Beban Aksial, } P = 78504 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Tiang, } P_t = A_p \times \gamma \times n \times L$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,3^2 \times 14,76 \times 18 \times 26$$

$$= 8459,145 \text{ kN}$$

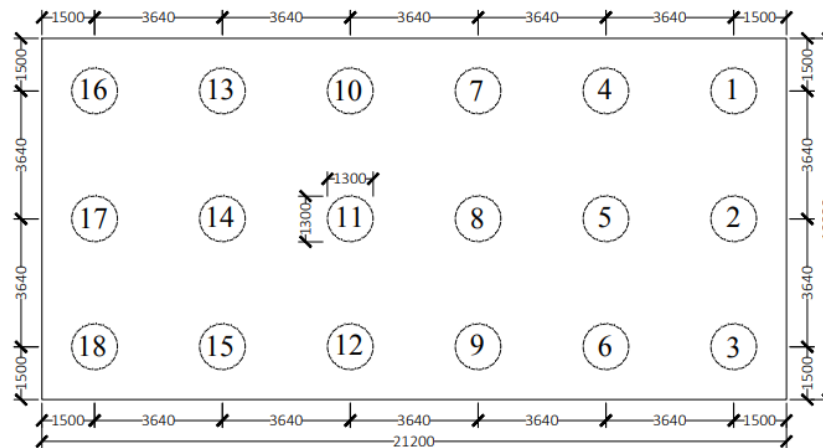
$$\begin{aligned} \text{Berat Total, } V &= 78504 + 8459,145 \\ &= 86963 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Momen arah x, } M_x = 0,08724 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah y, } M_y = 0,04 \text{ kN}$$

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan $2,5 D < S < 3D$. Digunakan jarak antar tiang sebesar $3D$. Maka susunan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.6 dibawah ini.

$$\begin{aligned} S &= 2,8 \times D \\ &= 2,8 \times 1,3 \\ &= 3,64 \text{ m} \end{aligned}$$



KONFIGURASI REESE & WRIGHT DIAMETER 1,3 m

Gambar 5.7 Susunan Tiang Bor Diameter 1,3 m

$$n = 18 \text{ tiang}$$

$$n_x = 6$$

$$n_y = 3$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$\Sigma x^2 = 6 \times (3,640^2)$$

$$= 79,4976 \text{ m}$$

$$\Sigma y^2 = 3 \times (3,640^2)$$

$$= 39,7488 \text{ m}$$

Diambil contoh perhitungan pada tiang nomor 1 sebagai berikut :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\Sigma y^2}$$

$$P = \frac{86963}{18} \pm \frac{0,04 \times 9,1}{79,4976} \pm \frac{0,08724 \times 4,0}{39,7488}$$

$$P = 4831,276 \text{ kN}$$

Jika terjadi gaya momen 2 arah maka dapat digunakan Persamaan 3.20, berikut ini adalah perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang pondasi rencana pada Tabel 5.28 dibawah ini.

Tabel 5.28 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3

Kontrol Gaya Yang Terjadi									
Pile	xi (m)	yi (m)	x ² (m ²)	y ² (m ²)	ΣP/n	Mx.y/ Σy ²	My.x/ Σx ²	P (kN)	Cek (Syarat P < P _{ijin})
1	9.1	4.0	82.81	16.0	4361.311	0.002	0.001	4831.276	AMAN
2	0	0.0	0	0.0	4361.311	0.000	0.000	4831.263	AMAN
3	9.1	4.0	82.81	16.0	4361.311	0.002	0.001	4831.276	AMAN
4	5.46	4.0	29.8116	16.0	4361.311	0.002	0.000	4831.275	AMAN
5	0	0.0	0	0.0	4361.311	0.000	0.000	4831.263	AMAN
6	5.46	4.0	29.8116	16.0	4361.311	0.002	0.000	4831.275	AMAN
7	1.82	4.0	3.3124	16.0	4361.311	0.002	0.000	4831.273	AMAN
8	0	0.0	0	0	4361.311	0.000	0.000	4831.263	AMAN
9	1.82	4.0	3.3124	16	4361.311	0.002	0.000	4831.273	AMAN
10	-1.82	-4.0	3.3124	16	4361.311	-0.002	0.000	4831.254	AMAN
11	0	0.0	0	0	4361.311	0.000	0.000	4831.263	AMAN
12	-1.82	-4.0	3.3124	16	4361.311	-0.002	0.000	4831.254	AMAN
13	-5.64	-4.0	31.8096	16	4361.311	-0.002	0.000	4831.252	AMAN

Lanjutan Tabel 5.28 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3

14	0	0.0	0	0	4361.311	0.000	0.000	4831.263	AMAN
15	-5.64	-4.0	31.8096	16	4361.311	-0.002	0.000	4831.252	AMAN
16	-9.1	-4.0	82.81	16	4361.311	-0.002	-0.001	4831.250	AMAN
17	0	0.0	0	0	4361.311	0.000	0.000	4831.263	AMAN
18	-9.1	-4.0	82.81	16	4361.311	-0.002	-0.001	4831.250	AMAN
		Σ	467.732	192.0				86962.74	

Dari hasil kontrol masing-masing tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari $Q_{all} = 5293,187$ kN rencana sehingga pondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

3. Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi 1,8 m

$$\text{Beban Aksial, } P = 78504 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tiang, } P_t &= A_p \times \gamma \times n \times L \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 \times 14,76 \times 15 \times 24 \\ &= 9385,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

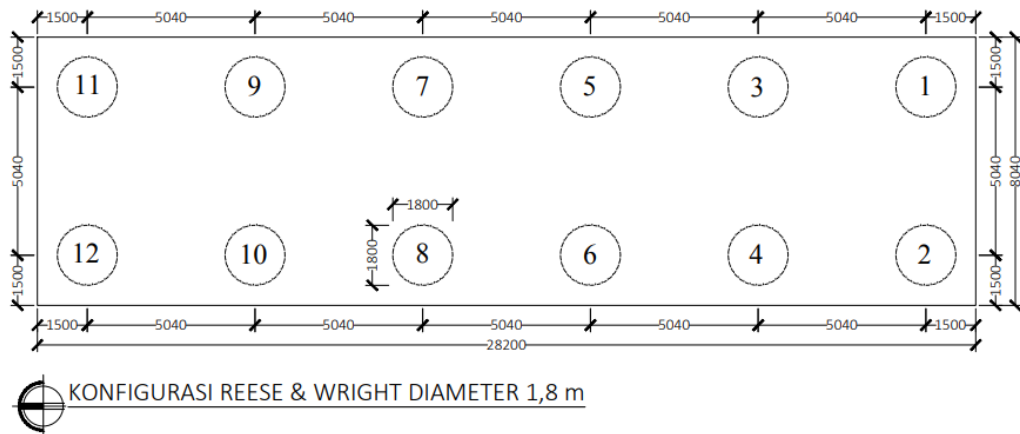
$$\begin{aligned} \text{Berat Total, } V &= 78504 + 9385,15 \\ &= 87889 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Momen arah x, } M_x = 0,08724 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah y, } M_y = 0,04 \text{ kN}$$

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan $2,5 D < S < 3D$. Digunakan jarak antar tiang sebesar $3D$. Maka susunan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.7 dibawah ini.

$$\begin{aligned} S &= 2,8 \times D \\ &= 2,8 \times 1,8 \\ &= 5,04 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5.8 Susunan Tiang Bor Dimensi 1,8 m

$$n = 12 \text{ tiang}$$

$$n_x = 5$$

$$n_y = 2$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$\begin{aligned} \Sigma x^2 &= 5 \times (5,040^2) \\ &= 127,008 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma y^2 &= 2 \times (5,040^2) \\ &= 50,8032 \text{ m} \end{aligned}$$

Diambil contoh perhitungan pada tiang nomor 1 sebagai berikut :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\Sigma y^2}$$

$$P = \frac{89315,3}{12} \pm \frac{0,04 \times 5,4}{127,008} \pm \frac{0,08724 \times 2,0}{50,8032}$$

$$P = 6541,984 \text{ kN}$$

Jika terjadi gaya momen 2 arah maka dapat digunakan Persamaan 3.20, berikut ini adalah perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang pondasi rencana pada Tabel 5.29 dibawah ini

Tabel 5.29 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,8

Kontrol Gaya Yang Terjadi									
Pile	x_i (m)	y_i (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	$\Sigma P/n$	$M_{x.y}/\Sigma y^2$	$M_{y.x}/\Sigma x^2$	P (kN)	Cek (Syarat $P < P_{ijin}$)
1	10.1	2.0	101.61	4.0	6541.966	0.015	0.002	6541.983	AMAN
2	5.4	2.0	29.16	4.0	6541.966	0.015	0.001	6541.982	AMAN
3	5.4	2.0	29.16	4.0	6541.966	0.015	0.001	6541.98	AMAN
4	2	2.0	4	4.0	6541.966	0.015	0.000	6541.98	AMAN
5	2	2.0	4	4.0	6541.966	0.015	0.000	6541.98	AMAN
6	0	2.0	0	4.0	6541.966	0.015	0.000	6541.98	AMAN
7	0	2.0	0	4.0	6541.966	0.015	0.000	6541.98	AMAN
8	-2	2.0	4	4.0	6541.966	0.015	0.000	6541.98	AMAN
9	-2	2.0	4	4.0	6541.966	0.015	0.000	6541.98	AMAN
10	-5.4	2.0	29.16	4.0	6541.966	0.015	-0.001	6541.98	AMAN
11	-5.4	2.0	29.16	4.0	6541.966	0.015	-0.001	6541.98	AMAN
12	-10.08	2.0	101.606	4.0	6541.966	0.015	-0.001	6541.98	AMAN
		Σ	159.926	12				19625.947	

Dari hasil kontrol masing-masing tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari $Q_{all} = 8586,88$ kN rencana sehingga pondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

5.7.3.2 Tiang Kelompok Menggunakan Metode Meyerhorff

1. Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi *Exsisting*

$$\text{Beban Aksial, } P = 78503,596 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tiang, } P_t &= A_p \times \gamma \times n \times L \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 \times 14,76 \times 15 \times 26 \\ &= 2189,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

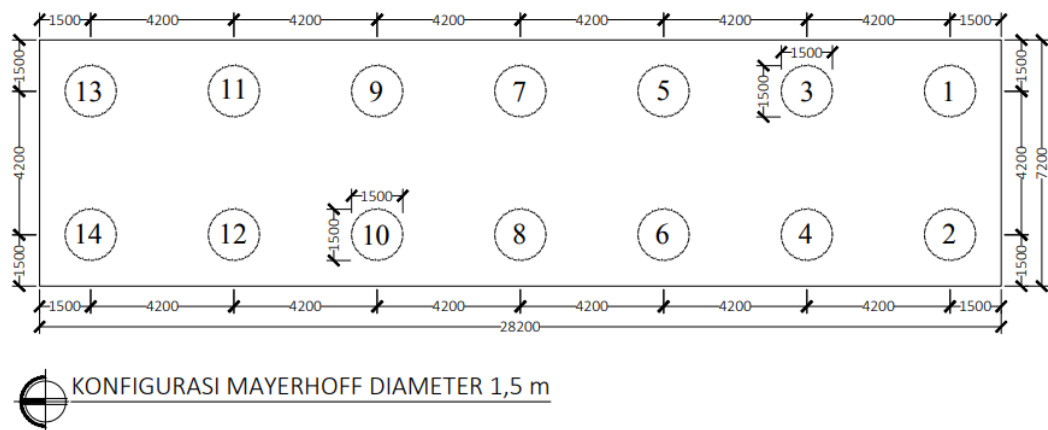
$$\begin{aligned} \text{Berat Total, } V &= 78503,596 + 2189,86 \\ &= 80693,463 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Momen arah x, } M_x = 0,08724 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah } y, \quad M_y = 0,04 \text{ kN}$$

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan $2,5 D < S < 3D$. Digunakan jarak antar tiang sebesar $3D$. Maka susunan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.8 dibawah ini.

$$\begin{aligned} S &= 2,8 \times D \\ &= 2,8 \times 1,5 \\ &= 4,200 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5.9 Susunan Tiang Bor 1,5 m

$$n = 14 \text{ tiang}$$

$$n_x = 7$$

$$n_y = 2$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$\begin{aligned} \Sigma x^2 &= 7 \times (4,2^2) \\ &= 123,48 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma y^2 &= 2 \times (4,2^2) \\ &= 35,28 \text{ m} \end{aligned}$$

Diambil contoh perhitungan pada tiang nomor 1 sebagai berikut :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\Sigma y^2}$$

$$P = \frac{78503,596}{14} \pm \frac{0,04 \times 12,6}{123,48} \pm \frac{0,08724 \times 2,0}{35,28}$$

$$P = 5763,827 \text{ kN}$$

Jika terjadi gaya momen 2 arah maka dapat digunakan Persamaan 3.20, berikut ini adalah perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang pondasi rencana pada Tabel 5.30 dibawah ini.

Tabel 5.30 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Existing

Kontrol Gaya Yang Terjadi									
Pile	xi (m)	yi (m)	x ² (m ²)	y ² (m ²)	ΣP/n	Mx.y/Σy ²	My.x/Σx ²	P (kN)	Cek (Syarat P < Pijin)
1	12.6	2.0	158.76	4.0	5607.4	0.003	0.0005	5763.827	AMAN
2	12.6	-2.0	158.76	4.0	5607.4	-0.003	0.0005	5763.817	AMAN
3	8.4	2.0	70.56	4.0	5607.4	0.003	0.0003	5763.826	AMAN
4	8.4	-2.0	70.56	4.0	5607.4	-0.003	0.0003	5763.816	AMAN
5	4.2	2.0	17.64	4.0	5607.4	0.003	0.0002	5763.825	AMAN
6	4.2	-2.0	17.64	4.0	5607.4	-0.003	0.0002	5763.815	AMAN
7	0	2.0	0	4.0	5607.4	0.003	0.000	5763.824	AMAN
8	0	-2.0	0	4.0	5607.4	-0.003	0.000	5763.814	AMAN
9	-4.2	2.0	17.64	4.0	5607.4	0.003	-0.0002	5763.823	AMAN
10	-4.2	-2.0	17.64	4.0	5607.4	-0.003	-0.0002	5763.813	AMAN
11	-8.4	2.0	70.56	4.0	5607.4	0.003	-0.0003	5763.821	AMAN
12	-8.4	-2.0	70.56	4.0	5607.4	-0.003	-0.0003	5763.811	AMAN
13	-12.6	2.0	158.76	4.0	5607.4	0.003	-0.0005	5763.820	AMAN
14	-12.6	-2.0	158.76	4.0	5607.4	-0.003	-0.0005	5763.810	AMAN
		Σ	987.84	56				80693.463	

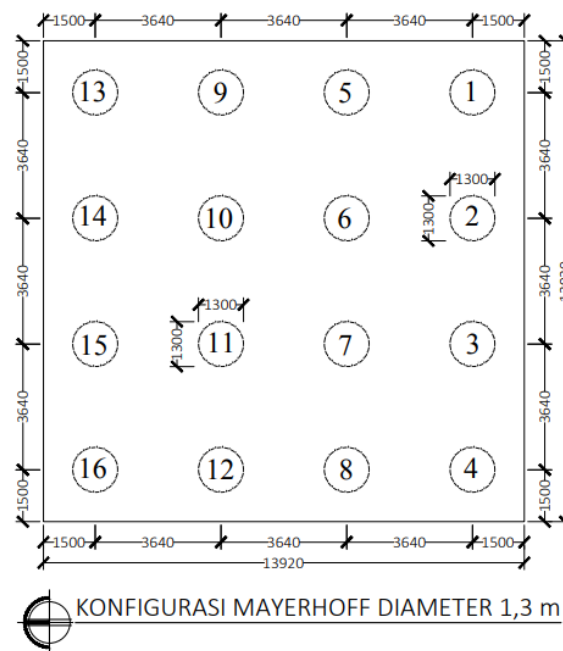
Dari hasil kontrol masing-masing tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari Qall = 6170,921 kN rencana sehingga pondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

2. Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Aksial, } P &= 78503,596 \text{ kN} \\
 \text{Berat Tiang, } Pt &= A_p \times \gamma \times n \times L \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,3^2 \times 14,76 \times 18 \times 26 \\
 &= 7519,24 \text{ kN} \\
 \text{Berat Total, } V &= 78503,596 + 7519,24 \\
 &= 86022,835 \text{ kN} \\
 \text{Momen arah x, } M_x &= 0,08724 \text{ kN} \\
 \text{Momen arah y, } M_y &= 0,04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan $2,5 D < S < 3D$. Digunakan jarak antar tiang sebesar $3D$. Maka susunan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.9 dibawah ini.

$$\begin{aligned}
 S &= 2,8 \times D \\
 &= 2,8 \times 1,3 \\
 &= 3,64 \text{ m}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.10 Susunan Tiang Bor Diameter 1,3 m

$$n = 16 \text{ tiang}$$

$$n_x = 4$$

$$n_y = 4$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$\Sigma x^2 = 4 \times (3,64^2)$$

$$= 52,9984 \text{ m}$$

$$\Sigma y^2 = 4 \times (3,64^2)$$

$$= 52,9984 \text{ m}$$

Diambil contoh perhitungan pada tiang nomor 1 sebagai berikut :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\Sigma y^2}$$

$$P = \frac{860222,935}{16} \pm \frac{0,04 \times 5,46}{52,9984} \pm \frac{0,08724 \times 6,0}{52,9984}$$

$$P = 5376,441 \text{ kN}$$

Jika terjadi gaya momen 2 arah maka dapat digunakan Persamaan 3.20, berikut ini adalah perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang pondasi rencana pada Tabel 5.31 dibawah ini.

Tabel 5.31 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m

Kontrol Gaya Yang Terjadi									
Pile	xi (m)	yi (m)	x ² (m ²)	y ² (m ²)	ΣP/n	Mx.y/Σy ²	My.x/Σx ²	P (kN)	Cek (Syarat P < P _{ijin})
1	5.46	6.0	29.8116	36.0	4906.475	0.002	0.001	5376.441	AMAN
2	5.46	2.0	29.8116	4.0	4906.475	0.001	0.001	5376.434	AMAN
3	5.46	-2.0	29.8116	4.0	4906.475	-0.001	0.001	5376.428	AMAN
4	5.46	-6.0	29.8116	36.0	4906.475	-0.002	0.001	5376.421	AMAN
5	1.82	6.0	3.3124	36.0	4906.475	0.002	0.000	5376.438	AMAN
6	1.82	2.0	3.3124	4.0	4906.475	0.001	0.000	5376.432	AMAN
7	1.82	-2.0	3.3124	4.0	4906.475	-0.001	0.000	5376.425	AMAN
8	1.81	-6.0	3.2761	36	4906.475	-0.002	0.000	5376.419	AMAN
9	-1.82	6.0	3.3124	36	4906.475	0.002	0.000	5376.436	AMAN
10	-1.82	2.0	3.3124	4.0	4906.475	0.001	0.000	5376.429	AMAN
11	-1.82	-2.0	3.3124	4.0	4906.475	-0.001	0.000	5376.423	AMAN
12	-1.82	-6.0	3.3124	36.0	4906.475	-0.002	0.000	5376.416	AMAN
13	-5.46	6.0	29.8116	36.0	4906.475	0.002	-0.001	5376.433	AMAN
14	-5.46	2.0	29.8116	4.0	4906.475	0.001	-0.001	5376.427	AMAN
15	-5.46	-2.0	29.8116	4.0	4906.475	-0.001	-0.001	5376.420	AMAN
16	-5.46	-6.0	29.8116	36.0	4906.475	-0.002	-0.001	5376.414	AMAN
		Σ	264.955 7	320.0				86022.83	

Dari hasil kontrol masing-masing tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari $Q_{all} = 5482,353$ kN rencana sehingga pondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

3. Analisis Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi 1,8 m

$$\text{Beban Aksial, } P = 78504 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tiang, } Pt &= A_p \times \gamma \times n \times L \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 \times 14,76 \times 12 \times 26 \\ &= 10811,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

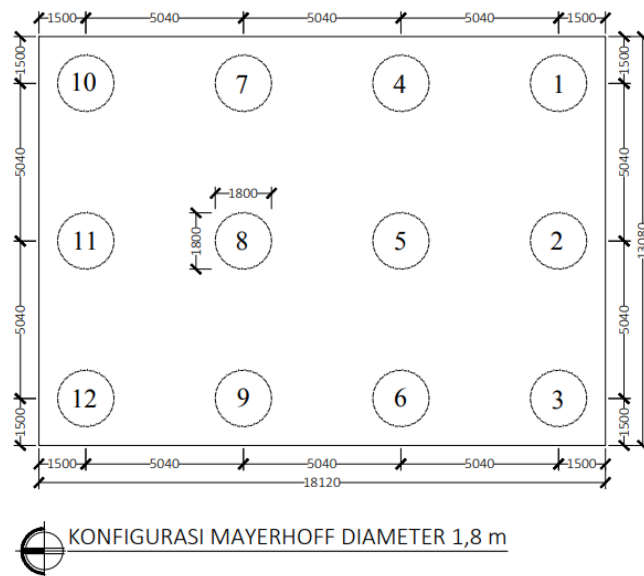
$$\begin{aligned} \text{Berat Total, } V &= 78504 + 10811,7 \\ &= 89315,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Momen arah x, } M_x = 0,08724 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah y, } M_y = 0,04 \text{ kN}$$

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan $2,5 D < S < 3D$. Digunakan jarak antar tiang sebesar $3D$. Maka susunan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.10 dibawah ini.

$$\begin{aligned} S &= 2,8 \times D \\ &= 2,8 \times 1,8 \\ &= 45,04 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5.11 Susunan Tiang Bor Diameter 1,8 m

$$n = 12 \text{ tiang}$$

$$n_x = 4$$

$$n_y = 3$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$\begin{aligned} \Sigma x^2 &= 4 \times (5,040)^2 \\ &= 101,606 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma y^2 &= 3 \times (5,040)^2 \\ &= 76,2048 \text{ m} \end{aligned}$$

Diambil contoh perhitungan pada tiang nomor 1 sebagai berikut :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\Sigma y^2}$$

$$P = \frac{89315,3}{12} \pm \frac{0,04 \times 7,56}{101,606} \pm \frac{0,08724 \times 4,0}{76,2048}$$

$$P = 7442,948 \text{ kN}$$

Jika terjadi gaya momen 2 arah maka dapat digunakan Persamaan 3.20, berikut ini adalah perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang pondasi rencana pada Tabel 5.32 dibawah ini

Tabel 5.32 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Bor Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m

Kontrol Gaya Yang Terjadi									
Pile	xi (m)	yi (m)	x ² (m ²)	y ² (m ²)	ΣP/n	Mx.y/Σy ²	My.x/Σx ²	P (kN)	Cek (Syarat P < P _{ijin})
1	7.56	4.0	57.154	16.0	6541.966293	0.001	0.002	7442.948	AMAN
2	7.56	0.0	57.154	0.0	6541.966293	0.000	0.002	7442.943	AMAN
3	7.56	-4.0	57.154	16.0	6541.966293	-0.001	0.002	7442.938	AMAN
4	2.52	4.0	6.3504	16.0	6541.966293	0.001	0.001	7442.946	AMAN
5	2.52	0.0	6.3504	0.0	6541.966293	0.000	0.001	7442.941	AMAN
6	2.52	-4.0	6.3504	16.0	6541.966293	-0.001	0.001	7442.937	AMAN
7	-2.52	4.0	6.3504	16.0	6541.966293	0.001	-0.001	7442.944	AMAN
8	-2.52	0.0	6.3504	0.0	6541.966293	0.000	-0.001	7442.939	AMAN
9	-2.52	-4.0	6.3504	16.0	6541.966293	-0.001	-0.001	7442.935	AMAN
10	-7.56	4.0	57.1536	16.0	6541.966293	0.001	-0.002	7442.942	AMAN
11	-7.56	0.0	57.1536	0.0	6541.966293	0.000	-0.002	7442.938	AMAN
12	-7.56	-4.0	57.1536	16.0	6541.966293	-0.001	-0.002	7442.933	AMAN
		Σ	381.024	128.0				89315.28	

Dari hasil kontrol masing-masing tiap tiang (P) setelah diberi beban masih lebih kecil dari $Q_{all} = 8136,20 \text{ kN}$ rencana sehingga pondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

Berikut ini merupakan rekapitulasi dari hasil analisis distribusi beban ke tiap tiang bor yang disajikan pada Tabel 5.33 dan Tabel 5.34 dibawah ini.

**Tabel 5.33 Rekapitulasi Hasil Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor
Metode Reese & Wright**

	Metode Reese & Wright		
	1,3 m	1,5 m	1,8 m
P (kN)	78504	78504	78504
Berat tiang (kN)	8459,145	9385,146	10811,7
Berat total (kN)	86962,74	87889	89315,3
Mx (kNm)	0,08724	0,08724	0,08724
My (kNm)	0,04	0,04	0,04
s (m)	3,64	4,2	5,04
n	18	15	12
nx	6	5	5
ny	3	3	2
Σx^2	79,49	88,2	127,0
Σy^2	39,74	52,92	50,80
Pmax	4831,276	5859,261	6541,984

**Tabel 5.34 Rekapitulasi Hasil Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor
Metode Mayerhoff**

	Metode Mayerhoff		
	1,3 m	1,5 m	1,8 m
P (kN)	78504	78504	78504
Berat tiang (kN)	78503,59	2189,86	10811,7
Berat total (kN)	7519,24	80693,46	898315,3
Mx (kNm)	0,08724	0,08724	0,08724
My (kNm)	0,04	0,04	0,04
s (m)	3,64	4,20	45,04
n	16	14	12
nx	4	7	4
ny	4	2	3
Σx^2	52,99	123,48	101,60
Σy^2	52,99	35,28	76,20
Pmax	5376,441	5763,827	7442,948

5.7.4 Analisis Kekuatan Tiang Bor

Dengan mutu beton $f'c$ 30 MPa, kekuatan tiang dapat dihitung dengan rumus dibawah ini.

$$\sigma = \frac{P}{A} < \sigma_{ijin}$$

Maka kekuatan tiang bor dari beberapa diameter alternatif desain dihitung sebagai berikut.

5.7.4.1 Metode Reese & Wright

1. Tiang Bor Diameter 1,5 m (*existing*)

$$P = 5859,26 \text{ kN (beban yang maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 \\ &= 1,76625 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{5859,26}{1,76625} \\ &= 3317,34 \text{ kN/m}^2 \\ &= 33,1734 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f'c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{30}{0,083} \\ &= 361 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{izin} &= 361 \times 0,83 \\ &= 300 \text{ kg/cm}^2 < 33,1734 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

2. Tiang Bor Diameter Variasi 1,3 m

$$P = 4831,28 \text{ kN (beban yang maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,3^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,32665 \\
 \sigma &= \frac{P}{A} \\
 &= \frac{4831,28}{1,32665} \\
 &= 3641,7113 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 36,417113 \text{ kg/cm}^2 \\
 f'c &= 30 \text{ Mpa} \\
 K- &= \frac{30}{0,083} \\
 &= 361 \text{ kg/m}^2 \\
 \sigma_{izin} &= 361 \times 0,83 \\
 &= 300 \text{ kg/cm}^2 < 36,4171 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

3. Tiang Bor Diameter Variasi 1,8 m

$$\begin{aligned}
 P &= 25569,87 \text{ kN (beban yang maksimum yang diterima satu tiang)} \\
 A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,8^2 \\
 &= 2,5434 \text{ m}^2 \\
 \sigma &= \frac{P}{A} \\
 &= \frac{25569,87}{2,5434} \\
 &= 10053,4 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 100,534 \text{ kg/cm}^2 \\
 f'c &= 30 \text{ Mpa} \\
 K- &= \frac{30}{0,083} \\
 &= 361 \text{ kg/m}^2 \\
 \sigma_{izin} &= 361 \times 0,83 \\
 &= 300 \text{ kg/cm}^2 < 100,534 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Dengan cara perhitungan yang sama, maka rekapitulasi perhitungan kekuatan tiang bor metode Reese & Wright dapat dilihat pada Tabel 5.35 berikut ini.

Tabel 5.35 Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Dengan Metode Reese & Wright

	Diameter tiang		
	1,3 m	1,5 m	1,8 m
P (kN)	4831,28	5859,26	25569,87
A (m ²)	1,3266	1,7662	2,5434
σ (kg/m ²)	36,4171	33,1734	100,534
f'c (MPa)	30	30	30
K- (kg/m ²)	361	361	361
σ _{izin} (kg/m ²)	300	300	300
Keterangan	Aman	Aman	Aman

5.7.4.2 Meyerhorff

1. Tiang Bor Diameter 1,5 m (*existing*)

$$P = 5763,83 \text{ kN (beban yang maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 \\ &= 1,76625 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{5763,83}{1,76625} \\ &= 3263,31 \text{ kN/m}^2 \\ &= 32,6331 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f'c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} K- &= \frac{30}{0,083} \\ &= 361 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{izin} &= 361 \times 0,83 \\ &= 300 \text{ kg/cm}^2 < 32,6331 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

2. Tiang Bor Diameter Variasi 1,3 m

$$P = 5376,44 \text{ kN (beban yang maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,3^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,32665 \\
 \sigma &= \frac{P}{A} \\
 &= \frac{5376,44}{1,32665} \\
 &= 4052,6445 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 40,526445 \text{ kg/cm}^2 \\
 f'c &= 30 \text{ Mpa} \\
 K- &= \frac{30}{0,083} \\
 &= 361 \text{ kg/m}^2 \\
 \sigma_{izin} &= 361 \times 0,83 \\
 &= 300 \text{ kg/cm}^2 < 40,5264 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

3. Tiang Bor Diameter Variasi 1,8 m

$$\begin{aligned}
 P &= 7442,95 \text{ kN (beban yang maksimum yang diterima satu tiang)} \\
 A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,8^2 \\
 &= 2,5434 \text{ m}^2 \\
 \sigma &= \frac{P}{A} \\
 &= \frac{7442,95}{2,5434} \\
 &= 2926,38 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 29,2638 \text{ kg/cm}^2 \\
 f'c &= 30 \text{ Mpa} \\
 K- &= \frac{30}{0,083} \\
 &= 361 \text{ kg/m}^2 \\
 \sigma_{izin} &= 361 \times 0,83 \\
 &= 300 \text{ kg/cm}^2 < 29,2638 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Dengan cara perhitungan yang sama, maka rekapitulasi perhitungan kekuatan tiang bor dengan metode Meyerhorff dapat dilihat pada Tabel 5.36 berikut ini.

Tabel 5.36 Perhitungan Kekuatan Tiang Bor Dengan Metode Meyerhorff

	Diameter tiang		
	1,3 m	1,5 m	1,8 m
P (kN)	5376,44	5763,83	7442,95
A (m ²)	1,32665	1,76625	2,5434
σ (kg/m ²)	40,5264	32,6331	29,2638
f _c (MPa)	30	30	30
K- (kg/m ²)	361	361	361
σ_{izin} (kg/m ²)	300	300	300
Keterangan	Aman	Aman	Aman

5.7.5 Daya Dukung Lateral

Analisis daya dukung lateral tiang *bored pile* di proyek Pembangunan Elevated Jalur Ganda KA Solo – Semarang Fase 1 pada *pier* 12 diambil contoh perhitungan menggunakan alternatif diameter *bored pile* yaitu 1,3 m.

Kedalaman tiang, $L_a = 2,5$ m

Sudut gesek, $\phi = 35$

Panjang tiang bor, $L = 26$ m

Panjang jepitan tiang, $L_d = \frac{1}{3} \times L$
 $= \frac{1}{3} \times 26$
 $= 8,67$

Berat volume tanah, $w_s = 14,76$ kN/m³

Koefisien tekanan tanah pasif, $K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$
 $= \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35}{2} \right)$
 $= 2,497$

Tabel 5.37 Diagram Tekanan Tanah Pasif Efektif

Bagian	Kedalaman	H (m)	H*ws*k (kN/m ²)	Bagian	p (kN/2)
OK	La + Ld	11.167	411.599	O	0
FJ	La+3/4Ld	9	331.736	FN = 1/4FJ	82.9340
EI	La+1/2Ld	6.833	251.874	EM=1/2EI	125.937
DH	La+1/4Ld	4.667	172.011	DL=3/4DH	129.009
CG	La	2.5	92.14893	CG	92.1489

Tabel 5.38 Diagram Tekanan Tanah Pasif Efektif

kode	P1 (kN/m ²)	P2 (kN/m ²)	Panjang bagian		F (kN)	Lgn thd O (m)	M (kNm)
			notasi	(m)			
F1	0,000	82,934	La	2,5	2073,351	8,75	18141,82
F2	82,934	125,937	Ld/4	2,17	4525,536	7	31678,75
F3	125,937	129,009	Ld/4	2,17	5523,816	5	27619,08
F4	129,009	92,149	Ld/4	2,17	4791,174	3	14375,23
F5	92,149	0,000	Ld/4	2,17	1996,560	1,6	3194,50
Total				F	18911,01	M	95009,39

$$\begin{aligned}
 L2 &= \frac{M}{F} \\
 &= \frac{95009,39}{18911,01} \\
 &= 5,024 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jumlah momen pada titik S adalah $\Sigma Ms = 0$, maka gaya lateral dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{F \times (2 \times L2)}{(L2+Ld+La)} \\
 &= \frac{18911,01 \times (2 \times 5,024)}{(5,024+8,67+2,5)} \\
 &= 11736,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jumlah baris tiang, $n_y = 6$

Jumlah tiang per baris, $n_x = 3$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya lateral satu tiang bor, } h &= \frac{H}{n_x \times n_y} \\
 &= \frac{11736,3}{3 \times 6}
 \end{aligned}$$

$$= 652,016$$

Angka aman, $SF = 1,2$

Daya dukung ijin lateral tiang bor, $h_{ijin} = \frac{h}{SF}$

$$= \frac{11736,3}{1,2}$$

$$= 543,347$$

5.7.5.1 Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral

1. Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral Diameter 1,3 m Metode Reese & Wright

Beban, $P = 78504 \text{ kN}$

Kedalaman *bored pile*, $Z = L + L_a$

$$= 26000 + 2500$$

$$= 28500 \text{ mm}$$

Mutu beton, $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton, $E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c}$

$$= 4700 \times \sqrt{30}$$

$$= 25743 \text{ MPa}$$

Inersia penampang tiang bor, $I_c = 162961400391 \text{ m}^4$

Kl tanah berpasir, $kl = 550 \text{ MPa}$

$$K = \frac{kl \times Z}{D}$$

$$= \frac{550 \times 28500}{1350}$$

$$= 10593 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 40 \times \sqrt{\frac{D \times K}{4 \times E_c \times I_c}}$$

$$= 40 \times \sqrt{\frac{1350 \times 10593}{4 \times 25743 \times 162961400391}}$$

$$= 0,0012$$

Eksentrisitas, $e = \frac{0,322}{\lambda}$

$$= \frac{0,322}{0,0012}$$

$$= 275,759 \text{ mm}$$

$$= 0,27576 \text{ m}$$

$$\text{Momen maksimum tiang bor, } M_{\max} = P_{\max} \times e$$

$$= 78504 \times 0,27576$$

$$= 21648,06 \text{ kNm}$$

Berikut merupakan rekapitulasi hasil perhitungan gaya lateral pada tiang bor dan kontrol daya dukung ijin tiang yang disajikan pada Tabel 5.39 dan Tabel 5.40 dibawah ini.

Tabel 5.39 Gaya Lateral Pada Tiang Bor

No	Kombinasi Beban kerja	Tx	Ty	hx	hy	hmax
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kombinasi-1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	Kombinasi-2	362,500	437,500	20,139	24,306	20,139
3	Kombinasi-3	925,150	925,150	51,397	51,397	51,397

Tabel 5.40 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang

No	Kombinasi	Persen P _{ijin}	Hmax (kN)	H _{ijin}	keterangan
1	kombinasi-1	100%	0,000	543,347	Aman
2	kombinasi-2	125%	20,139	679,184	Aman
3	kombinasi-3	150%	51,397	815,021	Aman

Dengan cara yang sama, maka berikut merupakan rekapitulasi kontrol daya dukung setiap diameter alternatif dan metode yang dapat dilihat pada Tabel 5.41 dan Tabel 5.42 dibawah ini.

**Tabel 5.41 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Metode
Reese & Wright**

1,3 m					
No	Kombinasi	Persen P_{ijin}	Hmax (kN)	h_{ijin}	keterangan
1	kombinasi-1	100%	0,000	543,347	Aman
2	kombinasi-2	125%	20,139	679,184	Aman
3	kombinasi-3	150%	51,397	815,021	Aman
1,5 m					
No	Kombinasi	Persen P_{ijin}	Hmax (kN)	h_{ijin}	keterangan
1	kombinasi-1	100%	0,000	508,495	Aman
2	kombinasi-2	125%	54,050	635,619	Aman
3	kombinasi-3	150%	706,899	762,743	Aman
1,8 m					
No	Kombinasi	Persen P_{ijin}	Hmax (kN)	h_{ijin}	keterangan
1	kombinasi-1	100%	0,000	508,495	Aman
2	kombinasi-2	125%	30,028	635,619	Aman
3	kombinasi-3	150%	925,150	762,743	Aman

**Tabel 5.42 Rekapitulasi Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Metode
Meyerhorff**

1,3 m					
No	Kombinasi	Persen P_{ijin}	Hmax (kN)	h_{ijin}	keterangan
1	kombinasi-1	100%	0,000	508,495	Aman
2	kombinasi-2	125%	21,620	635,619	Aman
3	kombinasi-3	150%	593,795	762,743	Aman
1,5 m					
No	Kombinasi	Persen P_{ijin}	Hmax (kN)	h_{ijin}	keterangan
1	kombinasi-1	100%	0,000	508,495	Aman
2	kombinasi-2	125%	30,028	635,619	Aman
3	kombinasi-3	150%	824,716	762,743	Tidak Aman
1,8 m					
No	Kombinasi	Persen P_{ijin}	Hmax (kN)	h_{ijin}	keterangan
1	kombinasi-1	100%	0,000	508,495	Aman
2	kombinasi-2	125%	30,028	635,619	Aman
3	kombinasi-3	150%	1060,349	762,743	Tidak Aman

5.8 Analisis Penurunan Tiang Bor

Pondasi tiang berkurang sebab beban pendukung. Penilaian penyusutan mencakup penyusutan pondasi tiang tunggal dan penyusutan pondasi tiang kelompok. Besarnya penyusutan pondasi tiang mampu diperoleh dengan penilaian sebagai berikut.

5.8.1 Analisis Perhitungan Tiang Tunggal Dengan Kondisi *Existing*

$$\begin{aligned}
 D &= 1,5 \text{ m} \\
 L &= 26 \text{ m} \\
 Q &= 269295,2 \text{ kN} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,5^2 \\
 &= 1,767146 \\
 E_p &= 4700 \times \sqrt{30} \\
 &= 25742,96 \text{ MPa} \\
 &= 25742960 \text{ kN/m}^2 \\
 S &= \frac{d}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \\
 &= \frac{1,5}{100} + \frac{269295,2 \times 26}{1,767146 \times 25742960} \\
 &= 0,074197 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.8.2 Analisis Perhitungan Tiang Tunggal Dengan Kondisi Variasi Dimensi

$$\begin{aligned}
 &1,3 \text{ m} \\
 D &= 1,3 \text{ m} \\
 L &= 26 \text{ m} \\
 Q &= 269463,4 \text{ kN} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,3^2 \\
 &= 1,327323 \\
 E_p &= 4700 \times \sqrt{30}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 25742,96 \text{ MPa} \\
 &= 25742960 \text{ kN/m}^2 \\
 S &= \frac{d}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \\
 &= \frac{1,3}{100} + \frac{269463,4 \times 26}{1.327323 \times 25742960} \\
 &= 0,091861 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.8.3 Analisis Perhitungan Tiang Tunggal Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m

$$\begin{aligned}
 D &= 1,8 \\
 L &= 26 \text{ m} \\
 Q &= 269212,1 \text{ kN} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,8^2 \\
 &= 2,54469 \\
 E_p &= 4700 \times \sqrt{30} \\
 &= 25742,96 \text{ MPa} \\
 &= 25742960 \text{ kN/m}^2 \\
 S &= \frac{d}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \\
 &= \frac{1,8}{100} + \frac{269212,1 \times 26}{2,54469 \times 25742960} \\
 &= 0,059096 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.8.4 Analisis Penurunan Tiang Kelompok Dengan Kondisi *Existing*

Untuk perhitungan penurunan pada tiang kelompok menggunakan metode *Vesic* (1967), maka penurunan tiang bored pile kelompok adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S &= S_1 + S_2 + S_3 \\
 S &= 0,074197 \text{ m} \\
 B_g &= 1,686 \text{ m} \\
 S_g &= S \times \sqrt{\frac{B_g}{D}}
 \end{aligned}$$

$$= 0,074197 \times \sqrt{\frac{1,686}{1,5}}$$

$$= 0,078663 \text{ m}$$

5.8.5 Analisis Penurunan Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,3 m

Untuk perhitungan penurunan pada tiang kelompok menggunakan metode *Vesic* (1967), maka penurunan tiang bored pile kelompok adalah sebagai berikut :

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = 0,09186 \text{ m}$$

$$Bg = 1,686 \text{ m}$$

$$S_g = S \times \sqrt{\frac{Bg}{D}}$$

$$= 0,091861 \times \sqrt{\frac{1,686}{1,3}}$$

$$= 0,104614 \text{ m}$$

5.8.6 Analisis Penurunan Tiang Kelompok Dengan Kondisi Variasi Dimensi 1,8 m

Untuk perhitungan penurunan pada tiang kelompok menggunakan metode *Vesic* (1967), maka penurunan tiang bored pile kelompok adalah sebagai berikut :

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = 0,059096 \text{ m}$$

$$Bg = 1,686 \text{ m}$$

$$S_g = S \times \sqrt{\frac{Bg}{D}}$$

$$= 0,059096 \times \sqrt{\frac{1,686}{1,8}}$$

$$= 0,057194 \text{ m}$$

Tabel 5.43 Hasil Rekapitulasi Penurunan Tiang

Diameter	Penurunan Tiang		
	1,3	1,5	1,8
Empiris	0,091861	0,074197	0,059096
Sg	0,104614	0,078663	0,057194

5.9 Defleksi

Ketika mendimensi tiang pondasi untuk menyerap gaya gesek, defleksi yang terjadi ketika beban kerja berada dalam batas yang diijinkan harus dipertimbangkan.

Nilai lendutan dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Y_o = \frac{0,93Hu}{(nh)^{\frac{3}{5}} \times (Ep \cdot Ip)^{\frac{2}{5}}}$$

$$Y_o = \frac{0,93 \times 2538,37}{(19400)^{\frac{3}{5}} \times (25742,96 \times 14019848)^{\frac{2}{5}}}$$

$$Y_o = 11,270992 \text{ m}$$

5.10 Pembahasan

Proyek Pembangunan *Elevated* Jalur Ganda KA Solo Balapan – Kadipiro Fase 1 adalah Jembatan Joglo Simpang Solo yang memiliki fungsi teknis sebagai overpass jalur kereta api yang diharapkan dapat mengatasi masalah kemacetan yang sangat parah di simpang 7 Joglo serta untuk memperkuat perekonomian Kota Surakarta. Jembatan ini memiliki 4 titik pekerjaan konstruksi borepile yaitu titik P9, P10, P11, dan P12 dengan kondisi tanah berpasir.

Pelaksanaan pekerjaan konstruksi jembatan ini tidak luput dari perencanaan struktur pondasi. Kesalahan dalam merencanakan atau perhitungan dapat menyebabkan kerusakan pada jembatan itu sendiri. Maka dari itu diperlukan ketelitian dalam perhitungan. Salah satu faktor penentu dalam struktur pondasi yaitu kondisi pada lapis tanah yang dapat mempengaruhi kapasitas dukung pondasi tiang itu sendiri.

Dalam pelaksanaan pekerjaan suatu jembatan, setiap pondasi harus diperhtungkan kapasitas untuk menahan beban sampai dengan batas keamanan

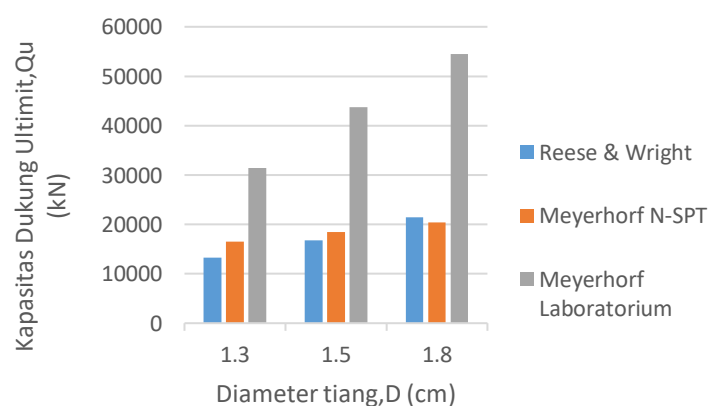
yang telah direncanakan. Analisis kapasitas dukung pondasi dihitung berdasarkan data penyelidikan tanah, beban jembatan yang akan dipikul oleh pondasi, mutu beton, kedalaman pondasi, jarak anatar tiang, serta dimensi pada tiang itu sendiri.

5.10.1 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

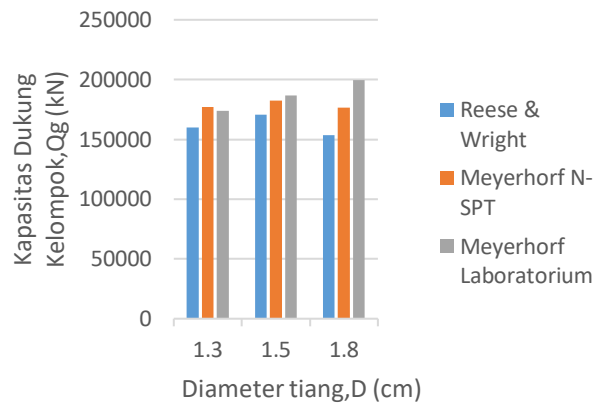
Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang bor ini membandingkan nilai antara tiga metode yaitu Reese & Wright dan Meyerhorff berdasarkan data hasil uji lapangan (SPT) dan metode Meyerhorff berdasarkan hasil uji laboratorium. Sebaiknya juga dibandingkan dengan diameter 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m dengan pondasi eksisting proyek adalah 1,5 m untuk menghitung dan mengambil kesimpulan dari hasil analisis. Perbandingan dari hasil analisis kapasitas dukung pondasi tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.44 berikut ini.

Tabel 5.44 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Metode	Metode Reese & Wright			Metode Meyerhorf			Meyerhorf lab		
	1,3	1,5	1,8	1,3	1,5	1,8	1,3	1,5	1,8
Qp (kN)	3811,22	5872,44	8456,31	7172,75	7811,64	7499,17	5.882,57	7.831,83	11.277,8
Qs (kN)	9396,75	10842,40	13010,88	9274,30	10701,12	12841,34	25.504,1	35.954,6	41.145,5
Qu (kN)	13207,97	16714,84	21467,19	16447,06	18512,76	20340,52	31.386,7	43.786,4	54.423,4
Qall (kN)	5283,18	6685,93	8586,87	6578,82	7405,104	8136,20	15.693,4	21.893,2	27.211,7



Gambar 5.12 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal



Gambar 5.13 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Dari Gambar 5.17 diatas analisis kapasitas dukung tiang kelompok menggunakan Metode Reese & Wright berdasarkan uji lapangan (SPT) dengan variasi diameter 1,3 m, 1,5 m, 1,8 m diperoleh nilai masing-masing sebesar 159867 kN, 170420 kN, 153729 kN, Metode Meyerhorff berdasarkan uji lapangan (SPT) dengan variasi diameter 1,3 m, 1,5 m, 1,8m diperoleh masing-masing sebesar 176954 kN, 182367 kN, 176574 kN dan Metode Meyerhoff berdasarkan uji laboratorium dengan variasi dimensi 1,3 m, 1,5 m, 1,8 m diperoleh nilai masing-masing 16166,7 kN, 15509,2 kN, 12199,7 kN. Pondasi tiang masuk kategori aman jika hasil dari kapasitas dukung tidak memiliki nilai yang lebih besar dari beban yang diterima oleh pondasi.

Dari hasil perhitungan, didapatkan hasil yang berbeda-beda. Perbedaan dari hasil analisis antara Metode Reese & Wright, Meyerhorff SPT dan Meyerhorff berdasarkan uji laboratorium disebabkan oleh beberapa faktor. Pada analisis kapasitas dukung ultimit menggunakan Metode Reese & Wright dipengaruhi oleh muka air tanah yang dapat mengurangi kekuatan pada tahanan ujung tiang dan gesek tiang. Tahanan gesek tiang dipengaruhi oleh adanya tekanan ditengah-tengah lapisan tanah. Perbedaan analisis kapasitas dukung ultimit menggunakan Metode Meyerhoff N-SPT dikarenakan Metode Meyerhoff melakukan koreksi pada nilai N-SPT yang mempengaruhi nilai tahanan ujung yang memperhatikan faktor kedalaman tiang dimana nilai N rata-rata dihitung dari 8D diatas tanah samapai 4D dibawah dasar tiang. Sedangkan pada perhitungan analisis dukung ultimit

menggunakan Metode Meyerhorff berdasarkan uji laboratorium dipengaruhi oleh sudut geser tanah yang terjadi untuk mendapatkan nilai faktor daya dukung ujung pada tiang, dimana semakin besar nilai sudut geser dalam yang terjadi maka semakin besar juga nilai faktor daya dukung ujung serta nilai pada tahanan gesek tiang yang terjadi dipengaruhi oleh penentuan metode pelaksanaan pada tiang.

5.10.3 Penurunan Pondasi Tiang Bor

Penurunan pondasi dipengaruhi pada jenis tanah, beban yang bekerja diameter tiang dan jenis material tiang pondasi. Penurunan pada pondasi tiang kelompok juga dipengaruhi oleh jumlah tiang dan formasi pada kelompok tiang, maka penurunan tiang kelompok lebih besar dari penurunan tiang tunggal. Perhitungan penurunan pondasi dihitung menggunakan Metode Empiris.

Tabel 5.46 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang

Diameter (m)	Penurunan Kelompok Tiang		
	Reese & Wright	Meyerhorff SPT	Meyerhorff Lab
1,3	0,104614	0,063538	0,01461
1,5	0,078663	0,0845	0,014027
1,8	0,057194	0,046198	0,015121

Dari Tabel 5.46 diatas dapat dilihat hasil penurunan dengan variasi diameter 1,3 m, 1,5 m, 1,8 m. Nilai dari penurunan tiang kelompok semakin besar diameter tiang maka semakin kecil nilai penurunan pada kelompok tiang, disebabkan luasan pada kelompok tiang yang semakin luas maka nilai penurunan tiang akan semakin kecil.

5.10.4 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor Terhadap Beban Lateral

Beban lateral terjadi karena adanya gaya horizontal yang terjadi seperti beban angin, tekanan tahanan lateral dan gaya lateral dipengaruhi oleh tipe tiang, jenis tanah, dan penanaman pada ujung tiang ke dalam pelat penutup kepala tiang. Perbedaan hasil beban lateral dilihat pada Tabel 5.47.

Tabel 5.47 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Tiang Terhadap Beban Lateral

Metode	Reese & Wright			Meyerhorff		
Diameter (m)	1,3	1,5	1,8	1,3	1,5	1,8
Hizin (kN)	815,021	706,899	635,619	508,395	706,899	762,743

Dilihat pada tabel diatas bahwa hasil perhitungan dengan menggunakan Metode Broms dan Metode Reese & Matlock memiliki hasil beban lateral yang hampir sama berdasarkan defleksi izin 0,006 m.

5.10.5 Defleksi Tiang Bor

Defleksi yang terjadi pada perancangan pondasi tidak diizinkan mengalami defleksi lateral yang terlalu besar, karena dapat membahayakan stabilitas jangka panjang bangunan yang didukungnya. Defleksi yang diizinkan untuk jembatan berkisar antara 6 mm-8 mm. Tiang pondasi DED menunjukkan bahwa tiang ujung atasnya terjepit dalam pelat penutup kepala termasuk $a > 0,6$ m, maka tiang tersebut masuk dalam kategori tiang ujung jepit. Berikut hasil perhitungan defleksi yang terjadi dilihat pada Tabel 5.49.

Tabel 5.48 Rekapitulasi Hasil Kontrol Defleksi Tiang

Diameter (m)	Defleksi Tiang (m)	Tiang Ujung Jepit ($a > 0,6$ m)
1,3	0,00652	Aman
1,5	0,00645	Aman
1,8	0,00633	Aman

Dilihat pada Tabel 5.48 diatas hasil perhitungan kontrol defleksi dengan variasi dimensi 1,3 m, 1,5 m, 1,8 m, berturut-turut sebesar 0,00625 m, 0,00645 m, dan 0,00633 m. Maka dari hasil defleksi diatas telah masuk dalam syarat yang diizinkan yaitu 6 mm – 18 mm.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis pembebanan jembatan dan analisis kapasitas dukung pondasi tiang didapatkan beberapa kesimpulan, yaitu sebagai berikut:

1. Hasil kapasitas dukung pada tiang bored pile dengan kondisi eksisting sebesar 5571,61 kN menggunakan Metode Reese & Wright dan 6170,92 kN menggunakan Metode Meyerhorff.
2. Hasil kapasitas dukung pada tiang kelompok dengan kondisi eksisting didapatkan sebesar 170420 kN menggunakan Metode Reese & Wright dan 168378 kN menggunakan Metode Meyerhorff.
3. Penurunan pada tiang tunggal dengan kondisi eksisting sebesar 0,074197 m, dan tiang kelompok dengan kondisi eksisting sebesar 0,078663.
4. Hasil kapasitas dukung ijin (Q_{all}) tiang bored pile Metode Reese & Wright dimensi 1,3 m sebesar 5283,18 kN, dimensi 1,5 m sebesar 6685,93 kN, dimensi 1,8 m sebesar 8586,87 kN, dan Metode Meyerhorff dimensi 1,3 m sebesar 6578,82 kN, dimensi 1,5 m sebesar 7405,10 kN, dimensi 1,8 m sebesar 8136,20 kN.
5. Hasil kapasitas dukung ijin (Q_g) tiang kelompok menggunakan Metode Reese & Wright dimensi 1,3 m adalah sebesar 136426 kN, dimensi 1,5 m adalah sebesar 170420 kN, dimensi 1,8 m adalah sebesar 153729 kN, dan Metode Meyerhorff dimensi 1,3 m adalah sebesar 168378 kN, dimensi 1,5 m adalah sebesar 168378 kN, dimensi 1,8 m adalah sebesar 176574 kN.
6. Hasil Penurunan tiang tunggal menggunakan metode empiris dengan dimensi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m didapatkan nilai penurunan tiang tunggal sebesar 0,091861 m, 0,074197 m, 0,059096 m. Penurunan tiang kelompok dengan Metode *Vesic* (1967) dengan dimensi 1,3 m, 1,5 m, dan 1,8 m didapatkan nilai penurunan tiang kelompok sebesar 0,104614 m, 0,059096 m, dan 0,057194 m.

6.2 Saran

Berdasarkan hal-hal diatas, untuk mempertimbangkan hasil yang lebih optimal dalam melaksanakan perencanaan pondasi tiang maka penulis menyarankan untuk dilakukan analisis lebih lanjut sebagai berikut :

1. Melakukan analisis dan membandingkan menggunakan *Software* PLAXIS.
2. Melakukan analisis dengan variasi jarak tidak hanya menggunakan variasi dimensi.
3. Perbedaan nilai hasil perhitungan yang signifikan antara beberapa metode sangat dipengaruhi oleh komponen-komponen data tanah yang digunakan, serta ketelitian dalam membaca grafik. Untuk itu sangat dibutuhkan ketelitian dalam perhitungan ini.

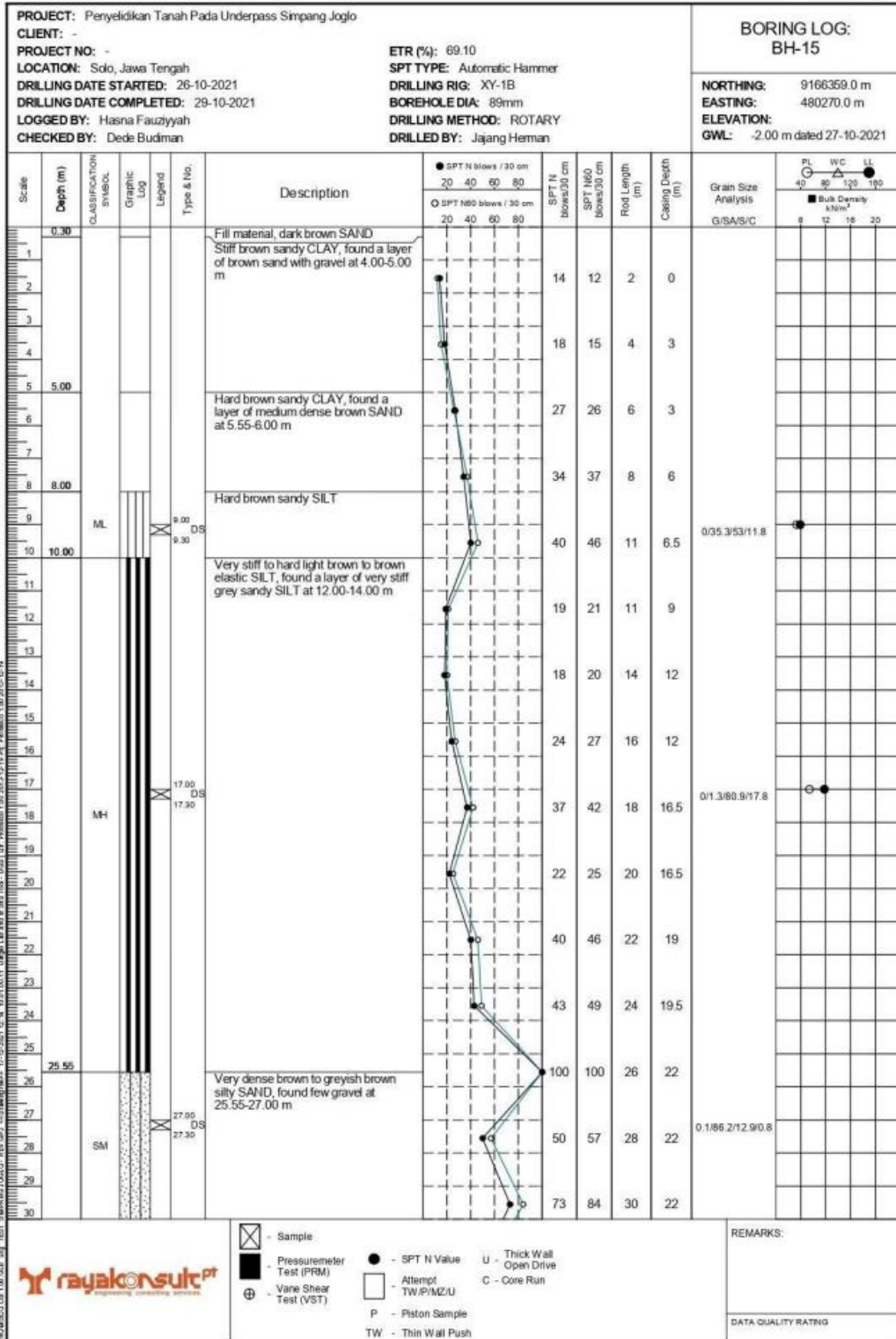
DAFTAR PUSTAKA

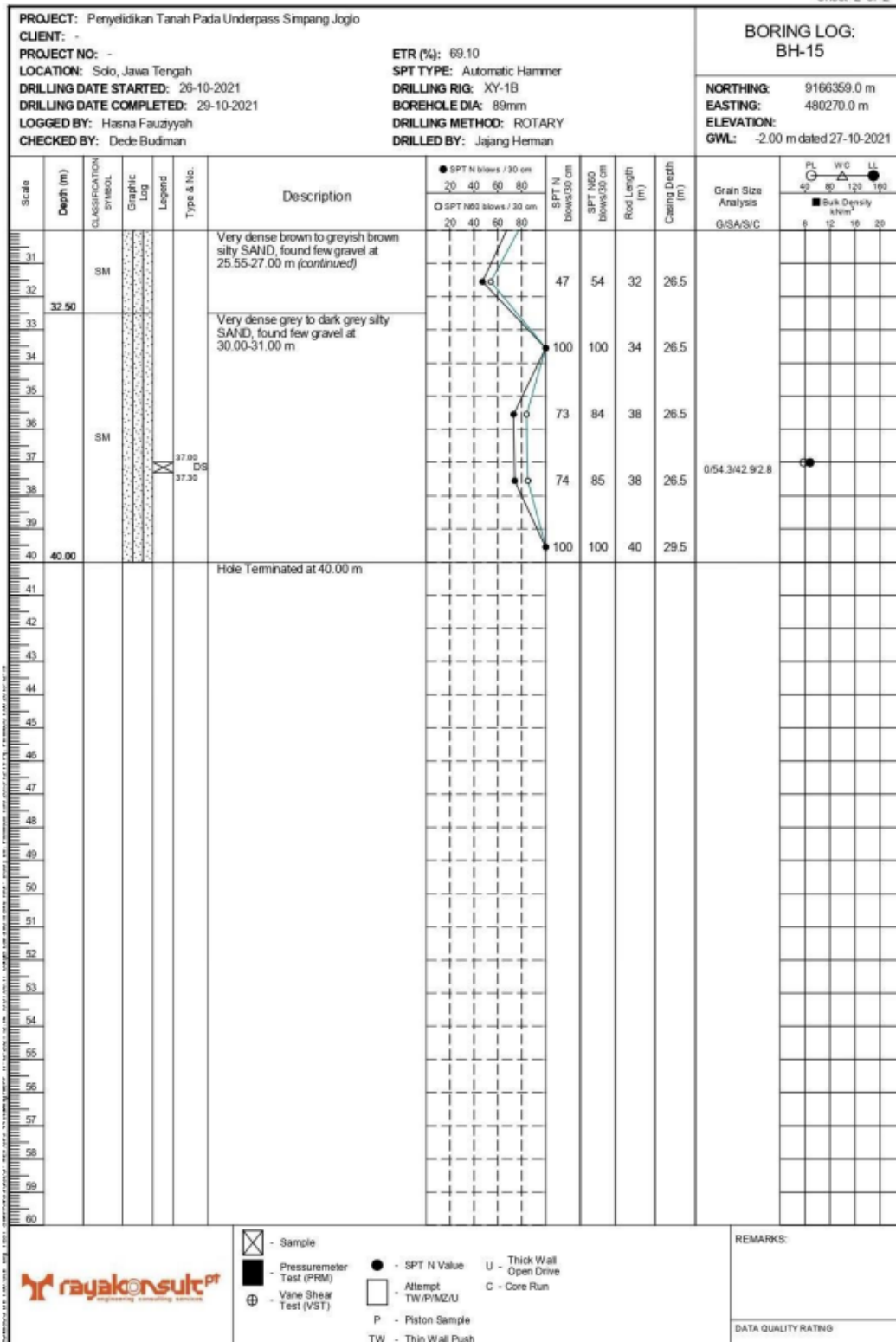
- Badan Standarisasi Nasional, 2012. ‘SNI 1726 2012 Tata cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung’. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. “*Pesrayaratan beton struktural untuk bangunan gedung*, SNI 2847:2013”. Jakarta : BSN
- Badan Standarisasi Nasional. 2016. *SNI 1725:2016 Tata Cara Pembebanan Untuk Jembatan*. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, 2019. *SNI – 1726 – 2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Bowles, J. E., 1988. *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2*. Keempat, Erlangga. Keempat. Jakarta.
- Bowles, J. E., 1997. *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2*. Jakarta: Erlangga
- Bowles, J. E., 1998 *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1*. Keempat, Erlangga. Keempat. Jakarta.
- Broms, B. 1964. *The Lateral resistance of piles in Cohesive Soils* Jurnal of the Soil Mechanics Divisions. ASCE. Vol. 90. No. SM3. Pp.27-63.
- Dirgananta, M.F., 2018. *Perencanaan Ulang Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Meyerhorff, Aoki & De Alencar, Dan Luciano Decourt, Skripsi Teknik Universitas Islam Indonesia*.
- Fadli, Z. A., 2021. *Pengaruh Variasi Dimensi tiang Bor Terhadap Kapasitas Dukung Aksil, Kapasitas Dukung Lateral dan Penurunan, Skripsi Teknik Universitas Islam Indonesia*.
- Fahmi, M.D., 2016. *Perencanaan Abutmen Dan Timbunan Di Belakang Abutmen Serta Perbaikan Tanah Pada Jembatan Kereta Api Jalur Ganda (Double Track) Di Kali Lamong BH 630 (KM 211+600), Skripsi Teknik Institut Teknologi Sepuluh Nopember*

- Fahyudi, D. and Setiawan, A., 2003. *Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor pada Pembangunan Gedung PT Sanbe Farma, Tugas Akhir, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.*
- Hakam A., 2008, *Teknik Pondasi Untuk Mahasiswa dan Praktisi*, Bintang Grafika, Padang.
- Hanifah, K. M., 2018. *Analisis Faktor Efisiensi Dan Perilaku Kelompok Tiang Akibat Beban Lateral Menggunakan Metode Finite Difference Dan Metode Elemen Hingga, Skripsi Teknik Universitas Islam Indonesia.*
- Hardiyatmo, H., 1992. *Mekanika Tanah II, Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.*
- Hardiyatmo, H., 2001. *Teknik Fondasi II*, Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H., 2006. *Teknik Pondasi II, Gadjah Mada University Press. Yogyakarta: University Gadjah Mada Press.*
- Hardiyatmo, H., 2010. *Mekanika Tanah II. Edisi ke V Gadjah Mada University Press. Yogyakarta*
- Hardiyatmo, H., 2018. *Analisis dan Perancangan Fondasi I. Ketiga, Gadjah Mada University Press. Ketiga. Yogyakarta.*
- Hardiyatmo, H., 2018. *Analisis dan Perancangan Fondasi II. Keempat, Gadjah Mada University Press. Keempat. Yogyakarta*
- Mayangsari, 2018, *Perbandingan Pondasi Tiang Pancang dengan Pondasi Tiang Bor pada Proyek Pembangunan Rumah Sakit Gigi dan Mulut Universitas Brawijaya, Universitas Brawijaya, Malang*
- Peraturan Menteri No.60 Tahun 2012 tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api
- Podolny, W. dan Muller, J. M. 1982. *Construction and Design of Pre-stressed Concrete Segmental Bridges*. John Willey and Sons. Paris.
- Sirisha M dan Reddy P, 2019, *Kajian Penyebab Retak dan Tindakan Perbaikannya Pada Pier Jembatan Beton Bertulang dan Abutment Utama Jembatan*
- Sobari, M., 2020. *Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor Pada Tanah Granuler (Studi Kasus: Proyek Tol Semarang–Batang Sta. 375+ 000–Sta. 449+ 200). Jurnal Kajian Teknik Sipil, 5(1), Pp.36-42.*

Tamimi, F, 2020. *Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Dengan Pondasi Bored Pile (Studi Kasus : gedung IAIN Purwokerto, Jawa Tengah) Skripsi Teknik Universitas Islam Indonesia.*

LAMPIRAN





- ☒ - Sample
- - Pressuremeter Test (PRM)
- ⊕ - Vane Shear Test (VST)
- - SPT N Value
- - Attempt TW (PMZU)
- P - Piston Sample
- TW - Thin Wall Push
- U - Thick Wall Open Drive
- C - Core Run

REMARKS:

DATA QUALITY RATING



SPECIFIC GRAVITY (GS)

Project No.	:	Date of Test	:	7-Dec-21
Client	:	Tested by	:	AN
Project	:	Checked by	:	WA
Location	:	Standard	:	ASTM D-854

Borhole No.	BH - 15 DS 1				
Depth (m)	9.00 - 9.30				
Method of Air Removal	Heating Method				
Erlenmeyer No.	4				
Temperature, T (°C)	60	52.5	46	40	32.5
Weight of Bottle + Soil Slurry, W ₃ (gr)	786.82	789.73	791.40	792.93	794.42
Correction Factor (G ₁)	0.983	0.987	0.990	0.992	0.995
Weight of Bottle + Water, W _{bw} (gr)	748.97	751.77	753.81	755.36	756.87
Weight of Dry Soil, W ₄ (gr)	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Weight of Water, W _w (gr)	22.15	22.04	22.41	22.43	22.45
Specific Gravity, G _s	2.664	2.688	2.651	2.654	2.659
Average Specific Gravity, G _{s,ave}	2.663				

Borhole No.	BH - 15 DS 2				
Depth (m)	17.00 - 17.30				
Method of Air Removal	Heating Method				
Erlenmeyer No.	5				
Temperature, T (°C)	60	52	46	38.5	32.5
Weight of Bottle + Soil Slurry, W ₃ (gr)	751.40	753.32	754.73	756.11	757.18
Correction Factor (G ₁)	0.983	0.987	0.990	0.993	0.995
Weight of Bottle + Water, W _{bw} (gr)	714.31	716.29	717.64	719.16	720.25
Weight of Dry Soil, W ₄ (gr)	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Weight of Water, W _w (gr)	22.91	22.97	22.91	23.05	23.07
Specific Gravity, G _s	2.575	2.579	2.593	2.585	2.588
Average Specific Gravity, G _{s,ave}	2.584				



SPECIFIC GRAVITY (GS)

Project No. :		Date of Test :	7-Dec-21
Client :	PT. Rayakonsult	Tested by :	AN
Project :	Penyelidikan Tanah pada Underpass Simpang Joglo	Checked by :	WA
Location :	Solo, Jawa Tengah	Standard :	ASTM D-854

Borhole No.	BH - 15 DS 3				
Depth (m)	27.00 - 27.30				
Method of Air Removal	Heating Method				
Erlenmayer No.	3				
Temperature, T (°C)	59	53	47.5	40.5	33.5
Weight of Bottle + Soil Slurry, W_3 (gr)	783.82	785.42	786.79	788.32	789.85
Correction Factor (G_c)	0.984	0.987	0.989	0.992	0.995
Weight of Bottle + Water, W_{bw} (gr)	745.63	747.48	748.96	750.55	751.83
Weight of Dry Soil, W_s (gr)	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Weight of Water, W_w (gr)	21.81	22.06	22.17	22.23	21.98
Specific Gravity, G_s	2.706	2.684	2.678	2.677	2.716
Average Specific Gravity, $G_{s,ave}$	2.692				

Borhole No.	BH - 15 DS 4				
Depth (m)	37.00 - 37.30				
Method of Air Removal	Heating Method				
Erlenmayer No.	4				
Temperature, T (°C)	59	52	46.5	40	34
Weight of Bottle + Soil Slurry, W_3 (gr)	787.07	789.37	790.87	792.50	793.80
Correction Factor (G_c)	0.984	0.987	0.990	0.992	0.994
Weight of Bottle + Water, W_{bw} (gr)	749.37	751.94	753.66	755.36	756.61
Weight of Dry Soil, W_s (gr)	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Weight of Water, W_w (gr)	22.30	22.57	22.79	22.86	22.81
Specific Gravity, G_s	2.647	2.625	2.606	2.604	2.616
Average Specific Gravity, $G_{s,ave}$	2.619				

