

TUGAS AKHIR

EVALUASI KAPASITAS DUKUNG FONDASI TIANG BOR TERHADAP BEBAN AKSIAL DENGAN MEMPERTIMBANGKAN PENGARUH POTENSI LIKUEFAKSI TANAH (*EVALUATION OF BEARING CAPACITY OF BORED PILE FOUNDATION AGAINST AXIAL LOAD BY CONSIDERING THE EFFECT OF SOIL LIQUEFACTION POTENTIAL*)

**(Studi Kasus Pada Proyek Jalan Tol Yogyakarta – Bawen seksi 1 *Elevated* 4
(Sta. 67+500 s.d Sta. 76+300))**

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



**DEWI MAGHFIRAH SJAHRAIN
20511237**

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

TUGAS AKHIR

EVALUASI KAPASITAS DUKUNG FONDASI TIANG BOR TERHADAP BEBAN AKSIAL DENGAN MEMPERTIMBANGKAN PENGARUH POTENSI LIKUEFAKSI TANAH (*EVALUATION OF BEARING CAPACITY OF BORED PILE FOUNDATION AGAINST AXIAL LOAD BY CONSIDERING THE EFFECT OF SOIL LIQUEFACTION POTENTIAL*)

Disusun Oleh

Dewi Maghfirah Sjahrain

20511237

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

Diuji pada tanggal 23 Agustus 2024

Oleh Dewan Penguji:

Pembimbing

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

Penguji I

Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T
NIK: 045110407

Penguji II

Dr. Ir. Lalu Makrup, M.T
NIK: 885110106

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Amalia Muntafi, Ir., S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.

NIK: 095110101

27/8/2024

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila 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, 23 Agustus 2024

Yang membuat pernyataan,



Dewi Maghfirah Sjahrain

(20511237)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Evaluasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor dengan Mempertimbangkan Pengaruh Potensi Likuefaksi Tanah*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang 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 Yunalia Muntafi, Ir., S.T., M.T., Ph.D. (Eng)., IPM. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
2. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing Tugas akhir, terima kasih atas bimbingan, dorongan, saran, nasihat, dan motivasi yang diberikan dalam penyusunan keseluruhan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. selaku Dosen Penguji I yang telah memberikan masukan dan arahnya dalam proses akhir penyusunan Tugas akhir ini.
4. Bapak Dr. Ir. Lalu Makrup, M.T. selaku Dosen Penguji II yang telah memberikan masukan dan arahnya dalam proses akhir penyusunan Tugas akhir ini.
5. Seluruh dosen yang telah membagikan ilmu dan mendampingi penulis selama proses belajar di program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
6. PT. Jasamarga Jogja Bawen selaku *owner* dari Proyek jalan tol Yogyakarta - Bawen yang telah mengizinkan penulis melakukan penelitian pada salah satu bagian dari proyek jalan tol.

7. Bapak Dr. Drs. Darwin Romy Sjahrain, M.E. dan Ibu Meylan Polapa, S.Si selaku orang tua bagi penulis yang telah memberikan nasihat, bimbingan, motivasi bagi penulis untuk dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.
8. Semua pihak terkait yang turut bekerja sama, sehingga memperlancar penulisan Tugas Akhir ini.

Akhirnya Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 23 Agustus 2024



Dewi Maghfirah Sjahrain

20511237



DAFTAR ISI

TUGAS AKHIR	i
TUGAS AKHIR	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR LAMPIRAN	xv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvi
ABSTRAK	xix
<i>ABSTRACT</i>	xx
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	4
1.3 Tujuan Penelitian	5
1.4 Batasan Penelitian	5
1.5 Manfaat Penelitian	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Kapasitas Dukung Tiang Bor	7
2.2 Analisis Potensi Likuefaksi	7
2.3 Pengaruh Potensi Likuefaksi Terhadap Kapasitas Dukung Tiang	8
2.4 Perbandingan dengan penelitian sebelumnya	9

BAB III LANDASAN TEORI	14
3.1 Tanah	14
3.2 Penyelidikan Tanah Metode <i>Standart Penetration Test</i>	16
3.3 Fondasi Tiang Bor (<i>Bore Pile</i>)	20
3.4 Kapasitas Dukung Tunggal Fondasi Tiang Bor	21
3.4.1 Metode Meyerhoff (1963)	22
3.4.2 Egyptian Geotechnical Design Code Method (2005)	25
3.5 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	28
3.5.1 Analisis Kapasitas Dukung Dan Efisiensi kelompok tiang	29
3.5 <i>Pile Driving Analyzer Test</i>	33
3.6 Pembebanan	35
3.7 Likuefaksi	39
3.8 Analisis Potensi Likuefaksi	40
BAB VI METODE PENELITIAN	47
4.1 Metode Penelitian	47
4.2 Pengumpulan Data	47
4.3 Analisis Data	48
4.5 Bagan Alir	50
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN	52
5.1 Analisis Hasil Penyelidikan Tanah	52
5.4 Analisis Potensi Likuefaksi	58
5.4.1 Perhitungan <i>Cyclic Stress Ratio</i> (CSR)	58
5.4.2 Perhitungan <i>Cyclic Resistance Ratio</i> (CRR)	62
5.4.3 Perhitungan <i>Safety Factor</i> (SF)	62
5.5 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor	71

5.5.1 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor metode Meyerhoff (1956)	71
5.5.2 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor metode Egyptian (2005)	75
5.6 Analisis Kapasitas Dukung Izin Kelompok Tiang Bor	82
5.6.1 Analisis Kapasitas Dukung Izin Kelompok Tiang Keruntuhan Blok	82
5.6.2 Analisis Kapasitas Dukung Total Kelompok Tiang	86
5.7 Analisis Pembebanan	89
5.7.1 Analisis Beban Permanen	89
5.7.2 Analisis Beban Hidup	92
5.8 Kombinasi Pembebanan	93
5.8.1 Kombinasi Pembebanan Kuat I	94
5.8.2 Kombinasi Pembebanan Kuat II	94
5.8.3 Kombinasi Pembebanan Kuat III	95
5.8.4 Kombinasi Pembebanan Kuat IV	95
5.8.5 Kombinasi Pembebanan Kuat V	96
5.8.6 Kombinasi Pembebanan Ekstrem I	96
5.9 Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi	98
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	102
DAFTAR PUSTAKA	107
LAMPIRAN	110

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian ini	10
Tabel 3.1	Korelasi Nilai N Dengan Kerapatan Relatif Tanah	17
Tabel 3.2	Korelasi Nilai N Dengan Konsistensi Tanah	18
Tabel 3.3	Korelasi Nilai D_r Dengan γ_{sat}	18
Tabel 3.4	Nilai Faktor Koreksi Dalam Uji SPT	19
Tabel 3.5	Nilai Ketahanan <i>Skin Friction</i> Untuk Tanah Tidak Berkohesi	26
Tabel 3.6	Nilai Ketahanan <i>Skin Friction</i> Untuk Tanah Berkohesi	27
Tabel 3.7	Nilai ketahanan dasar fondasi dan penurunannya untuk tanah tidak berkohesi	27
Tabel 3.8	Nilai ketahanan dasar fondasi dan penurunannya untuk tanah berkohesi	28
Tabel 3.9	Korelasi Nilai N-SPT Dengan Sudut Gesek Dalam Dan Kerapatan Relatif	31
Tabel 3.10	Faktor Daya Dukung	31
Tabel 3.11	Berat Massa untuk Beban Permanen	36
Tabel 3.12	Hubungan Antara Penurunan Tanah Dan Derajat Kerusakan Bangunan	40
Tabel 5.1	Koreksi Nilai N Terhadap Efisiensi 60% (N_{60})	53
Tabel 5.2	Korelasi N_{60} Terhadap Kerapatan Relatif, Konsistensi Tanah dan γ_{sat} untuk P85A	55
Tabel 5.3	Korelasi N_{60} Terhadap Kerapatan Relatif, Konsistensi Tanah dan γ_{sat} untuk P85B	55
Tabel 5.4	Analisis Potensi Likuefaksi Pada P85A dengan $M=6,5$	64
Tabel 5.5	Analisis Kapasitas Dukung Tiang Metode Meyerhoff P85A	73
Tabel 5.6	Analisis Kapasitas Dukung Tiang Metode Meyerhoff P85B	74
Tabel 5.7	Analisis Kapasitas Dukung Tiang Metode Egyptian P85A	77
Tabel 5.8	Analisis Kapasitas Dukung Tiang Metode Egyptian P85B	78
Tabel 5.9	Hasil Analisis CAPWAP grafik PDA P85B	80

Tabel 5.10	Analisis Kapasitas Dukung Izin Kelompok Keruntuhan Blok	84
	Tiang pada P85A	84
Tabel 5.11	Analisis Kapasitas Dukung Izin Kelompok Keruntuhan Blok	85
	Tiang pada P85B	85
Tabel 5.12	Analisis Kapasitas Dukung Total Tiang Kelompok	87
	Tereduksi P85A	87
Tabel 5.13	Analisis Kapasitas Dukung Total Tiang Kelompok	88
	Tereduksi P85B	88
Tabel 5.14	Berat Beban Struktur Atas Pada P85B	90
Tabel 5.15	Berat Beban Struktur Atas Pada P85A	90
Tabel 5.16	Berat Beban Struktur Kolom Pada P85B	91
Tabel 5.17	Berat Beban Struktur Kolom Pada P85B	91
Tabel 5.18	Berat Beban Total Struktur Pada P85B	91
Tabel 5.19	Berat Beban Total Struktur Pada P85A	91
Tabel 5.20	Berat Total Beban Mati Tambahan Pada P85B	91
Tabel 5.21	Berat Total Beban Mati Tambahan Pada P85A	92
Tabel 5.22	Rekapitulasi Pembebanan P85B	93
Tabel 5.23	Rekapitulasi Pembebanan P85A	93
Tabel 5.24	Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan	93
Tabel 5.25	Kombinasi Kuat I P85B	94
Tabel 5.26	Kombinasi Kuat I P85A	94
Tabel 5.27	Kombinasi Kuat II P85B	94
Tabel 5.28	Kombinasi Kuat II P85A	94
Tabel 5.29	Kombinasi Kuat III P85B	95
Tabel 5.30	Kombinasi Kuat III P85A	95
Tabel 5.31	Kombinasi Kuat IV P85B	95
Tabel 5.32	Kombinasi Kuat IV P85A	95
Tabel 5.33	Kombinasi Kuat V P85B	96
Tabel 5.34	Kombinasi Kuat V P85A	96
Tabel 5.35	Kombinasi Ekstrem I P85B	96
Tabel 5.36	Kombinasi Ekstrem I P85A	96

Tabel 5.37 Rekapitulasi Pembebanan P85B	97
Tabel 5.38 Rekapitulasi Pembebanan P85A	97
Tabel 5.39 Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi Pada P85A ($M = 6,5$)	99



DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Gempa Maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _r) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik	3
Gambar 1.2	Gempa Maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _r) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik	3
Gambar 3.1	Klasifikasi Butiran Tanah Menurut Unified Soil Classification System, ASTM, MIT Dan <i>International Nomenclature</i>	15
Gambar 3.2	Diagram Fase Tanah	15
Gambar 3.3	Skema Pengujian <i>Standard Penetration Test</i>	16
Gambar 3.4	Proses Pelaksanaan Pekerjaan Fondasi Tiang Bor	20
Gambar 3.5	Tinjauan Kedalaman Nilai N-SPT Yang Digunakan Untuk Analisis Kapasitas Ujung Tiang	23
Gambar 3.6	Ilustrasi Perbandingan Zona Tanah Tertekan	29
Gambar 3.7	Ilustrasi Perbedaan Tekanan Tiang Pada Tanah Pendukung	29
Gambar 3.8	Grafik Hubungan Besaran Kohesi Dan Hasil N-SPT	30
Gambar 3.9	Kurva Tipikal Hasil Pengukuran Uji PDA	33
Gambar 3.10	Sketsa Diagram Peralatan <i>Pile Driving Analyzer Test</i>	34
Gambar 3.11	<i>Output</i> Grafik Pembacaan PDA Test	35
Gambar 3.12	Sketsa Pembebanan Beban Lajur “D”	37
Gambar 3.13	Sketsa Susunan Dan Berat Gandar Pada Truk Semi-Trailer Dalam Pembebanan Truk “T”	39
Gambar 3.14	Grafik prediksi <i>rebound</i> (R) menggunakan N _{SPT} dan <i>Fines Content</i>	46
Gambar 4.1	Lokasi Penelitian	48
Gambar 4.2	Bagan Alir Tahapan Penelitian	50
Gambar 5.1	Lokasi Penelitian	52
Gambar 5.1	Grafik N ₆₀ pada P85A dan P85B	54
Gambar 5.2	Stratifikasi Lapisan Berdasarkan Konsistensi Tanah	57
Gambar 5.3	Spektrum Respons Desain	58

Gambar 5.4	Grafik Analisis Potensi Likuefaksi dengan Magnitudo 6,5	65
Gambar 5.5	Grafik Analisis Potensi Likuefaksi dengan Magnitudo 7	66
Gambar 5.6	Grafik Analisis Potensi Likuefaksi dengan Magnitudo 8	67
Gambar 5.7	Stratifikasi Lapisan Tanah Yang Berpotensi Mengalami Likuefaksi (M = 6,5)	68
Gambar 5.8	Stratifikasi Lapisan Tanah Yang Berpotensi Mengalami Likuefaksi (M = 7)	69
Gambar 5.9	Stratifikasi Lapisan Tanah Yang Berpotensi Mengalami Likuefaksi (M = 8)	70
Gambar 5.10	Titik pengujian PDA pada P85B	79
Gambar 5.11	Perbandingan Kapasitas Dukung metode Meyerhoff (1963), Egyptian (2005) dan PDA	81
Gambar 5.12	Kelompok Tiang dalam Fondasi Blok	82
Gambar 5.13	Detail Penampang Melintang Struktur Atas	89
Gambar 5.14	Detail Penampang Melintang Struktur kolom	90
Gambar 5.15	Grafik Perbandingan Nilai Evaluasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (M = 6,5) dan Pembebanannya	100
Gambar 5.16	Grafik Perbandingan Nilai Evaluasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (M=7) dan Pembebanannya	100
Gambar 5.17	Grafik Perbandingan Nilai Evaluasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (M= 8) dan Pembebanannya	101

DAFTAR LAMPIRAN

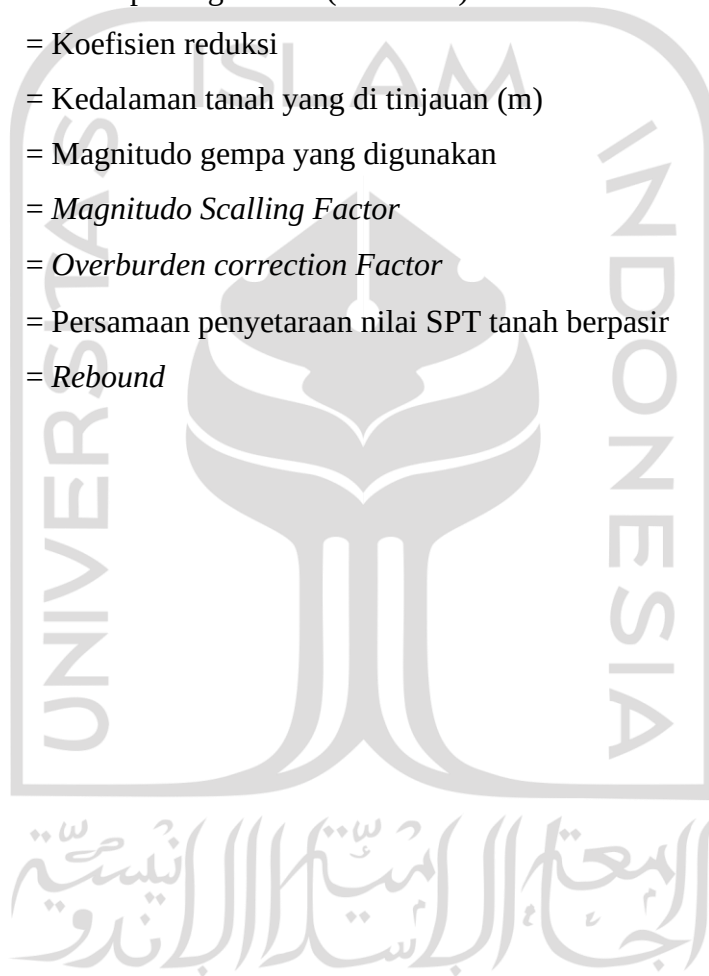
Lampiran 1	Rencana Teknik Akhir	111
Lampiran 2	Laporan PDA tes P85	114
Lampiran 3	Tabel Analisis Potensi Likuefaksi P85B (M = 6,5)	120
Lampiran 4	Tabel Analisis Potensi Likuefaksi P85A (M = 7)	121
Lampiran 5	Tabel Analisis Potensi Likuefaksi P85B (M = 7)	122
Lampiran 6	Tabel Analisis Potensi Likuefaksi P85A (M = 8)	123
Lampiran 7	Tabel Analisis Potensi Likuefaksi P85B (M = 8)	124
Lampiran 8	Tabel Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi Pada P85B (M = 6,5)	125 125
Lampiran 9	Tabel Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi Pada P85A (M = 7)	126 126
Lampiran 10	Tabel Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi Pada P85B (M = 7)	127 127
Lampiran 11	Tabel Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi Pada P85A (M = 8)	128 128
Lampiran 12	Tabel Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi Pada P85B (M = 8)	129 129

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

USGS	= <i>United States Geological Survey</i>
BMKG	= Badan Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika
KBBI	= Kamus Besar Bahasa Indonesia
BNPB	= Badan Nasional Penanggulangan Bencana
SNI	= Standar Nasional Indonesia
PDA	= <i>Pile Driving Analyzer</i>
SPT	= <i>Standard Penetration Test</i>
CAPWAP	= <i>Case Pile Wave Analysis Program</i>
FC	= <i>Fines Content</i>
LSI	= <i>Liquefaction severity index</i>
LPI	= <i>Liquefaction potential index</i>
D_r	= Kerapatan relatif
N_{60}	= Efisiensi 60%
E_f	= Efisiensi yang terukur
N_M	= nilai N terukur yang harus dikoreksi
C_B	= Faktor koreksi pada diameter bor
C_R	= Faktor koreksi terhadap panjang batang SPT
C_S	= Faktor Koreksi pada tabung yang digunakan
Q_u	= Kapasitas <i>ultimit</i> neto tiang tunggal (ton)
Q_b	= Tahanan ujung bawah <i>ultimit</i> (kN)
Q_s	= Tahanan gesek antara tiang dan tanah di sekitarnya (kN)
W_p	= Berat sendiri tiang (kN)
δ	= sudut gesek antara dinding tiang dan tanah (ϕ_d)
A_b	= Luas penampang ujung tiang (m ²)
A_s	= Luas selimut tiang (m ²)
K_d	= Koefisien tekanan tanah lateral pada dinding tiang
N_1	= Nilai SPT pada Kedalaman 10D dari ujung tiang ke bawah
N_2	= Nilai SPT pada kedalaman 4D dari ujung tiang ke atas

N_r	= Nilai SPT rata – rata pada elevasi tiang
A_p	= Luas penampang tiang (m^2)
L_b	= Panjang tiang (m)
p	= Keliling tiang (m)
f	= Gesekan selimut (kN/m^2)
$f_{s\ av}$	= Gesekan selimut rata – rata (kN/m^2)
γ_{beton}	= Berat jenis beton (kg/m^3)
SF	= <i>Safety Factor</i>
C_u	= <i>Undrained shear strength</i> (Kpa)
σ_v	= <i>Overburden Pressure</i> (Mpa)
$(q_{su})_i$	= <i>Ultimate skin friction resistance</i> pada setiap lapisan (ton/m^2)
L_i	= Panjang <i>pile</i> yang tertanam dalam tanah (m)
D	= Diameter tiang (m)
q_{bu}	= <i>ultimate end bearing resistance</i> (ton/m^2)
c	= Kohesi di sekeliling kelompok tiang (kN/m^2)
B	= Lebar kelompok tiang yang ditinjau dari pinggir tiang (m)
L	= Panjang kelompok tiang (m)
N_c	= Faktor kapasitas dukung
c_b	= Kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang (kN/m^2)
E_q	= Efisiensi kelompok tiang
m	= jumlah baris tiang
n'	= jumlah tiang dalam satu baris
θ	= $\arctan \frac{d}{s}$, dalam derajat
s	= jarak pusat ke pusat tiang (m)
q	= intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)
L	= Panjang total jembatan yang terbebani (m)
W_t	= Berat total struktur (kN)
γ_{sat}	= Berat volume terendam (kN/m^3)
γ_w	= Berat volume air (kN/m^3)
CRR	= <i>Cyclic Resistance Ratio</i>

CSR	= <i>Cyclic Stress Ratio</i>
τ_{max}	= Tegangan geser maksimum akibat gempa
σ'_v	= Tegangan efektif vertikal (kN/m ²)
σ_v	= Tegangan efektif vertikal total (kN/m ²)
α_{max}	= Percepatan maksimum horizontal (sebagai bagian dari gravitasi) di permukaan tanah (g)
g	= Percepatan gravitasi (9.81 m/s ²)
r_d	= Koefisien reduksi
z	= Kedalaman tanah yang di tinjauan (m)
M	= Magnitudo gempa yang digunakan
MSF	= <i>Magnitude Scalling Factor</i>
K_σ	= <i>Overburden correction Factor</i>
$\Delta (N_1)_{60}$	= Persamaan penyetaraan nilai SPT tanah berpasir
R	= <i>Rebound</i>



ABSTRAK

Proyek strategis nasional pembangunan jalan tol Yogyakarta - Bawen seksi 1 (Sta. 67+500 s.d Sta. 76+300) direncanakan akan membentang sepanjang 8,25 KM di provinsi Yogyakarta mulai dari daerah Sleman hingga Banyurejo. Yogyakarta berdasarkan data desain seismik wilayah termasuk dalam wilayah dengan risiko gempa kuat terlebih letak proyek tersebut yang akan dibangun sepanjang selokan Mataram menjadikannya berpotensi mengalami likuefaksi akibat frekuensi gempa bumi yang muncul. Penelitian ini dilakukan dengan tujuan untuk mengevaluasi besaran kapasitas dukung tiang fondasi bor jika mempertimbangkan pengaruh potensi likuefaksi tanah.

Analisis potensi likuefaksi dilakukan berdasarkan data SPT yang selanjutnya digunakan persamaan oleh *Idriss dan Boulanger* (2008) dengan variasi magnitudo 6,5, 7, dan 8. Kemudian untuk analisis kapasitas dukung fondasi menggunakan beberapa dalam beberapa metode yang di antaranya menggunakan perhitungan Meyerhoff (1963) dan *Egyptian Codes* (2005) serta hasil CAPWAP dari pengujian *Pile driving Analyzer*.

Berdasarkan metode perhitungan yang dilakukan didapatkan indikasi tanah berpotensi mengalami likuefaksi ($SF < 1$) pada semua variasi magnitudonya, sehingga dilakukan evaluasi kembali terhadap kapasitas dukung kelompok. Hasilnya untuk variasi $M = 6,5$ dan $M = 7$ pada kedua titik tinjauan mengalami penurunan kapasitas dukung 0,86% - 3,81% untuk P85A dan 0,49% - 3,81% untuk P85B. Namun walaupun mengalami penurunan, kapasitas dukung kelompok ($Q_{g_{avg}}$) masih memenuhi persyaratan keamanan ($P < Q_{g_{avg}}$). Demikian juga untuk variasi $M = 8$ pada kedua titik terjadi penurunan kapasitas dukung rata - rata sebesar 1,50% - 4,52% untuk P85A dan 1,65% - 10,04% untuk P85B, akibat indikasi potensi likuefaksi pada beberapa kedalaman. Meskipun demikian penurunan yang terjadi tidak signifikan sehingga masih memenuhi persyaratan keamanan ($P < Q_{g_{avg}}$).

Kata Kunci : Likuefaksi, Kapasitas dukung, Fondasi tiang bor, PDA tes, *Egyptian codes*

ABSTRACT

The national strategic project of Yogyakarta—Bawen toll road construction section 1 (Sta. 67+500 to Sta. 76+300) is planned to stretch along 8.25 km in Yogyakarta province, beginning in Sleman and continuing through the Banyurejo area. Yogyakarta is situated in an area with a high risk of seismic activity, particularly in the vicinity of the proposed project, which is to be constructed along the Mataram ditch. This location is prone to liquefaction due to the high frequency of earthquakes in the region. The objective of this study was to assess the bearing capacity of drilled foundation piles in the context of soil liquefaction potential.

The analysis of liquefaction potential was conducted using SPT data, which was then applied to the equation by Idriss and Boulanger (2008) with magnitude variations of 6.5, 7, and 8. Subsequently, the bearing capacity of the foundation is analyzed using a variety of methods, including the calculation by Meyerhoff (1963) and Egyptian Codes (2005), as well as the CAPWAP results from the Pile Driving Analyzer test.

Based on the calculation method, it was found that the soil has the potential to experience liquefaction ($SF < 1$) in all magnitude variations; therefore, a re-evaluation of the bearing capacity of the group was conducted. The results for the variations of $M = 6.5$ and $M = 7$ at both review points indicated a decrease in bearing capacity of 0.86% to 3.81%. For P85A, the decrease was 0.49% - 3.81%, while for P85B, it was 0.49% - 3.81%. Nevertheless, despite these decreases, the group bearing capacity (Q_{gavg}) still meets the safety requirements ($P < Q_{gavg}$). Similarly, the average bearing capacity decreased for the $M = 8$ variation at both points, with a range of 1.50% to 4.52% for P85A and 1.65% to 10.04% for P85B. This occurred due to indications of potential liquefaction at several depths. However, the decrease was not significant, and the group bearing capacity still met the safety requirements ($P < Q_{gavg}$).

Keywords : Liquefaction, Bearing capacity, Bore pile, PDA test, Egyptian codes

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Cincin api Pasifik atau biasa dikenal dengan nama *Ring of fire* merupakan sebutan yang ditujukan kepada sebuah kumpulan daerah yang memiliki potensi gempa bumi dan letusan gunung berapi sangat tinggi, *National Geographic education* menyebutkan bahwa 90% kejadian gempa bumi didunia terjadi dalam jangkauan *Ring of fire*. Jika ditinjau dari peta *Ring Of Fire* yang dirilis oleh *United States Geological Survey* (USGS) Indonesia diketahui menjadi salah satu negara yang terletak dalam jalur gempa teraktif, hal ini disebabkan letak geografis Indonesia yang tepat berada di pertemuan 3 lempeng benua. Dari arah selatan dijepit oleh lempeng Indo – Australia, lempeng Eurasia dari utara dan lempeng Pasifik dari timur. Berangkat dari hal tersebut potensi terjadinya gempa bumi di Indonesia menjadi sangat tinggi. Dilansir dari Badan Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika (BMKG) menyebutkan bahwa dalam kurun waktu 1 tahun tepatnya pada tahun 2022 sudah terjadi 10.843 kejadian gempa di seluruh daerah Indonesia.

Kerusakan infrastruktur adalah salah satu dari sekian risiko yang disebabkan oleh bencana gempa bumi. Bencana gempa bumi timbul akibat adanya kejadian subduksi dari bawah tanah sehingga menimbulkan guncangan di permukaan tanah. Maka dari itu gempa bumi juga dapat menyebabkan terjadi kerusakan struktur tanah yang juga memiliki potensi bahaya yang tinggi seperti fenomena jatuhnya bebatuan (*rock fall*), penurunan tanah (*settlement*), tanah longsor (*land slide*), serta likuefaksi (*liquefaction*) (Amanullah, 2022).

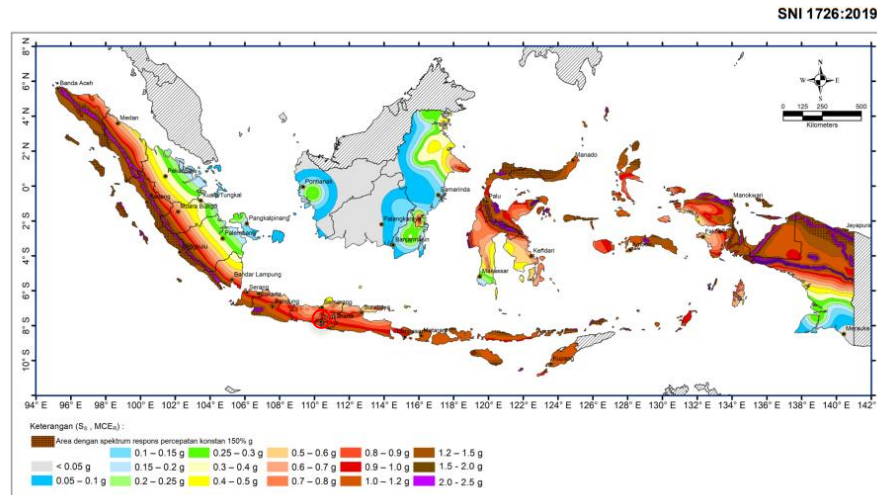
Menurut Kamus Besar Bahasa Indonesia (KBBI), likuefaksi merupakan fenomena hilangnya kekuatan lapisan tanah akibat beban getaran gempa. Lebih lanjut Kramer (1996) menyatakan likuefaksi adalah fenomena yang disebabkan oleh gempa bumi di mana lapisan tanah kehilangan kuat dukungnya dan berperilaku layaknya seperti cairan. Maka bangunan yang sebelumnya berdiri di atas tanah

padat akan mengalami keruntuhan karena terjadinya kegagalan fondasi dan *pilecap*-nya.

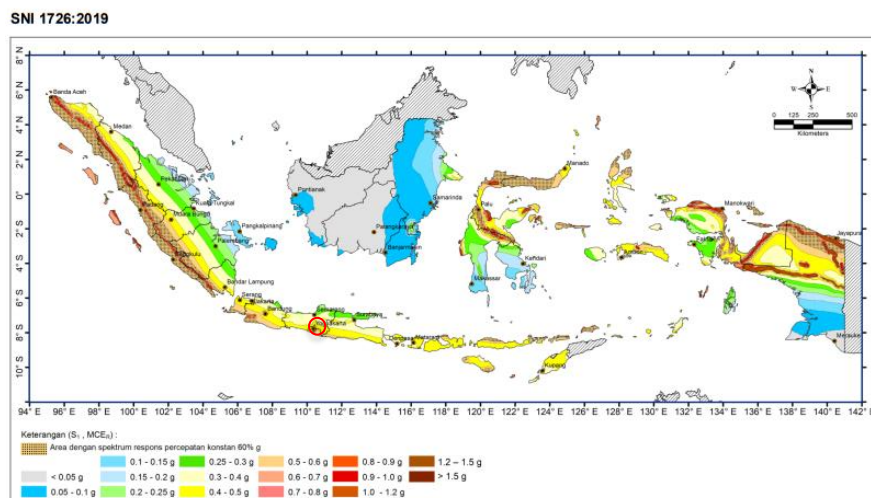
Umumnya fenomena likuefaksi hanya terjadi pada material yang didominasi oleh tanah pasir serta muka air tanah yang tinggi. Hal inilah yang menjadikan peristiwa likuefaksi masih belum banyak diperhitungkan dalam proses pembangunan proyek konstruksi di Indonesia karena proses pendeteksiannya yang cukup rumit dan harus dilakukan oleh profesional.

Bencana likuefaksi Niigata Japan yang terjadi ditahun 1964 merupakan salah satu fenomena yang membuktikan betapa berbahayanya likuefaksi. *University of Washington* menyebutkan bahwa peristiwa likuefaksi di Niigata diawali oleh gempa bermagnitudo 7,5 yang kemudian memicu timbulnya likuefaksi yang mengakibatkan 2000 rumah tersapu rata. Di Indonesia juga pernah terjadi peristiwa likuefaksi yang memakan banyak korban, tepatnya di kota Palu Sulawesi tengah. Dilansir dari kepala pusat data informasi dan humas Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB) terdapat ada 287 orang meninggal dalam bencana tersebut.

Berdasarkan SNI 1726 (2019) telah ditetapkan data desain seismik wilayah Indonesia. Terdapat parameter percepatan respons *spectral* yaitu periode pendek (S_s) dan pada periode 1 detik (S_1) yang akan berpengaruh pada penentuan koefisien respons seismik dalam suatu wilayah. Daerah Istimewa Yogyakarta menjadi salah satu wilayah yang memiliki nilai $S_s = 1.0 - 1.2$ g dan $S_1 = 0.5 - 0.6$ g, berdasarkan nilai tersebut provinsi Yogyakarta termasuk dalam wilayah risiko gempa kuat. Data desain seismik wilayah untuk S_s dan S_1 dapat dilihat pada Gambar 1.1 dan 1.2 di bawah ini.



Gambar 1.1 S_s Gempa Maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_r) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik
(Sumber: SNI 1726, 2019)



Gambar 1.2 S_1 Gempa Maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_r) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik
(Sumber: SNI 1726, 2019)

Proyek jalan tol Yogyakarta – Bawen merupakan proyek strategis nasional yang saat ini sedang dibangun. Letaknya yang berada di provinsi Yogyakarta atau lebih tepatnya di sepanjang selokan Mataram membuat potensi terjadinya likuefaksi akibat gempa akan menjadi semakin tinggi pada proyek tersebut,

sehingga dalam perencanaan fondasi tiang bor pada struktur *elevated* diperlukan perhitungan ulang mengenai daya dukung fondasi dengan mempertimbangkan potensi likuefaksi.

Jika ditinjau pada penelitian sebelumnya mengenai pengaruh likuefaksi terhadap fondasi, Zakariya dkk. (2023) menyimpulkan bahwa pada proyek pembangunan Jembatan Kretek 2 di Bantul ditemukan potensi likuefaksi di permukaan dengan kedalaman 0-6m dari atas tanah. Hasilnya penelitian ini menunjukkan adanya penurunan kapasitas dukung *ultimit* untuk setiap metode perhitungan yaitu 2.63%-7.23% untuk O'Neill and Reese (1989) dan 2.88- 8,16% untuk Reese and Wright. Walaupun mengalami penurunan daya dukung eksisting fondasi yang didapat dari hasil uji PDA masih lebih besar dari pada daya dukung *ultimit* dengan pengaruh likuefaksi sehingga disimpulkan bahwa fondasi tiang bor pada proyek jembatan kretek masih dapat mengakomodasi kondisi likuefaksi.

Berdasarkan beberapa pertimbangan tersebut diperlukanlah evaluasi kapasitas dukung fondasi tiang bor kembali dengan mempertimbangkan pengaruh potensi likuefaksi tanah pada proyek jalan tol Yogyakarta – Bawen seksi 1 (Sta. 67+500 s.d Sta. 76+300). Evaluasi kapasitas dukung fondasi tersebut dilakukan sebagai upaya mitigasi terhadap bencana likuefaksi.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan Uraian Latar belakang yang telah dipaparkan maka rumusan masalah yang akan dibahas pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana potensi likuefaksi pada lokasi proyek pembangunan jalan tol Yogyakarta – Bawen seksi 1 (Sta. 67+500 s.d Sta. 76+300) ?
2. Berapa kapasitas dukung rencana fondasi tiang bor tanpa menggunakan pengaruh likuefaksi ?
3. Berapa kapasitas dukung rencana fondasi tiang bor dengan memperhitungkan pengaruh likuefaksi ?
4. Berapa besar perbedaan kapasitas dukung fondasi tiang bor tanpa menggunakan pengaruh likuefaksi dan kapasitas dukung fondasi tiang bor dengan pengaruh likuefaksi ?

5. Apakah kapasitas dukung *eksisting* fondasi tiang bor sudah aman dari pengaruh likuefaksi ?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan uraian rumusan masalah di atas, maka tujuan dilakukannya penelitian adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui besar potensi likuefaksi pada proyek pembangunan jalan tol Yogyakarta – Bawen seksi 1 (Sta. 67+500 s.d Sta. 76+300).
2. Mengetahui kapasitas dukung rencana fondasi tiang bor tanpa menggunakan pengaruh likuefaksi.
3. Mengetahui kapasitas dukung fondasi tiang bor dengan memperhitungkan pengaruh likuefaksi.
4. Mengetahui besar perbedaan kapasitas dukung fondasi tiang bor tanpa menggunakan pengaruh likuefaksi dan kapasitas dukung fondasi tiang bor dengan pengaruh likuefaksi.
5. Mengetahui kapasitas dukung *eksisting* fondasi tiang bor sudah aman dari pengaruh likuefaksi.

1.4 Batasan Penelitian

Untuk memastikan penelitian dapat berjalan dengan sistematis maka dari itu berikut adalah batasan masalah yang digunakan dalam penelitian.

1. Analisis potensi likuefaksi dilakukan pada variasi magnitudo gempa yang digunakan yaitu 6.5 M, 7 M, dan 8 M.
2. Penelitian hanya ditinjau pada fondasi tiang bor yang dilakukan pengujian PDA dan berada dekat dengan selokan Mataram.
3. Analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor berdasarkan data pengujian *Standart Penetration Test* (SPT).
4. Perhitungan kapasitas dukung tiang hanya pada kapasitas dukung *aksial* tiang tunggal.

5. Analisis potensi likuefaksi dilakukan berdasarkan data pengujian *Standart Penetration Test* (SPT) dan hanya sampai pada kedalaman 20 m dari permukaan tanah mengacu pada Idriss Boulanger dalam Shelley dkk. (2014).
6. Kapasitas dukung fondasi *eksisting* berdasarkan hasil pengujian PDA dan kemudian dihitung lebih lanjut menggunakan CAPWAP.
7. Analisis asumsi besaran *Fines Content* (FC) mengacu pada persamaan usulan Jarushi dkk. (2013).
8. *Liquefaction severity index* (LSI) tidak dihitung dalam penelitian.
9. Muka air tanah terletak pada kedalaman 5 meter pada kedua titik tinjauan.

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat yang diharapkan dapat diberikan dari penelitian ini dalam pengembangan ilmu pengetahuan bidang ke teknik sipil adalah sebagai berikut.

1. Bermanfaat sebagai acuan atau referensi dalam bidang keilmuan geoteknik bidang Teknik sipil terkhusus dalam perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor dan perhitungan potensi likuefaksi untuk teman – teman mahasiswa Teknik sipil strata sarjana ke depannya.
2. Menjadi masukan kepada perencanaan fondasi tiang bor pada pembangunan proyek di Yogyakarta yang memiliki muka air tanah yang tinggi.
3. Menjadi pertimbangan terhadap pihak perencana fondasi tiang bor bagian *elevated* proyek jalan tol Yogyakarta – Bawen seksi 1. (Jika hasil akhir fondasi dinyatakan tidak aman).

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Kapasitas Dukung Tiang Bor

Zikri (2019) melakukan studi mengenai pengaruh jarak antar tiang terhadap kapasitas dukung kelompok fondasi tiang bor pada pembangunan Gedung Swiss-Bell Hotel solo. Dalam analisis kapasitas dukung tiang bor digunakan 2 metode yang berbeda yaitu metode analisis numerik seperti Resse & O'neil, Brom dan Poulus & Davis sedangkan untuk metode elemen hingga digunakan *software* PLAXIS 2D V8.6. Berdasarkan hasil analisis didapatkan kesimpulan bahwa semakin besar jarak antar tiang (s) maka kapasitas dukung kelompok tiang bor juga akan semakin besar.

El-Gendy dkk. (2013) melakukan penelitian dengan tujuan untuk membandingkan nilai kapasitas ultimit (Q_u) dari 38 fondasi tunggal tiang bor berdiameter besar yang berada di 8 kota, sebelah utara Mesir dengan menggunakan 4 metode *international codes* berbeda yang di antaranya yaitu ECP 202 (*Egyptian Code*, 2005), DIN 4014 (German Code, 1990), ASSHTO (2005) dan French Fascicule 62-V code (1993). Hasilnya metode analisis *Egyptian code* dan *French code* lebih konservatif dibandingkan metode DIN 4014 dan AASHTO Code jika didasarkan pada metode modifikasi CHIN yang menjadi tinjauan utama, namun pada beberapa situasi, metode *Egyptian Code* hasil analisisnya menjadi lebih besar. Hal ini terjadi akibat metode tersebut tidak memperhitungkan sifat – sifat asli tanah yang berada di ujung tiang.

2.2 Analisis Potensi Likuefaksi

Pandia (2019) melakukan studi evaluasi dan pemetaan potensi likuefaksi pada lapisan tanah di area landasan pacu Bandar Udara *New Yogyakarta International Airport* sebelum dan tingkat keamanannya terhadap likuefaksi setelah pembangunan. Untuk mengetahui potensi dan tingkat kerentanan area terhadap likuefaksi berdasarkan metode *liquefaction potential index* (LPI). Selanjutnya

dilakukan perhitungan untuk mengetahui tingkat keamanan terhadap likuefaksi di tiap lapisan tanahnya digunakan metode analisis *simplified procedure*. Berdasarkan perhitungan tersebut didapatkan lapisan tanah asli di area landas pacu berpotensi mengalami likuefaksi pada kedalaman 2 – 4 m dari permukaan tanah dan zona yang memiliki kerentanan paling tinggi berada di Sta.0+225 – 0+900 dan Sta. 1+200 – 1+500. Hasil analisis tingkat keamanan terhadap likuefaksi menunjukkan angka aman yang tidak efektif yaitu dengan rentang nilai 2 – 3. Sehingga perlu dilakukan evaluasi perbaikan tanah untuk mendapatkan nilai angka aman minimum yang mendekati 1.5.

2.3 Pengaruh Potensi Likuefaksi Terhadap Kapasitas Dukung Tiang

Syafei (2016) melakukan penelitian mengenai analisis perencanaan fondasi tiang pancang dalam beberapa variasi diameter dengan memperhitungkan kondisi likuefaksi dan kondisi tanpa likuefaksi pada pembangunan hotel di Lombok. Variasi diameter yang digunakan pada perhitungan daya dukung yaitu 600 mm, 800 mm dan 1000 mm dan metode yang digunakan dalam analisis kapasitas dukung adalah metode Meyerhoff. Selanjutnya dilakukan analisis potensi likuefaksi dan menghitung pengaruhnya terhadap kapasitas dukung tiang pancang di setiap variasi diameternya. Hasilnya ditemukan potensi likuefaksi sampai pada kedalaman 12.5 meter dari permukaan tanah dan terjadi penurunan kapasitas dukung akibat likuefaksi pada variasi diameter 600 mm, 800 mm, dan 1000 mm yaitu sebesar 11% pada diameter 600 mm, 9.5% untuk diameter 800 mm dan 8.4% untuk diameter 1000 mm.

Fadillah (2020) melakukan penelitian dengan tujuan untuk mengetahui kapasitas dukung fondasi tiang bor pasca konstruksi terhadap pengaruh potensi likuefaksi pada proyek pembangunan *Dome Coal Yard* PLTU di Cilacap. Untuk analisis potensi likuefaksi digunakan persamaan yang diusulkan oleh Idriss and Boulanger (2008) kemudian untuk metode perhitungan daya dukung fondasi terbagi dua yaitu metode statis yang mengacu pada metode Meyerhoff dan metode dinamis mengacu pada hasil pengujian PDA tes yang telah diolah di program CAPWAP. Hasil penelitian menyebutkan bahwa lapisan tanah di area

pembangunan berpotensi mengalami likuefaksi di beberapa titiknya setebal 6 meter dan mempengaruhi kapasitas dukung fondasi tiang bor yang semula 1.028,25 kN menjadi 543,34 kN.

Saputra (2022) melakukan penelitian yang bertujuan untuk mengetahui besaran potensi likuefaksi pada lapisan tanah dan bagaimana pengaruhnya terhadap nilai kapasitas dukung fondasi tiang bor di beberapa titik yaitu BH-01, BH-11, BH-12 dan BH-01 pada proyek pembangunan jembatan Kretek 2 di Yogyakarta. Dalam penelitiannya, analisis potensi likuefaksi menggunakan 2 metode di antaranya metode analisa gradasi butiran (Tsuchida, 1970) dan metode *safety factor* (Idriss and Boulanger, 2008). Selanjutnya dilakukan analisis kapasitas dukung fondasi tiang pancang untuk metode empiris berdasarkan data uji SPT dan kapasitas dukung *eksisting* berdasarkan hasil pengujian PDA/CAPWAP yang kemudian kedua hasil tersebut dihitung kembali dengan mempertimbangkan potensi likuefaksinya. Hasilnya pada BH-10 teridentifikasi berpotensi likuefaksi pada kedalaman 0 - 9 m, 12 m, dan 15 m, pada BH-11 di kedalaman 0 - 4,5 m dan 10,5 – 15 m, pada BH-12 terdapat di kedalaman 0 – 4,5m dan 10,5 m serta terakhir BH-01 di kedalaman 0 – 4,5 m. Potensi likuefaksi tersebut menyebabkan penurunan pada kapasitas dukung fondasi tiang pancang sebesar 6 – 12% sedangkan pada kapasitas dukung fondasi *eksistingnya* terjadi penurunan sebesar 35% - 59%.

2.4 Perbandingan dengan penelitian sebelumnya

Perbandingan penelitian saat ini dengan penelitian sebelumnya dapat dilihat pada Tabel 2.1 di halaman selanjutnya.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian ini

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang akan dilakukan
Peneliti	El-Gendy, dkk. (2013)	Muhammad Syafei (2016)	Yoseph Pandia (2019)	Nikmatul Zikri (2019)	Rizki Fadillah (2020)	Hendy Saputra (2022)	Dewi Sjahrain (2024)
Judul Penelitian	Comparative Examinations of Single Bored Piles Using International Codes	Perencanaan Fondasi Tiang Pancang Dengan Memperhitungkan Pengaruh Likuefaksi Pada Proyek Pembangunan Hotel di Lombok	Evaluasi Potensi Likuefaksi Studi Kasus Area Landas Pacu New Yogyakarta <i>International Airport</i>	Pengaruh Jarak Tiang Terhadap Kapasitas Dukung Pondasi <i>Bored Pile</i> dengan Metode Reese & O'Neil, Brom, Poulus & Davis dan Elemen Hingga	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Bore Pile Pasca Konstruksi dan Keandalannya terhadap Pengaruh Potensi Likuefaksi Di Pesisir Selatan Pulau Jawa	Analisis Potensi Likuefaksi Dan Pengaruhnya Pada Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Pasca Konstruksi	Evaluasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Dengan Mempertimbangkan Pengaruh Potensi Likuefaksi Tanah

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian ini

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang akan dilakukan
Peneliti	El-Gendy, dkk. (2013)	Muhammad Syafei (2016)	Yoseph Pandia (2019)	Nikmatul Zikri (2019)	Rizki Fadillah (2020)	Hendy Saputra (2022)	Dewi Sjahrain (2024)
Tujuan Penelitian	Untuk membandingkan nilai kapasitas ultimit (Qu) menggunakan 4 metode <i>international codes</i> berbeda.	Untuk merencanakan Fondasi tiang pancang dengan membandingkan kondisi likuefaksi dan kondisi tidak likuefaksi	Untuk mengevaluasi dan memetakan potensi likuefaksi pada area landas pacu sebelum pembangunan.	Untuk Mengetahui pengaruh jarak tiang terhadap daya dukung kelompok tiang bor	Untuk mengetahui nilai kapasitas dukung fondasi pasca konstruksi terhadap pengaruh potensi likuefaksi	Untuk mengetahui potensi likuefaksi pada area proyek dan kapasitas dukung fondasi dalam pengaruh likuefaksi	Untuk mengevaluasi kapasitas dukung fondasi tiang bor dengan mempertimbangkan potensi likuefaksi

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian ini

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang akan dilakukan
Peneliti	El-Gendy, dkk. (2013)	Muhammad Syafei (2016)	Yoseph Pandia (2019)	Nikmatul Zikri (2019)	Rizki Fadillah (2020)	Hendy Saputra (2022)	Dewi Sjahrain (2024)
Metode Penelitian	Metode ECP 202 (Egyptian Code, 2005), DIN 4014 (German Code, 1990), ASSHTO (2005) dan French Fascicule 62-V code (1993)	Metode Meyerhoff	Metode <i>Simplified Procedure</i> dan metode <i>Liquefaction Potential Index</i>	Metode Manual (Reese & O'neil, Broom, Poulos & Davis, dan Plaxis 2D V8.6)	Metode Idriss and Boulanger (2008) Metode Meyerhoff dan Metode dinamis	Metode Tsuchida (1970), Metode Idriss and Boulanger (2018), Metode Empiris	Metode Idriss Boulanger (2014) dan Metode Meyerhoff serta <i>Egyptian Codes Method</i> .

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian ini

Penelitian Terdahulu							Penelitian yang akan dilakukan
Peneliti	El-Gendy, dkk. (2013)	Muhammad Syafei (2016)	Yoseph Pandia (2019)	Nikmatul Zikri (2019)	Rizki Fadillah (2020)	Hendy Saputra (2022)	Dewi Sjahrain (2024)
Hasil Penelitian	Metode analisis Egyptian code dan French code lebih konservatif jika dibandingkan dengan metode DIN 4014 dan AASHTO code	Tebal lapisan yang berpotensi likuefaksi adalah 12.5 m dan mempengaruhi penurunan kapasitas dukung tiang pancang	Ditemukan potensi likuefaksi pada kedalaman 2 – 6 meter dengan ketebalan lapisan tanah 0.75 – 3.3 m	Semakin besar jarak antar tiang (s) makan kapasitas dukung juga akan semakin besar	Ditemukan potensi likuefaksi dengan tingkat kerentanan rendah setebal 6 m dan 2 m dan mengakibatkan penurunan kapasitas dukung fondasi tiang bor.	Terjadi penurunan kapasitas dukung akibat potensi likuefaksi. Namun setiap fondasi masih mampu menopang beban yang bekerja baik.	

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Tanah dalam konstruksi sipil di definisikan sebagai material yang tersusun atas agregat (butiran), mineral – mineral padat yang tidak tersedimentasi (terikat secara kimia), bahan organik berbentuk padat yang telah melapuk serta zat cair dan gas yang mengisi ruang kosong di antaranya partikel – partikel (Das, 1995). Tanah terbentuk melalui proses pelapukan batuan atau proses geologi lainnya yang terjadi di permukaan bumi. Proses pelapukan batuan induk sebelum menjadi tanah, merupakan hasil dari mekanisme kimia yang dipengaruhi oleh oksigen, karbon dioksida, dan air yang mengandung asam atau alkali lainnya. Selanjutnya tanah juga mengalami proses pembentukan tanah secara fisik yang mengubah batuan menjadi partikel – partikel yang lebih kecil, hal tersebut terjadi akibat pengaruh erosi, angin, air, es, manusia, atau hancurnya partikel tanah akibat perubahan suhu atau cuaca (Hardiyatmo, 2002).

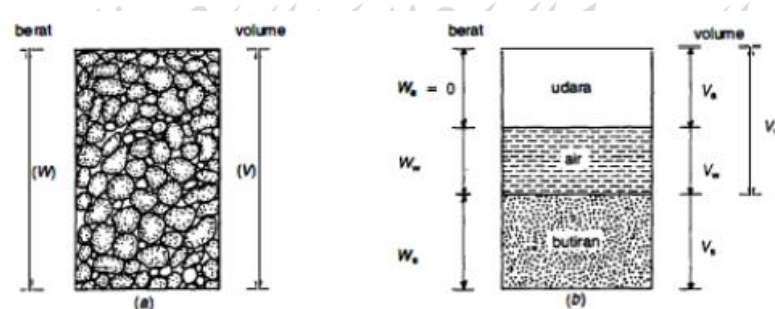
Dalam penggambaran ukuran partikel dan sifat – sifat khusus yang dimiliki oleh tanah digunakan beberapa istilah yang di antaranya adalah lempung, lanau dan pasir. Sebagai contoh, tanah yang memiliki ukuran butiran kecil dan bersifat kohesif serta plastis disebut dengan tanah lempung dan sebaliknya tanah yang memiliki lebih besar dan tidak mempunyai sifat kohesif serta plastis disebut dengan tanah pasir. Namun tanah merupakan material kompleks yang dapat terdiri atas banyak campuran atau lebih dari satu macam ukuran butiran yang bervariasi dari lebih besar 100 mm sampai dengan lebih kecil dari 0,001 mm (Hardiyatomo, 2002). Untuk batas interval ukuran butiran tanah menurut *Unified Soil Classification System*, ASTM, MIT dan *International Nomenclature* dapat di lihat pada Gambar 3.1 berikut.

	2,0 mm	1,0	0,5	0,25	0,1	0,05		0,002 mm			
Bureau of Soils USDA	kerikil	kasar	sedang	halus	sangat halus	lanau			lempung		
		pasir									
ASTM	2,0 mm	0,420	0,075			0,005		0,001			
	pasir sedang		pasir halus			lanau	lempung	lempung koloidal			
MIT nomenclature	2,0 mm	0,6	0,2	0,06		0,006		0,002	0,0006	0,0002 mm	
	kasar	sedang	halus	kasar	sedang	halus	kasar	sedang	halus		
	pasir			lanau			lempung				
International nomenclature	2,0 mm	1,0	0,5	0,2	0,1	0,05	0,02	0,006	0,002	0,0006	0,0002 mm
	sangat kasar	kasar	sedang	halus	kasar	halus	kasar	halus	kasar	halus	sangat halus
	pasir				Mo		lanau		lempung		

Gambar 3.1 Klasifikasi Butiran Tanah Menurut *Unified Soil Classification System*, ASTM, MIT Dan *International Nomenclature*

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

Tanah dalam satu kesatuannya terdiri atas dua atau tiga bagian tergantung dari keadaan tanah tersebut. Tanah kering hanya terdiri atas 2 bagian yaitu bagian butiran tanah dan pori – pori udara. Hal ini juga terjadi pada tanah jenuh yang juga terdiri atas 2 bagian di antaranya bagian padat atau butiran tanah dan air pori. Sedangkan untuk tanah yang tersusun atas 3 bagian ada pada keadaan tanah tidak jenuh air (Hardiyatmo, 2002). Untuk lebih jelasnya mengenai diagram fase tanah dapat dilihat pada Gambar 3.2 berikut.



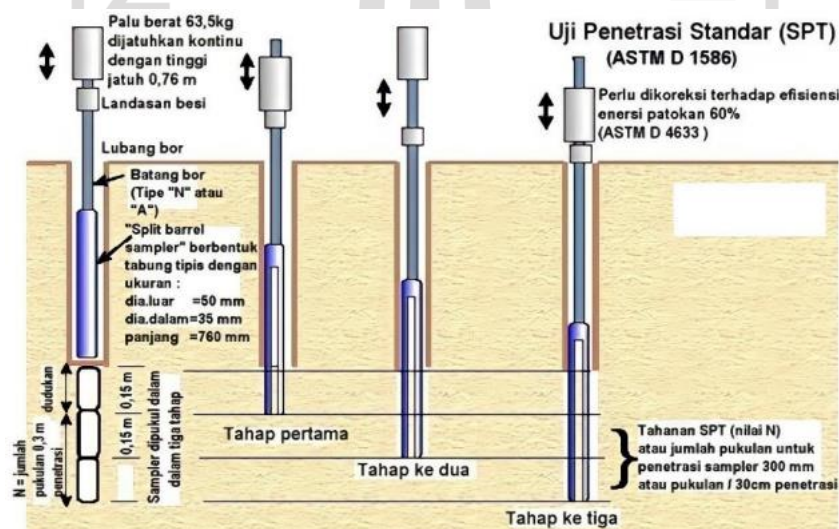
Gambar 3.2 Diagram Fase Tanah

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

3.2 Penyelidikan Tanah Metode *Standart Penetration Test*

Standart penetration test merupakan suatu mekanisme pengujian yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran tanah bertujuan untuk memperoleh data baik perlawanan dinamik tanah maupun pengambilan contoh tanah terganggu dengan teknik penumbukan (SNI 4153:2008). Uji SPT umumnya dibutuhkan untuk tanah yang sulit diperoleh dalam keadaan tanah tak terganggu contohnya pada tanah *granuler*. Dalam penentuan sifat – sifat tanah dalam pengujian ini diperoleh dari pengukuran kerapatan relatif secara langsung di lapangan (Hardiyatmo, 1996).

Proses pengujian *standart penetration test* di lapangan dilakukan dengan uji pemukulan tabung belah dinding tebal ke dalam tanah bersamaan dengan pengukuran jumlah pukulan yang bertujuan untuk memasukkan tabung belah sedalam 30 cm secara vertikal. Dalam pelaksanaannya uji SPT terbagi dalam tiga tahap, namun untuk tahapan pertama dilakukan hanya sebagai tahap persiapan awal sebelum tahap ke 2 dan ke 3 dilakukan. Untuk tahapan ke 2 dan 3 masing – masing memiliki ketebalan penetrasi sebanyak 150 mm dan nantinya hasil pukulan dari kedua tahap tersebut akan dijumlahkan untuk mendapatkan nilai N atau nilai perlawanan SPT dari suatu tanah. Skema pelaksanaan uji SPT dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut.



Gambar 3.3 Skema Pengujian *Standart Penetration Test*

(Sumber: SNI 4153, 2008)

Nilai N dalam uji SPT pada perencanaan fondasi dapat digunakan untuk mengindikasikan kemungkinan model keruntuhan fondasi yang dapat terjadi (Terzaghi dan Peck, 1948). Hardiyatmo (1996) menyimpulkan “Kondisi keruntuhan geser lokal (*local shear failure*) dapat dianggap terjadi bila nilai $N < 5$, dan kondisi keruntuhan geser umum (*general shear failure*) terjadi pada nilai $N > 30$. Untuk nilai N antara 5 dan 30, interpolasi linier dari koefisien daya dukung tanah N_c , N_q , dan N_γ dapat dilakukan”. Berdasarkan persamaan yang dikembangkan oleh Meyerhoff (1963) nilai N dapat didekati menggunakan nilai – nilai kerapatan relatif yang dimiliki. Persamaan Meyerhoff (1963) tersebut dapat dilihat pada persamaan 3.1 di bawah ini.

$$N = 1,7 D_r^{-2} (14,2 p_o^{1/2} + 10) \quad (3.1)$$

dengan:

D_r = Kerapatan relatif

p_o' = Tekanan vertikal akibat beban tanah efektif pada kedalaman tanah yang ditinjau

Nilai N yang dihasilkan dari proses penyelidikan N-SPT dapat dikorelasikan untuk menentukan beberapa parameter yang selanjutnya dapat digunakan pada proses analisis maupun evaluasi untuk beberapa hal. Untuk lebih jelasnya terlampir pada Tabel 3.1, Tabel 3.2 dan Tabel 3.3 di bawah ini

Tabel 3.1 Korelasi Nilai N Dengan Kerapatan Relatif Tanah

Nilai N	Kerapatan relatif (D_r)
≤ 4	<i>Very Loose</i>
4 - 10	<i>Loose</i>
10 - 30	<i>Medium Dense</i>
30 - 50	<i>Dense</i>
> 50	<i>Very Dense</i>

Sumber : Terzaghi & Peck (1996)

Tabel 3.2 Korelasi Nilai N Dengan Konsistensi Tanah

Nilai N	Konsistensi Tanah
≤ 2	<i>Very soft</i>
2 - 4	<i>Soft</i>
4 - 8	<i>Firm</i>
8 - 15	<i>Stiff</i>
15 - 30	<i>Very Stiff</i>
> 30	<i>Hard</i>

Sumber : Terzaghi & Peck (1996)

Tabel 3.3 Korelasi Nilai D_r Dengan γ_{sat}

Kerapatan relatif (D_r)	γ_{sat} (kN/m ³)
<i>Very Loose</i>	16,67 - 17,65
<i>Loose</i>	17,65 - 18,63
<i>Medium Dense</i>	18,63 - 20,59
<i>Dense</i>	20,59 - 21,57
<i>Very Dense</i>	21,57 - 22,55

Sumber : Carter & Bentley (1991)

Dilansir dari ASTM D-4633 dalam SNI 4153 (2008) menyatakan bahwa dalam pengujian SPT untuk memperoleh standar efisiensi tenaga yang lebih teliti, setiap alat uji SPT yang digunakan harus dikalibrasi tingkat efisiensi tenaganya dengan menggunakan alat ukur *strain gauges* dan akselerometer. Nilai N yang terukur harus dikoreksi terhadap nilai efisiensi terukur (E_f) yang diperoleh dari kalibrasi alat sebesar 60%. Untuk perhitungan nilai N dengan efisien 60% (N_{60}) dapat dilihat pada persamaan 3.2, 3.3 dan 3.4 di bawah ini.

$$N_{60} = \frac{E_f}{60} \times N_M \times C_B \times C_R \times C_S \quad (3.2)$$

dengan :

N_{60} = Efisiensi 60%

E_f = Efisiensi yang terukur

N_M = nilai N terukur yang harus dikoreksi

C_B = Faktor koreksi pada diameter bor

C_R = Faktor koreksi terhadap panjang batang SPT

C_S = Faktor Koreksi pada tabung yang digunakan

Untuk nilai faktor koreksi C_B , C_R , C_S dapat menggunakan Tabel 3.4 berikut.

Tabel 3.4 Nilai Faktor Koreksi Dalam Uji SPT

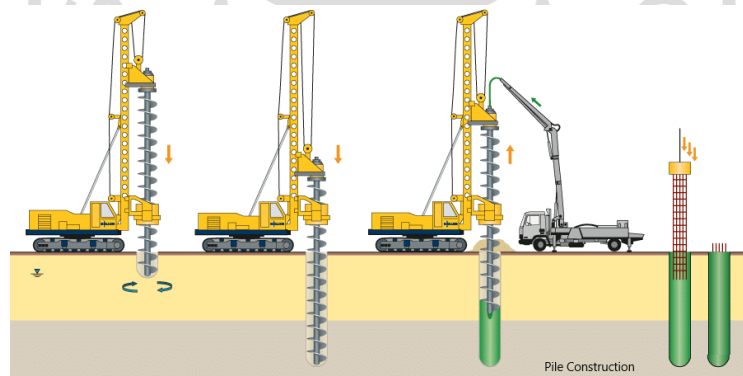
Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
Tegangan Vertikal efektif		C_N	$\frac{2,2}{(1,2 + (\sigma'_{pa})^{0,5})}$
		C_N	$C_N \leq 1,7$
Rasio Tenaga Palu	Palu donat	C_E	0,5 s.d 1,0
	Palu Pengaman	C_E	0,7 s.d 1,2
	Palu otomatis	C_E	0,8 s.d 1,3
Diameter bor	65 s.d 115 mm	C_B	1,0
	150 mm	C_B	1,05
	200 mm	C_B	1,15
Panjang batang	<3 m	C_R	0,75
	3 s.d 4 m	C_R	0,80
	4 s.d 6 m	C_R	0,85
	6 s.d 10 m	C_R	0,95
	10 s.d 30 m	C_R	1,0
Pengambilan contoh	Tabung standar	C_S	1,0
	Tabung dengan pelapis	C_S	1,1 s.d 1,3
	Tabung dengan pelapis	C_S	1,1 s.d 1,3

Sumber : Youd & Idriss, (2001)

Sedangkan untuk besaran Efisiensi tenaga pada palu tipe donat dan palu tipe aman berkisar 35% - 85% sementara untuk palu tipe otomatis berkisar 80% - 100%.

3.3 Fondasi Tiang Bor (*Bore Pile*)

Fondasi tiang bor merupakan jenis fondasi dalam yang pada umumnya digunakan pada tanah yang bersifat stabil dan kaku. Hal ini berhubungan dengan proses pemasangan tiang bor dalam tanah dengan cara pengeboran tanah terlebih dahulu yang kemudian baru diikuti dengan pengisian tulang dan cor betonnya sehingga pada tanah stabil dan kaku pembentukan lubang akan lebih stabil. Namun saat ini penerapan fondasi tiang bor juga dapat dilakukan pada tanah jenuh atau mengandung air yaitu dengan pemasangan alat bantu pipa besi atau biasa disebut dengan *casing* yang berguna untuk menahan dinding tanah agar tidak terjadi keruntuhan (Hardiyatmo, 2008). Proses pelaksanaan pekerjaan fondasi tiang bor dapat di lihat pada Gambar 3.4 di bawah ini.



Gambar 3.4 Proses Pelaksanaan Pekerjaan Fondasi Tiang Bor

(Sumber: structuralguide.com)

Dalam bukunya, Hardiyatmo (2008) menyimpulkan bahwa penggunaan fondasi tiang bor memiliki kekurangan dan kelebihan yang di antaranya adalah sebagai berikut.

1. Keuntungan penggunaan fondasi tiang bor
 - a. Tidak menimbulkan risiko naiknya muka tanah akibat proses pelaksanaan.
 - b. Kedalaman tiang dapat disesuaikan kebutuhan.
 - c. Saat tahap perencanaan material tanah di lapangan dapat dicocokkan dengan data hasil pemeriksaan laboratorium.

- d. Perencanaan fondasi tiang seperti diameter, bentuk dan kedalaman dapat bervariasi mengikuti kebutuhan di lapangan.
 - e. Pada saat waktu pengangkutan dan pemasangan di lapangan, penulangan fondasi tiang bor tidak dipengaruhi oleh tegangan.
2. Kekurangan penggunaan fondasi tiang bor
- a. Tidak cocok digunakan pada tanah pasir atau tanah berkerikil dikarenakan akan mengganggu kepadatan tanah saat proses pengeboran berlangsung.
 - b. Mutu beton sulit untuk dikontrol akibat pengaruh muka air tanah.
 - c. Adanya potensi berkurangnya kapasitas dukung tanah terhadap tiang akibat gangguan tanah yang berasal dari aliran air yang masuk ke dalam lubang bor.
 - d. Pada tanah pasir, metode pembesaran ujung tiang tidak dapat diterapkan.

3.4 Kapasitas Dukung Tunggal Fondasi Tiang Bor

Kapasitas dukung fondasi tiang bor didefinisikan sebagai kemampuan maksimum fondasi tiang dalam mendukung beban struktur di atasnya (Fadillah, 2020). Dalam perhitungan kapasitas tiang secara umum menggunakan pendekatan melalui cara statis maupun dinamis. Perhitungan kapasitas *ultimit* tiang dengan cara statis dilakukan berdasarkan teori mekanika tanah dalam menentukan sifat – sifat teknis tanah sedangkan untuk perhitungan kapasitas *ultimit* tiang dengan cara dinamis diperlukan untuk mengevaluasi hasil perhitungan metode statis dengan cara melakukan pengujian tiang kembali (Hardiyatmo, 2008).

Lebih lanjut Hardiyatmo (2008) menyatakan bahwa kapasitas *ultimit* neto tiang tunggal (Q_u) merupakan penjumlahan hasil analisis tahanan ujung bawah *ultimit* (Q_b) dan tahanan gesek antara dinding tiang dan tanah di sampingnya (Q_s) yang kemudian hasil tersebut dikurangi dengan berat fondasi itu sendiri (W_p). Untuk lebih jelasnya persamaan kapasitas *ultimit* neto yang sering digunakan dapat dilihat pada persamaan 3.3 dan 3.4 di bawah ini.

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \quad (3.3)$$

$$Q_u = A_b(c_b N_c + p_b N_q + 0,5 \gamma_d N_\gamma) + \sum A_s(c_d + K_d p_o t g \delta) - W_p \quad (3.4)$$

dengan :

Q_u = Kapasitas *ultimit* neto tiang tunggal (ton)

Q_b = Tahanan ujung bawah *ultimit* (kN)

Q_s = Tahanan gesek antara tiang dan tanah di sekitarnya (kN)

W_p = Berat sendiri tiang (kN)

p_o = Tekanan *overburden* rata-rata di sepanjang tiang ($\sigma_v = \sum \gamma_i z_i$)

δ = sudut gesek antara dinding tiang dan tanah (ϕ_d)

A_b = Luas penampang ujung tiang (m^2)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

K_d = Koefisien tekanan tanah lateral pada dinding tiang

P_b = Tekanan *overburden* di dasar tiang

Saat perhitungan kapasitas tiang *ultimit* juga perlu dilakukan peninjauan pada jangka waktu kondisi keruntuhan. Untuk tinjauan kondisi keruntuhan terhadap jangka waktu pendek maka digunakan analisis tanah dalam kondisi tak terdrainase (*undrained*) sehingga parameter tanah tak terdrainase yang ditinjau adalah ϕ , c_d , c dan γ dan analisis p_b dan p_o harus dihitung pada kondisi tegangan totalnya. Selanjutnya jika tinjauan dilakukan pada kondisi keruntuhan jangka waktu Panjang, maka digunakan parameter tanah dalam keadaan terdrainase (*drained*) dengan kondisi tegangan vertikal harus sama dengan tekanan *overburden* efektifnya p_b' dan p_o' (Hardiyatmo, 2008).

Kemudian jika berdasarkan jenis tanahnya Vesic (1967) dalam Hardiyatmo (2008) menyatakan bahwa untuk jenis tanah lempung tegangan vertikal di dekat tiang sama dengan tekanan *overburden*-nya, sedangkan untuk tanah dengan jenis pasir maka tegangan vertikal di dekat tiang akan lebih kecil dari kecil dari tekanan *overburden* yang terjadi.

3.4.1 Metode Meyerhoff (1963)

Dalam perhitung kapasitas dukung fondasi tiang bor baik pada tanah pasir dan *granuler*, Meyerhoff (1963) mengusulkan persamaan sebagai berikut :

1. Kapasitas Dukung Ujung

Untuk Analisis kapasitas dukung ujung tiang menggunakan persamaan 3.5 berikut.

$$Q_p = A_p \times (40N_r) \times \frac{L_b}{D} \leq A_p \times 400 \times N_r \quad (3.5)$$

dengan :

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

N_1 = Nilai SPT pada Kedalaman 10D dari ujung tiang ke atas

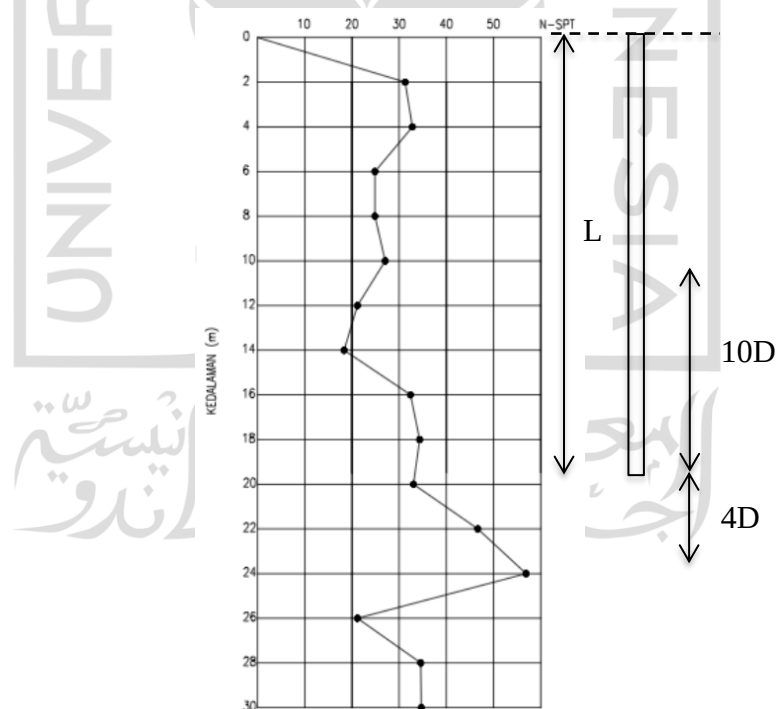
N_2 = Nilai SPT pada kedalaman 4D dari ujung tiang ke bawah

N_r = Nilai SPT rata – rata pada elevasi tiang

A_p = Luas penampang tiang (m)

L_b = Panjang tiang (m)

Pada tinjauan kedalaman nilai N-SPT yang digunakan untuk analisis kapasitas ujung tiang dapat dilihat pada Gambar 3.5 berikut ini.



Gambar 3.5 Tinjauan Kedalaman Nilai N-SPT Yang Digunakan Untuk Analisis Kapasitas Ujung Tiang

2. Kapasitas dukung selimut tiang

Untuk Analisis kapasitas dukung selimut tiang menggunakan persamaan 3.6 dan 3.7 berikut.

$$Q_s = l_b \times p \times f_{s\ av} \quad (3.6)$$

$$f_{s\ av} = 2 \times N_r \quad (3.7)$$

dengan :

Q_s = Kapasitas dukung selimut (kN)

p = Keliling tiang (m^2)

f = Gesekan selimut (kN/m^2)

$f_{s\ av}$ = Gesekan selimut rata – rata (kN/m^2)

3. Kapasitas dukung *ultimit* tiang

Untuk Analisis kapasitas dukung *ultimit* tiang menggunakan persamaan 3.8 dan 3.9 berikut.

$$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times L_b \times \gamma_{beton} \quad (3.8)$$

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.9)$$

dengan :

W_p = Berat beton sepanjang tiang

γ_{beton} = Berat jenis beton

Q_{ult} = Kapasitas dukung *ultimit* tiang

4. Kapasitas dukung izin tiang

Untuk Analisis kapasitas dukung izin tiang menggunakan persamaan 3.10 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.10)$$

dengan :

SF = *Safety Factor*

3.4.2 *Egyptian Geotechnical Design Code Method (2005)*

Pembangunan konstruksi dengan skala besar saat ini sedang mengalami pertumbuhan yang signifikan, banyak bangunan – bangunan tinggi, pelabuhan, dan macam – macam konstruksi lainnya yang memiliki beban besar sehingga dibutuhkan jenis fondasi yang mampu menahan beban yang muncul akibat konstruksi tersebut. *Large Diameter Bored Pile (LDBP)* merupakan salah satu tipe fondasi dalam yang diketahui memiliki ketahanan untuk mendukung beban struktur yang besar dengan penurunan yang sangat sedikit (Al-Atroush dan Aloufi, 2021).

Maka dari itu saat ini tengah banyak dikembangkan beberapa standar internasional untuk desain fondasi dan *geotechnical codes* untuk menentukan metode perhitungan kapasitas *ultimit* dari LDBP yang paling bisa diandalkan. Salah satunya adalah *Egyptian Geotechnical Design Code part 4 for Deep Foundations* yang dipublikasikan pada *The housing and Building Research Center (HBRC)* Kairo, Mesir (2005).

Egyptian code pertama kali muncul di tahun 80-an, dengan cara mengadopsi sebuah metode *design* yang dikenal sebagai *Working Stress Design Methods* atau *Allowable Stress Design*. Pada metode ini menggunakan konsep perhitungan *safety factor* yang direpresentasikan dari rasio antara *ultimate resistance* dan *allowable loads* yang terdapat pada fondasi dalam. Konsep tersebut berhasil diterapkan di konstruksi geoteknik selama beberapa dekade dan tersebar hampir di seluruh dunia. Hal tersebut yang memprakarsai perkembangan metode perhitungan *Egyptian Codes* hingga sekarang.

Untuk Langkah – Langkah perhitungan yang digunakan dalam *Egyptian Geotechnical Design Code* dapat dilihat sebagaimana berikut:

1. Melakukan Estimasi untuk nilai N_{30} dari nilai N-SPT dan *Undrained shear strength* (C_u) pada tanah kohesif maupun tanah non kohesif
2. Akibat efek dari tekanan *Overburden* (σ_v) nilai N_{30} harus dikoreksi menggunakan persamaan 3.11 yang dijabarkan oleh Peck (1974) berikut.

$$C_U = 0.77 \log_{10} \left(\frac{1.92}{\sigma_v} \right) \quad (3.11)$$

Dengan :

σ_v = Overburden Pressure (Mpa)

3. Menghitung nilai gaya *ultimate skin friction* (Q_{su}) menggunakan persamaan 3.12 berikut.

$$Q_{su} = \pi \times D \times \sum (q_{su})_i \times L_i \quad (3.12)$$

dengan :

$(q_{su})_i$ = *Ultimate skin friction resistance* pada setiap lapisan (ton/m²)

L_i = Panjang *pile* yang tertanam dalam tanah

D = Diameter tiang

Untuk menentukan nilai q_{su} dapat menggunakan nilai pada Tabel 3.5 dan 3.6 berikut untuk tanah berkoheesi dan tanah tidak berkoheesi.

Tabel 3.5 Nilai Ketahanan *Skin Friction* Untuk Tanah Tidak Berkoheesi

Jumlah pukulan dari SPT	Kedalaman di bawah muka tanah (m)	<i>Skin Friction</i> <i>Resistance</i> (ton/m ²)
Kurang dari 10	-	0
10 - 20	0 – 2.0	0
	2.0 – 5.0	3
	Lebih dari 5.0	5
20 – 30	0 – 2.0	0
	2.0 – 5.0	4.5
	Lebih dari 5.0	7.5
Lebih dari 30	0 – 2.0	0
	2.0 – 10.0	6
	Lebih dari 10.00	10

Sumber : Abdel-Rahman dkk. (2006)

Tabel 3.6 Nilai Ketahanan *Skin Friction* Untuk Tanah Berkohesi

Nilai kuat geser (ton/m ²)	<i>Skin friction resistance</i> (ton/m ²)
0	0
2.5	2.5
10	4
20	5

Sumber : Abdel-Rahman dkk. (2006)

4. Menghitung nilai gaya *ultimate end bearing* (Q_{bu}) dengan menggunakan persamaan 3.13 berikut.

$$Q_{bu} = q_{bu} \times A_p \quad (3.13)$$

dengan :

q_{bu} = *ultimate end bearing resistance* (ton/m²)

A_p = luas tiang (m²)

Untuk menentukan nilai q_{bu} dapat menggunakan nilai pada Tabel 3.7 dan 3.8 berikut untuk tanah berkohesi dan tanah tidak berkohesi.

Tabel 3.7 Nilai ketahanan dasar fondasi dan penurunannya untuk tanah tidak berkohesi

Ketahanan dasar fondasi (ton/m ²)		Penurunan (cm)
tiang dengan pembesaran di bagian dasar	tiang dengan pembesaran di bagian dasar	
35	50	1
65	80	2
90	110	3
240	340	*15
*penurunan pada ketahanan <i>ultimit</i> di dasar tiang		

Sumber : Abdel-Rahman dkk. (2006)

Tabel 3.8 Nilai ketahanan dasar fondasi dan penurunannya untuk tanah berkoheesi

Ketahanan dasar fondasi (ton/m ²)	Penurunan (cm)
50	0.2 S _g
70	0.3 S _g
120	*S _g (5%D _F)
*penurunan sama dengan beban <i>ultimit</i> (D _b = diameter dasar tiang)	

Sumber : Abdel-Rahman dkk. (2006)

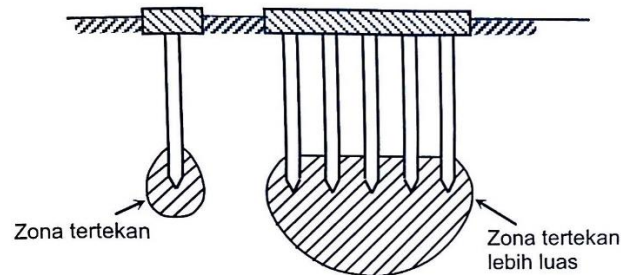
5. Menghitung total kapasitas dukung *ultimit* tanah dengan menggunakan persamaan 3.12.

$$Q_{ult} = \sum(Q_{su}) + Q_{bu} \quad (3.18)$$

3.5 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

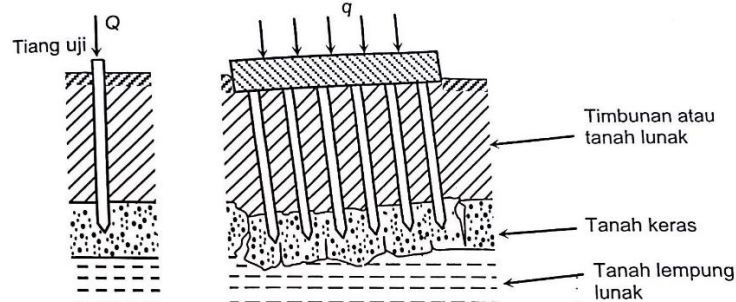
Besaran nilai kapasitas dukung dari suatu kelompok tiang biasanya berbeda dengan hasil penjumlahan seluruh kapasitas tiang tunggal yang berada dalam 1 kelompok. Bahkan dalam beberapa kondisi besaran kapasitas kelompok tiang mungkin lebih rendah dari jumlah masing – masing tiang akibat kapasitas dukung izin tiang yang dibatasi oleh penurunan toleransi. Hal ini terjadi jika pemasangan tiang dilakukan pada tanah dengan lapisan atas yang tidak mudah mampat, namun pada lapisan bawahnya merupakan tanah lunak (Hardiyatmo, 2015).

Perbedaan tersebut juga terjadi pada penurunan kelompok tiang yang dipengaruhi oleh zona tertekan yang terjadi di bagian bawah tiang. Tiang tunggal memiliki luas zona tertekan yang lebih kecil dibandingkan tiang kelompok sehingga pada beban struktur yang sama, penurunan pada kelompok tiang akan lebih besar dari tiang tunggalnya (Hardiyatmo, 2015). Untuk lebih jelasnya Tomlison (1977) dalam Hardiyatmo (2015) menggambarkan ilustrasi untuk perbedaan penurunan yang terjadi pada tiang tunggal dan kelompok tiang akibat pembebanan. Ilustrasi perbandingan zona tertekan dan perbedaan tekanan tiang pada tanah pendukung oleh Tomlison (1977) dalam Hardiyatmo (2015) dapat dilihat pada Gambar 3.6 dan 3.7 berikut.



Gambar 3.6 Ilustrasi Perbandingan Zona Tanah Tertekan

(Sumber: Tomlinson, 1977 dalam Hardiyatmo, 2015)



Gambar 3.7 Ilustrasi Perbedaan Tekanan Tiang Pada Tanah Pendukung

(Sumber: Tomlinson, 1977 dalam Hardiyatmo, 2015)

3.5.1 Analisis Kapasitas Dukung Dan Efisiensi kelompok tiang

Dalam perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang perlu memperhatikan jarak antar tiangnya. Untuk tiang dengan jarak yang berdekatan antar tiangnya ketika mengalami keruntuhan akibat suatu beban, tanah yang menumpu akan ikut bergerak turun dan mengalami keruntuhan. Pada kondisi tersebut kelompok tiang dan tanah sekitarnya dapat diasumsikan sebagai satu kesatuan tiang besar sehingga ketika mengalami keruntuhan, maka model keruntuhannya dikenal dengan keruntuhan blok. Mekanisme keruntuhan blok ini dapat terjadi pada kedua tipe fondasi tiang baik itu tiang pancang maupun tiang blok (Hardiyatmo, 2015).

Terzaghi dan Peck (1948) dalam Hardiyatmo (2015) mengemukakan beberapa asumsi dalam perhitungan kapasitas tiang yang berhubungan dengan mekanisme keruntuhan blok yang di antaranya :

1. Pelat penutup tiang (*pile cap*) diasumsikan sangat kaku.
2. Tanah yang berada di dalam kelompok tiang diasumsikan berperilaku layaknya blok padat.

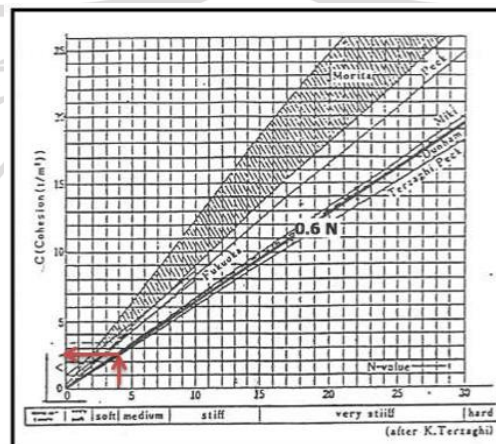
Berangkat dari asumsi tersebut Terzaghi dan Peck (1948) kemudian merumuskan suatu persamaan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada persamaan 3.19 berikut.

$$Q_g = 2D(B + L)c + 1,3 c_b N_c BL \quad (3.19)$$

dengan :

- Q_g = Kapasitas dukung *ultimit* kelompok tiang (kN)
 c = Kohesi di sekeliling kelompok tiang (kN/m²)
 B = Lebar kelompok tiang yang ditinjau dari pinggir tiang (m)
 L = Panjang kelompok tiang (m)
 D = Kedalaman tiang di bawah permukaan tanah (m)
 N_c = Faktor kapasitas dukung
 c_b = Kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang (kN/m²)

Untuk mencari besaran kohesi didasarkan pada grafik usulan Terzaghi (1943) seperti pada Gambar 3.8 sedangkan nilai faktor kapasitas dukung dan sudut gesek dalam terdapat pada Tabel 3.9 dan 3.10 sebagai berikut.



Gambar 3.8 Grafik Hubungan Besaran Kohesi Dan Hasil N-SPT

(Sumber: Terzaghi, 1943)

Tabel 3.9 Korelasi Nilai N-SPT Dengan Sudut Gesek Dalam Dan Kerapatan Relatif

Nilai N	Sudut Gesek Dalam (Φ)	Kerapatan Relatif (D_r)
$N \leq 4$	$(\Phi) < 28^\circ$	$< 15\%$
4 - 10	$28^\circ - 30^\circ$	15% - 35%
10 - 30	$30^\circ - 40^\circ$	35% - 65%
30 - 50	$40^\circ - 45^\circ$	65% - 85%
> 50	$45^\circ - 50^\circ$	$> 85\%$

Sumber: Look (2007) dalam Saputra (2022)

Tabel 3.10 Faktor Daya Dukung Untuk Local Shear Failure

ϕ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tan ϕ	ϕ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tan ϕ
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02	27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
20	14,63	6,40	5,39	0,43	0,36	46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40	48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42	49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45	50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47						

Sumber: Meyerhoff (1963)

Meyerhoff (2015) menyatakan bahwa dalam penentuan kapasitas kelompok tiang yang akan digunakan harus memperhatikan kedua aspek berikut :

- 1) Hasil analisis kelompok tiang (Q_g)
- 2) Hasil perkalian kapasitas tiang tunggal dengan seluruh tiangnya (nQ_u)

Jika hasil Q_g lebih kecil dari nQ_u maka kapasitas dukung kelompok tiang akan digunakan estimasi besar Q_g , begitu pun sebaliknya.

Besaran Kapasitas dukung tiang gesek (*Fricition pile*) pada tanah lempung umumnya akan mengalami penurunan akibat jarak antar tiang yang dekat hasilnya kapasitas dukung total akan tereduksi sebesar nilai reduksi yang dipengaruhi oleh beberapa faktor dan nilainya menjadi lebih kecil jika dibandingkan Hasil perkalian kapasitas tiang tunggal dengan seluruh tiangnya (nQ_u). Nilai reduksi tersebut dikenal dengan efisiensi tiang (E_g) (Hardiyatmo, 2015).

Dewasa ini telah berkembang beberapa persamaan yang digunakan untuk mengestimasi nilai efisiensi tiang untuk kapasitas kelompok tiang. Persamaan – persamaan tersebut masih berupa pendekatan yang didasarkan oleh beberapa faktor seperti, susunan jarak tiang, jarak relatif dan diameter tiang. Hardiyatmo (2015) mengemukakan salah satu persamaan yang disarankan oleh Converse-Labarre Formula dapat dilihat pada persamaan 3.20 berikut.

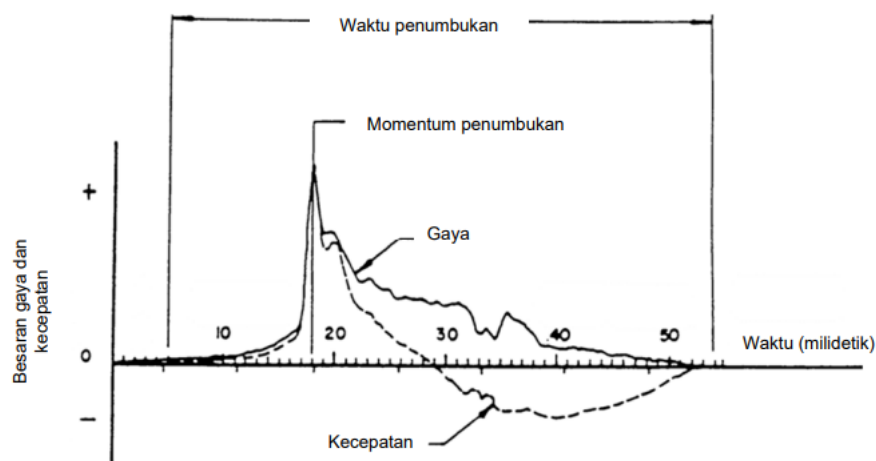
$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n}{90 mn'} \quad (3.20)$$

dengan

- E_g = Efisiensi kelompok tiang
- m = jumlah baris tiang
- n' = jumlah tiang dalam satu baris
- θ = $\arctg \frac{d}{s}$, dalam derajat
- s = jarak pusat ke pusat tiang (m)
- d = diameter tiang (m)

3.5 Pile Driving Analyzer Test

Pile Driving Analyzer Test (PDA) adalah salah satu metode uji dinamis tiang yang bertujuan untuk mengevaluasi kapasitas dukung tiang, penurunan, dan nilai integritas/keutuhan dari fondasi tiang (Saputra, 2022). Pengujian ini dilakukan dengan menggunakan metode penumbukan di atas kepala tiang. Kemudian respons yang timbul akibat gaya tumbukan akan direkam oleh sensor yang terpasang di kepala tiang dan menafsirkan respons tersebut ke dalam grafik pada alat pembaca uji PDA. Berdasarkan hasil pengukuran sensor tersebut diperoleh gaya dan kecepatan tiang Ketika terjadinya tumbukan *aksial* (SNI 8459, 2017). Untuk kurva tipikal hasil pengukuran uji PDA dapat dilihat pada Gambar 3.9 di bawah ini.



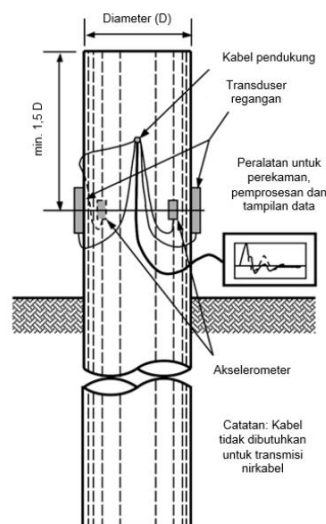
Gambar 3.9 Kurva Tipikal Hasil Pengukuran Uji PDA

(Sumber: ASTM D4945-12)

Berdasarkan SNI 8459 (2017) menjelaskan bahwa pada tiang pancang alat penumbuk yang digunakan harus dapat menghasilkan gaya tumbukan maksimum yang setara atau lebih besar dari kapasitas pancang *ultimitnya*. Namun gaya tumbuk tersebut tidak boleh lebih besar dari kekuatan runtuh material tiang pancang yang telah di kurangi potensi lentur dan tegangan non seragam (90% untuk baja dan 85% untuk beton) agar tidak merusak tiang pancang saat proses pengujian. Sedangkan pada fondasi tiang bor berat minimal *drop hammer* yang digunakan hanya sebesar 1% - 2% dari kapasitas akhir diinginkan. Untuk berat minimal 1% digunakan pada

saat pengujian awal dengan tinggi jatuh *hammer* yang masih rendah untuk mengecek kapasitas sensor dan tegangan tiang. Selanjutnya untuk berat minimal 2% dengan ketinggian yang lebih besar digunakan untuk memobilisasi tumbukan kapasitas *eksisting* fondasi tiang bor.

Sensor yang digunakan dalam pengujian PDA terbagi atas 2 jenis sensor di antaranya yaitu sensor akselerometer yang berfungsi untuk mendapatkan besaran kecepatan dari integrasi percepatan. Berikutnya sensor *strain transducer* berfungsi untuk mengukur regangan yang terjadi akibat tumbukan. Kedua Sensor diletakan menempel pada kepala tiang dengan jarak $1.5D$ di bawah lokasi penumbukan. Untuk sensor *strain transducer* diusahakan dalam pemasangannya dapat mengelilingi tiang dengan jarak yang sama antar satu sama lain. Namun perlu diperhatikan untuk fondasi tiang bor perlu memperhatikan pemilihan lokasi yang tidak rata, keropos atau berisi pasir (SNI 8459, 2017). Untuk sketsa diagram peralatan *pile driving analyzer test* dapat dilihat pada Gambar 3.10 berikut ini.

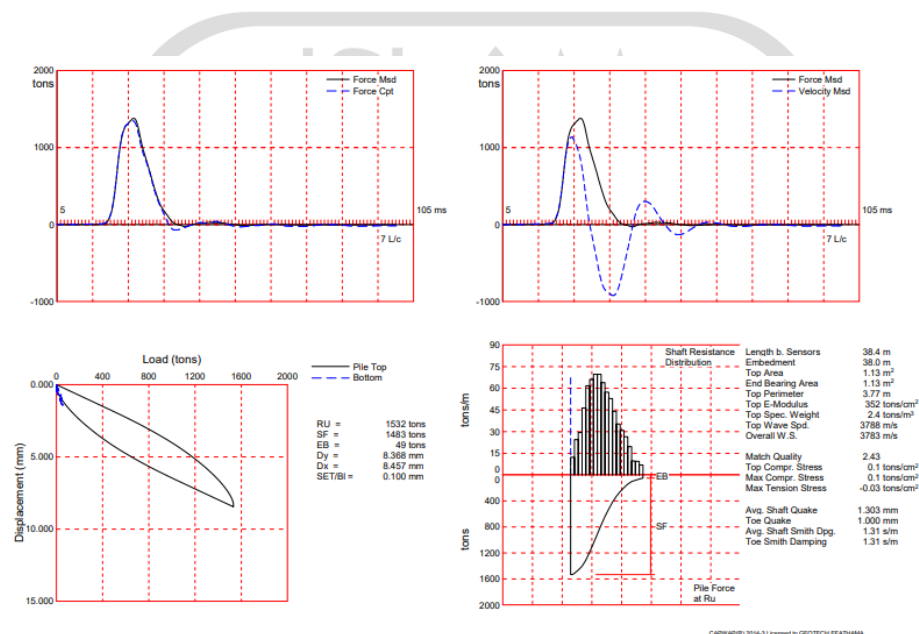


Gambar 3.10 Sketsa Diagram Peralatan *Pile Driving Analyzer Test*

(Sumber: SNI 8459, 2017)

Hasil pembacaan grafik *PDA test* di lapangan akan dilakukan analisis lanjutan oleh program CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*) yang merupakan sebuah aplikasi Analisa numerik untuk memprediksi besaran dan

distribusi gaya perlawanan tanah sepanjang tiang fondasi (Teddy, 2012). CAPWAP juga dapat menyajikan korelasi data pembebanan dengan penurunan yang terjadi dalam bentuk berbagai grafik. Dari pembacaan grafik tersebut diperoleh nilai daya dukung (R_u), gaya ujung (R_b), gaya gesek (R_s) serta penurunan (DMX) (Fadillah, 2020). Contoh hasil *output* grafik pembacaan PDA test dapat dilihat pada Gambar 3.9 berikut.



Gambar 3.11 Output Grafik Pembacaan PDA Test

(Sumber: Laporan PDA Geotech Efathama, 2022)

3.6 Pembebanan

Dalam perencanaan suatu konstruksi jembatan jalan raya salah satu perhitungan yang penting adalah perhitungan pembebanan yang merupakan dasar dalam memperkirakan beban – beban dan gaya – gaya untuk analisis tegangan yang dapat terjadi sepanjang bagian konstruksi jembatan. Pembebanan juga digunakan untuk dapat mengestimasi seberapa besar kekuatan jembatan dalam menahan beban yang timbul sesuai dengan kondisi asli. Dengan begitu desain dari jembatan dapat menjadi lebih efektif karena disesuaikan dengan kondisi asli setempat (Herman, 2019).

Di Indonesia peraturan mengenai pembebanan sendiri telah diatur dalam SNI 1725-2016 tentang pembebanan untuk jembatan. Berdasarkan SNI 1725-2016 berikut adalah beban rencana yang harus diperhitungkan dalam setiap perencanaan jembatan.

3.6.1 Beban Permanen

Beban permanen jembatan adalah jumlah dari berat setiap bagian konstruksinya baik pada komponen *struktural* maupun non-struktural maka dari itu perhitungan beban ini harus menghitung semua massa setiap bagian bangunan berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang akan digunakan. Selanjutnya massa tersebut akan dikalikan dengan percepatan gravitasi (g) = 9.81 m/s^2 (SNI 1725, 2016). Beban permanen yang digunakan dalam analisis di antaranya adalah sebagai berikut.

1) Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri dalam pembebanan merupakan berat dari bagian dan elemen – elemen – elemen struktural lain yang berasal dari jembatan itu sendiri. Selain itu berat bahan dan bagian jembatan baik elemen struktural dan non struktural yang tidak bergerak juga diperhitungkan. Besarnya beban yang terdapat pada berat isi untuk berbagai macam bahan dapat dilihat pada Tabel 3.11 berikut

Tabel 3.11 Berat Massa untuk Beban Permanen

No.	Bahan	Berat isi (kN/m^3)	Kerapatan massa (kg/m^3)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f'_c < 35 \text{ MPa}$	22,0-25,0	2320
	$35 < f'_c < 105 \text{ MPa}$	$22 + 0,022 f'_c$	$2240 + 2,29 f'_c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

Sumber : SNI 1725 (2016)

2) Beban Mati Tambahan/Utilitas (MA)

Beban mati tambahan dalam pembebanan jembatan merupakan berat keseluruhan bahan yang berasal dari elemen non struktural yang akan membebani jembatan. Besaran beban ini dapat berubah – ubah selama masa layan jembatan (SNI 1725, 2016). Beban mati tambahan yang diperhitungkan di antaranya yaitu :

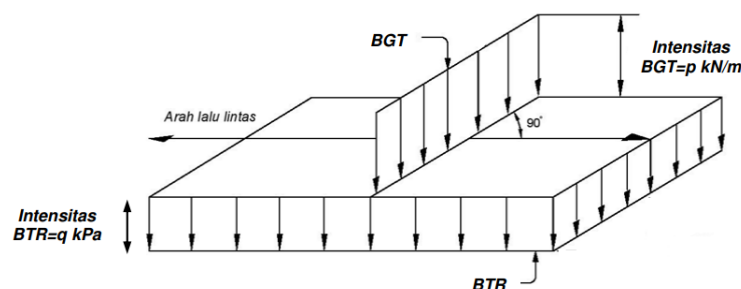
- Dalam perencanaan jembatan mengharuskan agar jembatan dapat memikul beban tambahan berupa aspal beton dengan tebal 50 cm untuk pelapisan Kembali (*overlay*).
- Sarana lain pada jembatan seperti pipa untuk saluran drainase harus ditinjau pada 2 keadaan yaitu saat kosong dan saat penuh.

3.6.2 Beban Lalu Lintas

Dalam perencanaan jembatan untuk beban lalu lintas sendiri terbagi dari 2 jenis beban. Beban lajur “D” merupakan beban yang bekerja pada keseluruhan lebar jalur kendaraan sedangkan beban truk “T” merupakan beban yang berasal dari satu kendaraan berat dengan 3 gandar. Beban “D” lebih banyak digunakan sebagai beban penentu dalam perencanaan jembatan dengan bentang sedang sampai panjang dan begitu pula sebaliknya (SNI 1725, 2016).

1) Beban Lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) dan beban garis (BGT) yang memiliki besaran intensitasnya masing-masing. Untuk penempatan kedua beban tersebut terdapat pada Gambar 3.12 berikut.



Gambar 3.12 Sketsa Pembebanan Beban Lajur “D”

(Sumber: SNI 1725, 2016)

Untuk beban garis terpusat (BGT) besarnya intensitas (ρ) adalah 49 kN/m dan harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan. Sedangkan beban terbagi rata (BTR) memiliki intensitas (q) yang besarnya tergantung dari Panjang total yang dibebani (SNI 1725, 2016). Untuk lebih lanjut dinyatakan pada persamaan 3.21 dan 3.22 berikut.

$$L \leq 30 \text{ m} \rightarrow q = 9,0 \quad (3.21)$$

$$L \geq 30 \text{ m} \rightarrow q = 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \quad (3.22)$$

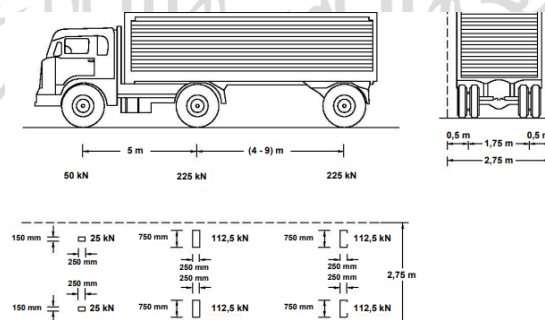
dengan :

q = intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L = Panjang total jembatan yang terbebani (m)

2) Beban Truk “T”

Pada umumnya beban truk “T” merupakan beban yang digunakan dalam perhitungan struktur lantai. Dalam perancangan jembatan pembeban truk “T” mencakup kendaraan truk semi-trailer yang memiliki susunan dan berat gandar berat dari tiap gandar tersebut kemudian akan diedarkan menjadi 2 beban merata yang sama besar. Untuk mendapatkan pengaruh beban yang paling besar pada arah memanjang jembatan, jarak antara 2 gandar dapat diubah – ubah dari 4,0 m sampai 9,0 m (SNI 1725, 2016). Sketsa susunan dan berat gandar pada truk semi-trailer dalam pembebanan truk “T” dapat dilihat pada Gambar 3.13 berikut.



**Gambar 3.13 Sketsa Susunan Dan Berat Gandar Pada Truk Semi-Trailer
Dalam Pembebanan Truk “T”**

(Sumber: SNI 1725, 2016)

3.7 Likuefaksi

Likuefaksi merupakan fenomena berkurangnya kekuatan geser tanah akibat beban seismik Ketika gempa bumi terjadi (Muntohar, 2010). Towhata (2008) dalam Muntohar (2010) menyatakan bahwa fenomena likuefaksi pada umumnya terjadi pada tanah berpasir lepas dalam keadaan jenuh air. Tegangan efektif tanah dapat menurun bersamaan dengan naiknya tekanan air yang diakibatkan oleh guncangan gempa. Kondisi tersebut dapat dinyatakan oleh persamaan 3.23 dan 3.24 berikut :

$$\sigma_v' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times z \quad (3.23)$$

$$\sigma_v = \gamma_{sat} \times z \quad (3.24)$$

dengan:

σ_v' = Tegangan efektif vertikal (kN/m²)

σ = Tegangan total (berat permukaan tanah) (kN/m²)

γ_{sat} = Berat volume saturated (kN/m³)

γ_w = Berat volume air (kN/m³)

Fenomena likuefaksi sering ditandai dengan berubahnya kondisi tanah yang pada umumnya tanah berpasir menjadi lunak/mencair. Hal ini dapat terjadi akibat menurunnya *modulus* geser pasir bersamaan dengan menurunnya tegangan efektif tanah. Dalam keadaan ekstremnya, tegangan tersebut dapat mencapai nilai 0 atau keadaan dimana tidak adanya gaya kontak antar butiran pasir sehingga menyebabkan tanah yang sebelumnya padat menjadi mengapung bebas dalam air. Saat keadaan tersebut terjadi maka tanah tidak mampu lagi untuk menopang beban struktur di atasnya dan menyebabkan amblasnya bangunan ataupun longsor (Muntohar, 2010). Yosimine dan Ishihara (1992) dalam Muntohar (2010) memaparkan Tabel tingkat kerusakan bangunan yang dipengaruhi oleh penurunan permukaan tanah akibat likuefaksi. Untuk lebih jelasnya Tabel hubungan antara penurunan tanah dan derajat kerusakan bangunan dapat dilihat pada Tabel 3.12 berikut

Tabel 3.12 Hubungan Antara Penurunan Tanah Dan Derajat Kerusakan Bangunan

Derajat Kerusakan	Penurunan (cm)	Fenomena di permukaan tanah
Ringan hingga tidak ada kerusakan	0 - 10	Retakan minor
Menengah	10 - 30	Retakan kecil, pasir halus keluar dari permukaan tanah
Berat	30 - 70	Retakan besar , pasir halus menyembur deformasi lateral

Sumber: Yosimine dan Ishihara (1992) dalam Muntohar (2010)

Saat ini likuefaksi terbagi atas 2 tipe yaitu *flow liquefaction* dan *cyclic mobility*. Pada kebanyakan kondisi, *flow liquefaction* lebih jarang terjadi daripada *cyclic mobility* namun dampak dari fenomena tersebut jauh lebih parah. Sedangkan *cyclic mobility* dapat terjadi pada lebih banyak tipe tanah dan kondisinya begitu juga dengan kisaran dampak bencananya (Kramer, 1996).

Penyebab terjadinya *flow liquefaction* yaitu ketika kekuatan geser untuk mencapai kesetimbangan statis dari masa tanah melampaui kekuatan geser tanah dalam keadaan cairnya. Sebagian besar deformasi yang timbul akibat *flow liquefaction* dipengaruhi oleh kekuatan geser statisnya. Sementara itu *cyclic mobility* terjadi saat kekuatan geser statis lebih kecil dari kekuatan geser tanah cair. Sehingga penyebab terjadinya deformasi pada *cyclic mobility* dipengaruhi oleh beban siklik dan kekuatan geser statis suatu masa tanah. Berdasarkan pernyataan Fernando dan Aniek (2019) (dalam Saputra, 2022) setelah *flow liquefaction* terjadi, tanah akan mengalami perubahan kondisi dari padat ke cair, sedangkan untuk *cyclic mobility* tidak menyebabkan perubahan kondisi tanah tersebut.

3.8 Analisis Potensi Likuefaksi

Dalam analisis potensi likuefaksi tanah ada dua variabel utama yang umumnya diperhitungkan yaitu variabel yang mewakili tegangan siklik yang menyebabkan likuefaksi, dikenal sebagai *cyclic stress ratio* atau CSR dan variabel yang menggambarkan besaran kemampuan tanah untuk menahan likuefaksi atau

disebut dengan *cyclic resistance ratio* (CRR). Untuk mencari besaran nilai CRR di tanah berpasir di lapangan dapat menggunakan data hasil uji penetrasi standar (SPT), uji *sondir* (CPT), pengukuran kecepatan gelombang geser (V_s) (Muntohar, 2010). Kemudian untuk nilai CSR dapat diperoleh dengan metode analisis yang dikemukakan oleh Seed and Idriss (1971) yang memperhitungkan tegangan siklik dan tegangan vertikal.

Dalam beberapa waktu, untuk menganalisis potensi likuefaksi digunakan metode analisis *deterministic* yaitu suatu metode yang menggunakan hasil pembacaan kurva untuk mengidentifikasi kemungkinan likuefaksi pada suatu tanah. Pada metode tersebut juga akan menghasilkan nilai faktor keamanan (*factor of safety* (FS) yang diperoleh dari perbandingan antara CRR dan CSR. Jika nilai FS lebih kecil atau sama dengan satu ($FS \leq 1$) maka tanah tersebut berpotensi akan mengalami likuefaksi (Muntohar, 2010). Sedangkan jika hasil estimasi nilai SF berada dalam *range* 1 – 1.2 maka tanah tersebut dapat dianggap masih aman namun dalam kondisi kritis. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada persamaan 3.25 berikut ini.

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (3.25)$$

dengan :

CRR = *Cyclic Resistance Ratio*

CSR = *Cyclic Stress Ratio*

3.8.1 Analisis Potensi Likuefaksi Metode Idriss & Boulanger (2008)

Dalam evaluasi pemicu potensi likuefaksi yang diusulkan oleh Seed dan Idriss (1967) digunakan pendekatan berbasis tekanan, yakni membandingkan besaran rasio *Cyclic stress ratio* akibat gempa bumi dengan *Cyclic resistance ratio* dari tanah *eksisting*.

a) CSR (*Cyclic Stress Ratio*) akibat gempa bumi

Nilai CSR pada tinjauan ke dalam tanah dan karakteristik tanah tertentu pada umumnya hanya sebesar 65% dari maksimum nilai *Cyclic stress ratio*,

sehingga digunakan koefisien 0,65 Lebih lanjut dapat dilihat pada persamaan 3.26 berikut.

$$CSR = 0.65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{\alpha_{max}}{g} r_d \times \frac{1}{MSF} \times \frac{1}{K_\sigma} \quad (3.26)$$

dengan :

σ'_v = Tegangan efektif vertikal (kN/m²)

σ_v = Tegangan efektif vertikal total (kN/m²)

α_{max} = Percepatan maksimum horizontal (sebagai bagian dari gravitasi) di permukaan tanah

g = Percepatan gravitasi (9.81 m/s²)

r_d = Koefisien reduksi

b) Koefisien reduksi (r_d)

Digunakan persamaan usulan Blake (1996) untuk menentukan nilai koefisien reduksi dapat dilihat pada persamaan 3.27, 3.28 dan 3.29 berikut.

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \times M] \quad (3.27)$$

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \sin \left(\frac{z}{11,73} + 5,133 \right) \quad (3.28)$$

$$\beta(z) = 0,106 - 0,118 \sin \left(\frac{z}{11,28} + 5,142 \right) \quad (3.29)$$

dengan :

z = Kedalaman tanah yang di tinjauan (m)

c) *Magnitude Scalling Factor* (MSF)

Besaran nilai *Magnitude Scalling Factor* digunakan untuk mengestimasi efek durasi yang dapat memicu likuefaksi terlebih pada jumlah dan amplitudo siklus pembenan (Idriss dan Boulanger, 2008). Lebih lanjut dapat dilihat pada persamaan 3.30 berikut.

$$MSF = 6,9. \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 0,058 \leq 1,8 \quad (3.30)$$

dengan :

M = Magnitudo gempa yang digunakan

MSF = *Magnitude Scalling Factor*

Perlu diperhatikan jika hasil analisis MSF lebih besar dari 1,8 maka digunakan nilai MSF sebesar 1,8.

d) *Overburden correction Factor* (K_σ)

Perhitungan nilai *Overburden correction Factor* (K_σ) menggunakan persamaan usulan yang dikembangkan dari persamaan Boulanger (2003). Lebih lanjut dapat dilihat pada persamaan 3.31 dan 3.32 berikut.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right) \leq 1.1 \quad (3.31)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.25\sqrt{(N_1)_{60CS}}} \leq 0.3 \quad (3.32)$$

dengan :

$p_a = 101 \text{ kPa}$ atau 1 atm

Jika hasil analisis menunjukkan C_σ lebih besar dari 0.3 maka digunakan nilai $C_\sigma = 0.3$. Dan jika hasil analisis $K_\sigma > 1.1$ maka digunakan nilai $K_\sigma = 1.1$ (Fadillah, 2020).

e) *Cyclic Resistance Ratio* (CRR)

Persamaan yang diusulkan oleh Idriss dan Boulanger (2008) untuk mengestimasi nilai CRR pada umumnya hanya digunakan untuk gempa berkekuatan $M = 7,5$ dengan $\sigma'_v = 1 \text{ atm}$. Sehingga analisis potensi likuefaksi pada kekuatan yang lebih tinggi atau rendah perlu dilakukan koreksi pada nilai CRR semula. Di Indonesia sendiri perhitungan potensi likuefaksi hanya bisa menggunakan kekuatan gempa dengan magnitudo 5,5 – 9,5, hal ini didasarkan karena gempa dengan kekuatan lebih dari 9,5 magnitudo sejauh ini belum pernah terjadi dan gempa dengan kekuatan kurang dari 5,5 berkemungkinan sangat kecil akan menyebabkan terjadinya likuefaksi Tijow dkk. (2007) dalam Fadillah (2020). Lebih lanjut dapat dilihat pada persamaan 3.33 berikut.

$$CRR_{M=7,5, \sigma'_v=1 \text{ atm}} = \exp\left(\left(\frac{(N_1)_{60CS}}{14,1}\right) + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25,4}\right)^4\right) - 2,8 \quad (3.33)$$

- f) Nilai SPT terkoreksi terhadap pengaruh efisiensi tenaga 60% $((N_1)_{60})$

Perhitungan nilai SPT terkoreksi terhadap pengaruh efisiensi tenaga 60% menggunakan persamaan yang diusulkan oleh Idriss & Boulanger. Lebih lanjut dapat dilihat pada persamaan 3.34 berikut.

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \quad (3.34)$$

dengan:

C_N = Faktor koreksi terhadap tegangan vertikal efektif

Untuk mencari nilai C_N digunakan persamaan pada 3.35 dan 3.36 berikut.

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v'}} \right)^m < 1,70 \quad (3.35)$$

$$m = 0,784 - 0,0768 \sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad (3.36)$$

dengan :

σ'_{vo} = Tegangan vertikal efektif (kPa)

$P_a = 1 \text{ atm} = 101,325 \text{ kPa}$

- g) Nilai $(N_1)_{60cs}$ dan $\Delta(N_1)_{60}$

Perhitungan nilai $(N_1)_{60cs}$ dan $\Delta(N_1)_{60}$ menggunakan persamaan yang diusulkan oleh Idriss & Boulanger. Lebih lanjut dapat dilihat pada persamaan 3.37 dan 3.38 berikut.

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left(1,63 + \frac{9,7}{FC+2} - \left(\frac{15,7}{FC+0,01} \right)^2 \right) \quad (3.37)$$

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (3.38)$$

dengan :

$\Delta(N_1)_{60}$ = Persamaan penyetaraan nilai SPT tanah berpasir

FC = Persen kandungan tanah halus

h) *Fines Content* (FC)

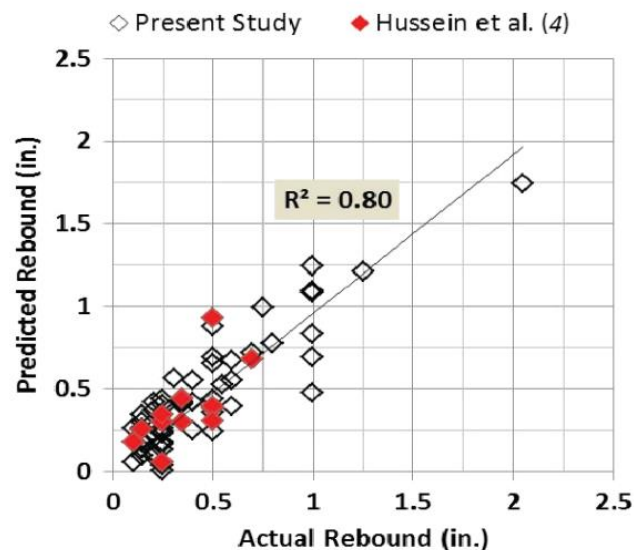
Analisis untuk *Fines Content* (FC) menggunakan persamaan yang diusulkan oleh Jarushi dkk. (2013) dalam penelitiannya. Lebih Lanjut dapat terlihat pada persamaan 3.39 berikut.

$$R = -0,166 + 0,016N_{SPT} + 0.009FC \quad (3.39)$$

dengan

R = *Rebound*

Diambil nilai $R^2 = 0,80$ berdasarkan grafik yang dipublikasikan oleh Jarushi dkk. (2013). Grafik tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.14 berikut



Gambar 3.14 Grafik prediksi rebound (R) menggunakan N_{SPT} dan *Fines Content*

(Sumber: Jarushi dkk. 2013)

i) CRR_{M,σ'_v} terkoreksi

Nilai CRR bergantung terhadap 2 hal yaitu, durasi pergerakan akibat gempa yang digambarkan oleh nilai MSF dan tegangan tanah efektif yang diwakili oleh nilai faktor (K_σ). Oleh karena itu dibutuhkan perhitungan nilai CRR

terkoreksi yang dikembangkan melalui penyesuaian nilai CSR dengan $M = 7.5$ dan $\sigma'_v = 1 \text{ atm}$. Lebih lanjut dapat dilihat pada persamaan 3.40 berikut.

$$CRR_{M,\sigma'_v} = CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1} \times MSF \times K_\sigma \quad (3.40)$$



BAB IV

METODE PENELITIAN

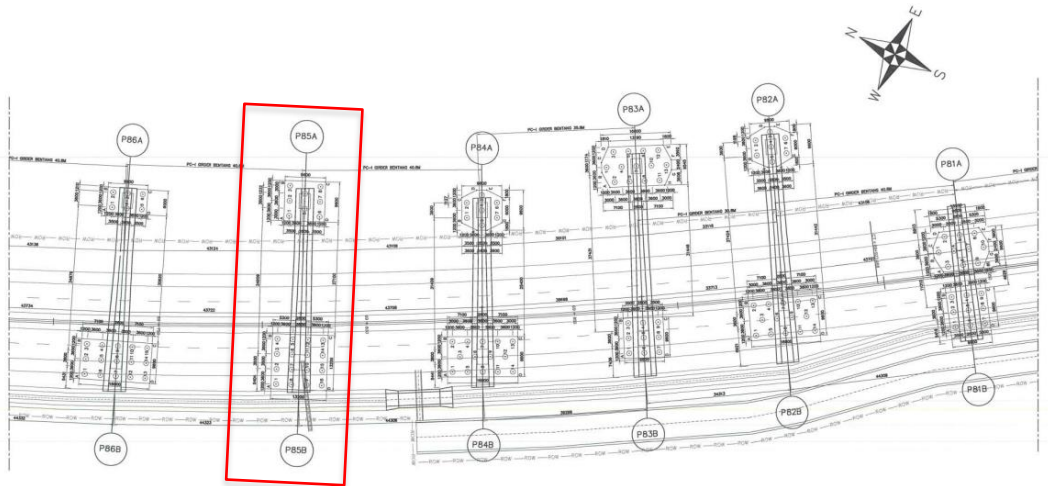
4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian dalam suatu penelitian merupakan sebuah metode analisis yang dilakukan dengan langkah – langkah terstruktur, sistematis dan objektif untuk menyelidiki dan mendapatkan kesimpulan dari pemecahan pokok masalah yang diangkat dalam topik penelitian (Zikri, 2019). Dalam tugas akhir ini digunakan metode analisis untuk mengevaluasi kapasitas dukung tiang bor dengan mempertimbangkan pengaruh potensi likuefaksi tanah dengan studi kasus pada jalan tol Yogyakarta – Bawen (Sta. 67+500 s.d 76+300) dengan menggunakan beberapa metode yang di antaranya, metode Meyerhoff dan *Egyptian Geotechnical Design Code part 4* untuk menganalisis kapasitas dukung tiang bor dan metode Idriss & Boulanger untuk menyelidiki potensi likuefaksi.

Berdasarkan metode penelitian pada tugas akhir tersebut maka terdapat 2 variabel yang digunakan yaitu kapasitas dukung fondasi tiang bor sebagai variabel terikat yang besarnya akan dipengaruhi oleh variabel bebas yaitu potensi likuefaksi tanah.

4.2 Pengumpulan Data

Sehubungan dengan penelitian ini, data – data yang digunakan keseluruhannya merupakan data sekunder yang diperoleh langsung dari PT. Eskapindo Matra KSO selaku konsultan pengawas dari proyek jalan tol Yogyakarta – Bawen seksi 1 (Sta. 67+500 s.d 76+300). Lebih lanjut titik lokasi penelitian berada tepat di *elevation 4, pier head* titik 85 (P85). Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4.1 Lokasi Penelitian

(Sumber: *Shop Drawing Elevated 4* proyek jalan tol Yogyakarta - Bawen)

Adapun data – data yang dibutuhkan untuk mencapai tujuan penelitian di antaranya adalah sebagai berikut.

1. Data bor log, DED tiang *eksisting*, data SPT, dan data muka air tanah untuk P85A dan P85B, *elevated 4*, Seksi 1, Proyek jalan tol Yogyakarta - Bawen
2. Rencana Akhir Teknik pada *elevated 4*, Seksi 1, Proyek jalan tol Yogyakarta – Bawen
3. Data hasil PDA *test* dan CAPWAP untuk P85A dan P85B, *elevated 4*, Seksi 1, Proyek jalan tol Yogyakarta - Bawen

4.3 Analisis Data

Untuk mencapai tujuan dari suatu penelitian maka diperlukan metode analisis data yang runtut dan rapi untuk tahap pengerjaannya. Pada penelitian ini, tahapan – tahapan analisis data akan dibagi sesuai dengan tahapan analisisnya, lebih lanjut dapat terlihat sebagai berikut,

4.3.1 Analisis pembebanan

Untuk memastikan keamanan dan keandalan fondasi dalam menahan beban yang akan bekerja di atasnya, maka dalam perencanaan desain struktur diperlukanlah metode analisis beban yang sesuai. Di Indonesia sendiri untuk analisis pembebanan khususnya pada jembatan telah tercantum dalam SNI 1725-

2016. Dalam penelitian ini beban yang akan digunakan dibatasi yang di antaranya adalah sebagai berikut :

1. Beban Permanen (beban sendiri struktur dan beban mati tambahan)
2. Beban lalu lintas (beban lajur “D”, beban truk “T”, Faktor beban dinamis, gaya rem)

4.3.2 Analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor

Dilakukan analisis untuk menghitung besaran kapasitas dukung dari perencanaan fondasi tiang bor baik dalam tiang tunggal maupun kelompok tiang. Untuk menghitung kapasitas dukung tersebut, akan digunakan 2 metode analisis yaitu analisis metode Meyerhoff dan metode *Egyptian Geotechnical Design Code part 4*. Lebih lanjut Langkah – Langkah perhitungan adalah sebagai berikut.

- a. Menghitung Kapasitas dukung tiang tunggal
 - a. Kapasitas dukung ujung tiang
 - b. Kapasitas dukung selimut tiang
 - c. Kapasitas *ultimit* tiang
 - d. Kapasitas izin tiang
- b. Menghitung Kapasitas dukung tiang kelompok dan faktor efisiensinya

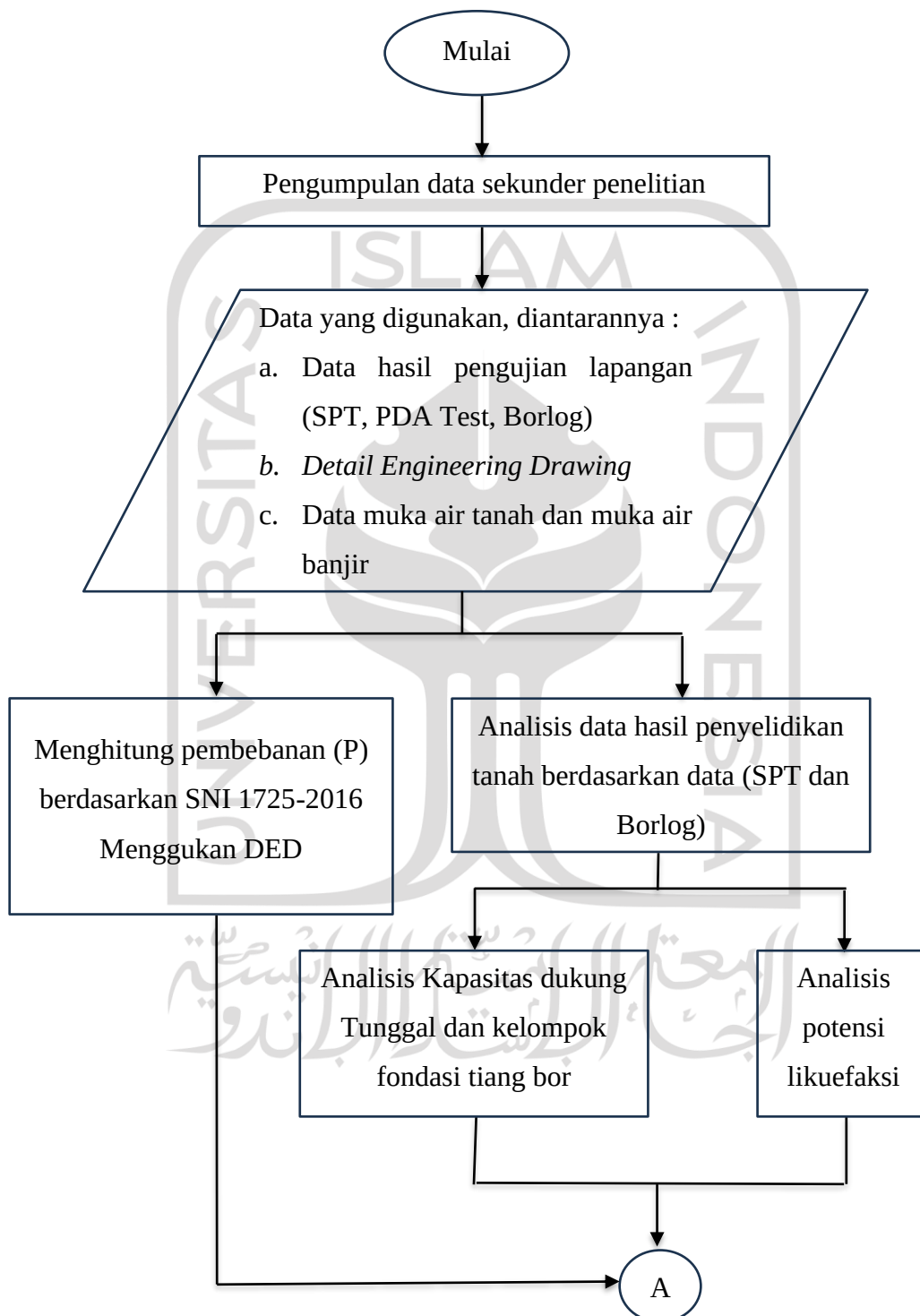
4.3.2 Analisis potensi likuefaksi

Pada penelitian ini dalam mengestimasi besaran potensi likuefaksi digunakan metode Idriss & Boulanger. Berikut ini adalah tahapan – tahapan perhitungannya.

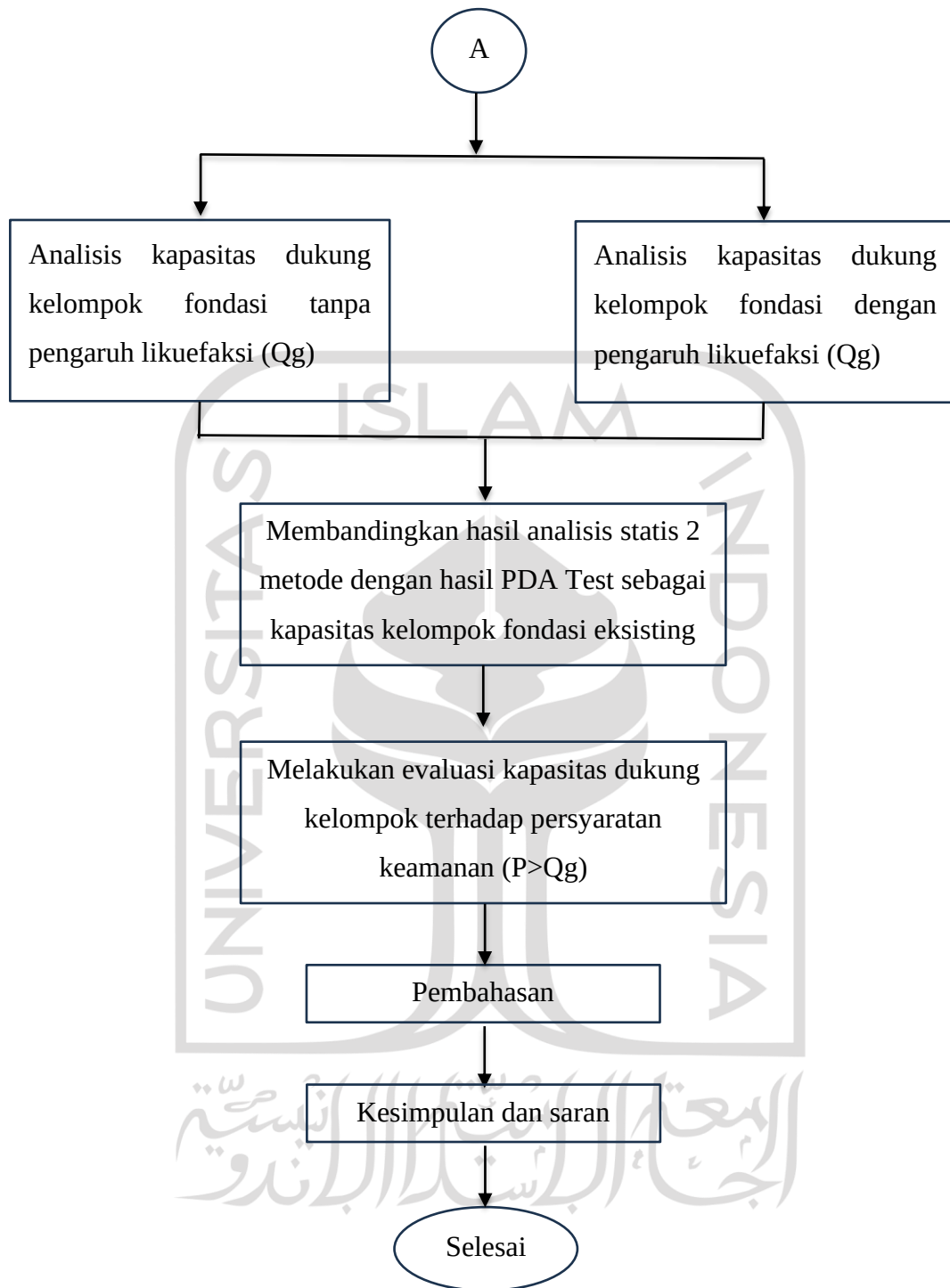
1. Koefisien reduksi (r_d)
2. *Magnitude Scalling Factor* (MSF)
3. *Overburden correction Factor* (K_σ)
4. Nilai SPT terkoreksi terhadap pengaruh efisiensi tenaga 60% ($(N_1)_{60}$)
5. Nilai $(N_1)_{60cs}$ dan $\Delta(N_1)_{60}$
6. *Cyclic Resistance Ratio* (CRR)
7. CSR (*Cyclic Stress Ratio*) akibat gempa bumi
8. CRR terkoreksi (CRR_{M,σ'_v})
9. Menentukan nilai SF

4.5 Bagan Alir

Berikut ini bagan alir yang digunakan pada penelitian ini.



Gambar 4.2 Bagan Alir Tahapan Penelitian



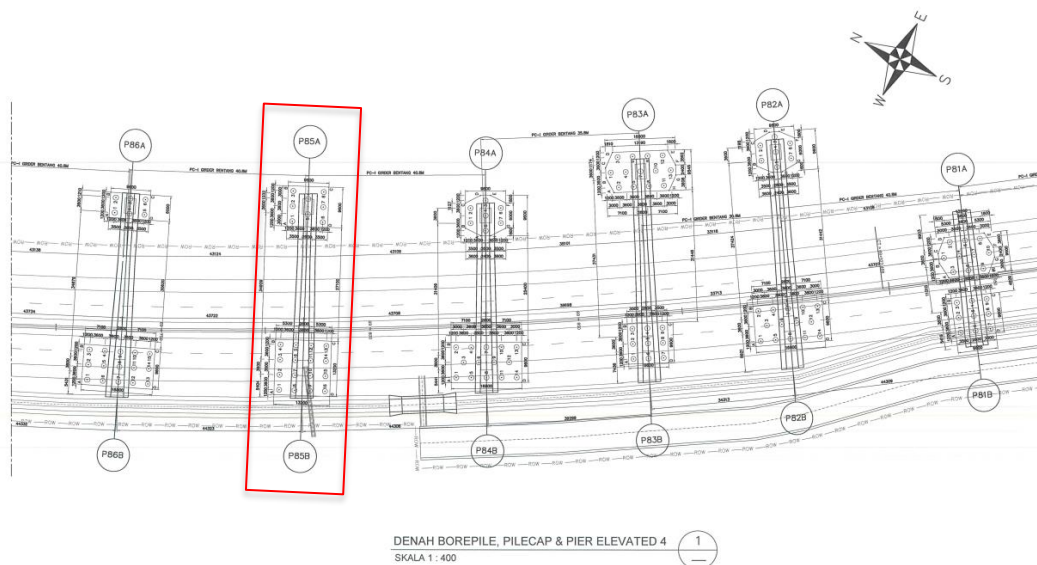
Lanjutan Gambar 4.2 Bagan Alir Tahapan Penelitian

BAB V

HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Analisis Hasil Penyelidikan Tanah

Analisis penyelidikan tanah menggunakan data dari hasil pengujian SPT yang telah dilakukan langsung pada lokasi proyek, tepatnya pada *elevated* 4 P85A dan P85B seperti yang terlampir dalam Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5.1 Lokasi Penelitian

5.2 Koreksi Hasil Penyelidikan N-SPT

Setelah dilakukan penyelidikan N-SPT, nilai yang dihasilkan tidak bisa langsung digunakan. Nilai N yang terukur harus memperhitungkan efisiensi sebesar 60% yang dinyatakan dengan N_{60} . Perhitungan N_{60} menggunakan persamaan 3.2. Berikut contoh perhitungan N_{60} yang dilakukan pada kedalaman 2 meter (P85A).

$$N_m = 5$$

$$E_f = 80$$

Nilai faktor koreksi diambil sesuai Tabel 3.2

$$C_B = 1,05$$

$$C_R = 0,8$$

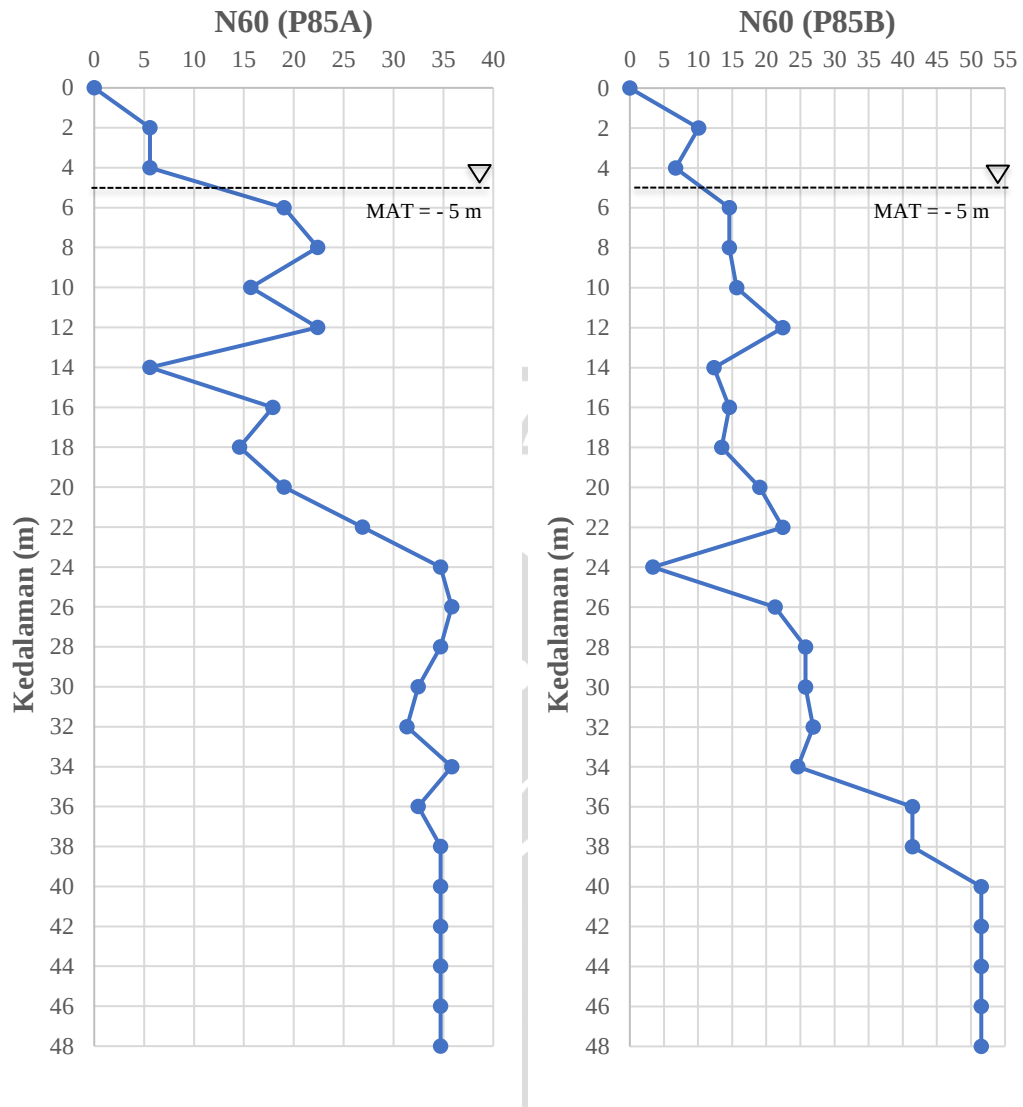
$$C_S = 1$$

$$N_{60} = \frac{80}{60} \times 5 \times 1,05 \times 0,8 \times 1 = 5,60$$

Selanjutnya perhitungan N_{60} untuk P85A dan P85B dapat terlihat pada Tabel 5.1 serta grafik N_{60} yang terdapat pada Gambar 5.2 di bawah ini.

Tabel 5.1 Koreksi Nilai N Terhadap Efisiensi 60% (N_{60})

Muka Air Tanah = -5 m				
Kedalaman (m)	P85A		P85B	
	Nm	N60	Nm	N60
0	0	0,00	0	0
2	5	5,60	9	10,08
4	5	5,60	6	6,72
6	17	19,04	13	14,56
8	20	22,40	13	14,56
10	14	15,68	14	15,68
12	20	22,40	20	22,4
14	5	5,60	11	12,32
16	16	17,92	13	14,56
18	13	14,56	12	13,44
20	17	19,04	17	19,04
22	24	26,88	20	22,4
24	31	34,72	3	3,36
26	32	35,84	19	21,28
28	31	34,72	23	25,76
30	29	32,48	23	25,76
32	28	31,36	24	26,88
34	32	35,84	22	24,64
36	29	32,48	37	41,44
38	31	34,72	37	41,44
40	31	34,72	46	51,52
42	31	34,72	46	51,52
44	31	34,72	46	51,52
46	31	34,72	46	51,52
48	31	34,72	46	51,52



Gambar 5.1 Grafik N_{60} pada P85A dan P85B

5.3 Menentukan Kerapatan relatif, konsistensi tanah serta γ_{sat} berdasarkan Korelasi N_{60}

Dalam menentukan beberapa parameter seperti kerapatan relatif tanah, konsistensi tanah serta γ_{sat} menggunakan Tabel 3.1, Tabel 3.2 dan Tabel 3.3. Lebih lanjut terlampir pada Tabel 5.2 dan Tabel 5.3 di bawah ini.

Tabel 5.2 Korelasi N_{60} Terhadap Kerapatan Relatif, Konsistensi Tanah dan γ_{sat} untuk P85A

Kedalaman (m)	N_{60}	Deskripsi Tanah (Kerapatan/Konsistensi)	γ_{sat} (kN/m ³)
0	0,00	<i>Very Loose</i>	-
2	5,60	<i>Loose</i>	-
4	5,60	<i>Loose</i>	-
6	19,04	<i>Medium Dense</i>	19,102
8	22,40	<i>Medium Dense</i>	19,433
10	15,68	<i>Medium Dense</i>	18,771
12	22,40	<i>Medium Dense</i>	19,433
14	5,60	<i>Loose</i>	17,778
16	17,92	<i>Medium Dense</i>	18,991
18	14,56	<i>Medium Dense</i>	18,661
20	19,04	<i>Medium Dense</i>	19,102
22	26,88	<i>Medium Dense</i>	19,874
24	34,72	<i>Dense</i>	20,646
26	35,84	<i>Dense</i>	20,756
28	34,72	<i>Dense</i>	20,646
30	32,48	<i>Dense</i>	20,426
32	31,36	<i>Dense</i>	20,315
34	35,84	<i>Dense</i>	20,756
36	32,48	<i>Dense</i>	20,426
38	34,72	<i>Dense</i>	20,646
40	34,72	<i>Dense</i>	20,646
42	34,72	<i>Dense</i>	20,646
44	34,72	<i>Dense</i>	20,646
46	34,72	<i>Dense</i>	20,646
48	34,72	<i>Dense</i>	20,646

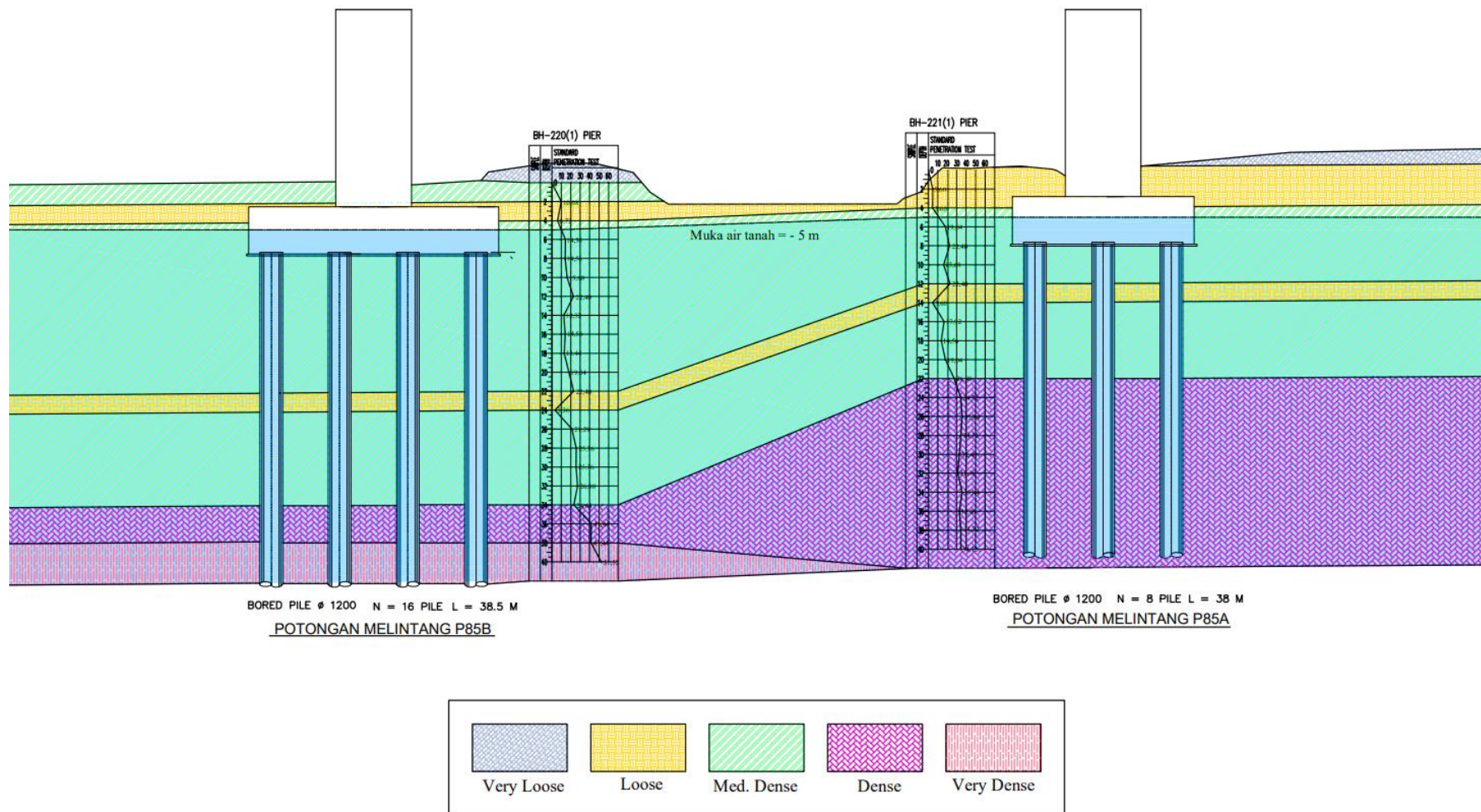
Tabel 5.3 Korelasi N_{60} Terhadap Kerapatan Relatif, Konsistensi Tanah dan γ_{sat} untuk P85B

Kedalaman (m)	N_{60}	Deskripsi Tanah (Kerapatan)	γ_{sat} (kN/m ³)
0	0,00	<i>Very Loose</i>	-
2	10,08	<i>Medium Dense</i>	-
4	6,72	<i>Loose</i>	-
6	14,56	<i>Medium Dense</i>	18,661
8	14,56	<i>Medium Dense</i>	18,661
10	15,68	<i>Medium Dense</i>	18,771

Lanjutan Tabel 5.3 Korelasi N_{60} Terhadap Kerapatan Relatif, Konsistensi Tanah dan γ_{sat} untuk P85B

Kedalaman (m)	N_{60}	Deskripsi Tanah (Kerapatan)	γ_{sat} (kN/m³)
12	22,40	<i>Medium Dense</i>	19,433
14	12,32	<i>Medium Dense</i>	18,440
16	14,56	<i>Medium Dense</i>	18,661
18	13,44	<i>Medium Dense</i>	18,550
20	19,04	<i>Medium Dense</i>	19,102
22	22,40	<i>Medium Dense</i>	19,433
24	3,36	<i>Loose</i>	17,557
26	21,28	<i>Medium Dense</i>	19,322
28	25,76	<i>Medium Dense</i>	19,764
30	25,76	<i>Medium Dense</i>	19,764
32	26,88	<i>Medium Dense</i>	19,874
34	24,64	<i>Medium Dense</i>	19,653
36	41,44	<i>Dense</i>	21,308
38	41,44	<i>Dense</i>	21,308
40	51,52	<i>Very Dense</i>	22,301
42	51,52	<i>Very Dense</i>	22,301
44	51,52	<i>Very Dense</i>	22,301
46	51,52	<i>Very Dense</i>	22,301
48	51,52	<i>Very Dense</i>	22,301

Untuk stratifikasi lapisan tanah berdasarkan korelasi kerapatan tanah pada P85A dan P85B dapat terlihat pada Gambar 5.2 berikut ini.



Gambar 5.2 Stratifikasi Lapisan Berdasarkan Konsistensi Tanah

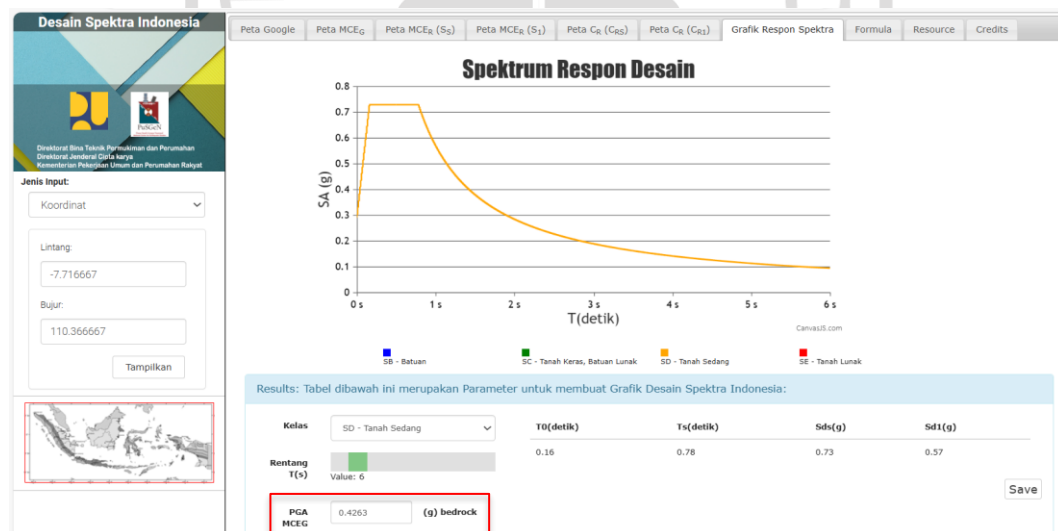
5.4 Analisis Potensi Likuefaksi

Tahapan analisis potensi likuefaksi menggunakan metode usulan Idriss & Boulanger (2008) berdasarkan hasil penyelidikan Uji SPT. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter dan magnitudo 6,5 untuk P85A seperti di bawah ini.

5.4.1 Perhitungan *Cyclic Stress Ratio* (CSR)

1. Menentukan nilai a_{max} , g dan M

Besaran a_{max} atau analisis percepatan permukaan tanah diambil berdasarkan peraturan SNI 1726:2019. Dalam perhitungan yang lebih akurat besaran a_{max} diperoleh melalui *website* Desain Spektrum Indonesia yang diterbitkan oleh PUPR. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut.



Gambar 5.3 Spektrum Respons Desain

Berdasarkan tampilan tersebut maka besaran a_{max} untuk daerah kabupaten Sleman Provinsi Yogyakarta adalah 0,4263 (g). Nilai yang dibutuhkan selanjutnya yaitu besaran momen magnitudo gempa (M) yang terbagi atas 3 magnitudo yaitu 6,5, 7, dan 8. Untuk besaran 6,5 M didasarkan pada data historis besaran magnitudo yang terjadi sebelumnya pada daerah Yogyakarta (Sulaeman dkk., 2008 dalam Pandia, 2019) dan untuk besaran 7 dan 8 M didasarkan pada magnitudo gempa

paling besar yang mungkin terjadi. Dengan begitu data yang didapatkan adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} a_{\max} &= 0,4 \text{ g} \\ &= 4,182003 \text{ m/s}^2 \\ g &= 9,81 \text{ kN/m}^2 \\ M &= 6,5 \text{ M} \end{aligned}$$

2. Menentukan nilai koefisien reduksi (r_d)

Analisis nilai koefisien reduksi (r_d) menggunakan persamaan 3.27, 3.28 dan 3.29 yang dilakukan pada kedalaman (z) 6 meter dan magnitudo 6,5. Contoh perhitungan r_d adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} z &= 6 \text{ meter} \\ M &= 6,5 \\ \alpha(6) &= -1,012 - 1,126 \sin\left(\frac{6}{11,73} + 5,133\right) = -0,341 \\ \beta(6) &= 0,106 - 0,118 \sin\left(\frac{6}{11,28} + 5,142\right) = 0,038 \\ r_d &= \exp[-0,341 + 0,038 \times 6,5] = 0,913 \end{aligned}$$

3. Menentukan nilai *magnitude scalling factor* (MSF)

Analisis nilai *magnitude scalling factor* (MSF) menggunakan persamaan 3.30, untuk contoh perhitungan akan dilakukan menggunakan nilai $M = 6,5$ sebagai berikut.

$$\begin{aligned} M &= 6,5 \\ MSF &= 6,9 \cdot \exp\left(\frac{-6,5}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8 \\ &= 1,301 \leq 1,8 \text{ Ok} \end{aligned}$$

4. Menentukan nilai tegangan vertikal total (σ_v) dan tegangan efektif vertikal (σ'_v)

Analisis besaran tegangan vertikal total (σ_v) dan tegangan efektif vertikal (σ'_v) menggunakan persamaan 3.23 dan 3.24. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$\begin{aligned} \gamma_{sat} &= 19,102 \text{ (kN/m}^3\text{)} \\ \gamma_w &= 9,806 \text{ (kN/m}^3\text{)} \\ \sigma_v &= 19,102 \times 6 = 114,611 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\sigma_v' = (19,102 - 9,806) \times 6 = 55,771 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

5. Menentukan nilai *finer content* (FC)

Analisis nilai *finer content* (FC) menggunakan persamaan 3.39 yang diusulkan oleh Jarushi dkk. (2013). Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$R^2 = 0,80$$

$$R = \sqrt{0,80} = 0,89$$

$$N_{\text{SPT}} = 17$$

$$0,89 = -0,166 + 0,016 \times 17 + 0,009 \times \text{FC}$$

$$\text{FC} = 29,162\%$$

6. Menentukan nilai faktor koreksi terhadap tegangan vertikal efektif (C_N)

Analisis nilai *overburden correction factor* (C_N) menggunakan persamaan 3.35 dan 3.36. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$(N_1)_{60\text{cs}} = 23,575$$

$$m = 0,784 - 0,0768 \times \sqrt{23,575} = 0,411$$

$$P_a = 101,325 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v' = 55,771 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$C_N = \left(\frac{101,325}{55,771} \right)^{0,411} \leq 1,7$$

$$C_N = 1,278 \leq 1,7 \text{ Ok}$$

7. Menentukan nilai SPT terkoreksi terhadap pengaruh efisiensi tenaga 60% ($(N_1)_{60}$)

Analisis nilai SPT terkoreksi terhadap pengaruh efisiensi tenaga 60% ($(N_1)_{60}$) menggunakan persamaan 3.37. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$N_{60} = 19,04$$

$$C_N = 1,278$$

$$(N_1)_{60} = 1,278 \times 19,04 = 18,253$$

9. Menentukan nilai $(N_1)_{60cs}$ dan $\Delta(N_1)_{60}$

Analisis nilai $(N_1)_{60cs}$ dan $\Delta(N_1)_{60}$ menggunakan persamaan 3.37 dan 3.38.

Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$FC = 29,162 \%$$

$$(N_1)_{60} = 18,253$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left[1,63 + \frac{9,7}{29,162 + 0,01} - \left(\frac{15,7}{29,162 + 0,01} \right)^2 \right] = 5,322$$

$$(N_1)_{60cs} = 18,253 + 5,322 = 23,575$$

10. Menentukan nilai faktor koreksi *overburden* (K_σ)

Analisis nilai faktor koreksi *overburden* (K_σ) dan nilai (C_σ) menggunakan persamaan 3.31 dan 3.32. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$(N_1)_{60cs} = 23,575$$

$$P_a = 101,325 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v' = 55,771$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,25\sqrt{23,575}} \leq 0,3$$

$$= 0,125 \leq 0,3 \text{ Ok}$$

$$K_\sigma = 1 - 0,125 \ln \left(\frac{55,771}{101,325} \right) \leq 1,1$$

$$= 1,073 \leq 1,1 \text{ Ok}$$

11. Menentukan nilai *cyclic stress ratio* (CSR)

Analisis nilai *cyclic stress ratio* (CSR) menggunakan persamaan 3.26.

Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$\sigma_v = 114,611 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_v' = 55,771 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$a_{\max} = 4,182003 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$g = 9,81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$r_d = 0,913$$

$$MSF = 1,301$$

$$K_\sigma = 1,073$$

$$CSR = 0,65 \times \frac{114,611}{55,771} \times \frac{4,182}{9,81} \times 0,913 \times \frac{1}{1,301} \times \frac{1}{1,073} = 0,373$$

5.4.2 Perhitungan *Cyclic Resistance Ratio* (CRR)

1. Menentukan nilai $CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1 \text{ atm}}$

Analisis nilai $CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1 \text{ atm}}$ menggunakan persamaan 3.33. yang didasarkan pada usulan Idriss & Boulanger. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$(N_1)_{60cs} = 23,575$$

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1 \text{ atm}} = \exp \left(\frac{23,575}{14,1} + \left(\frac{23,575}{126} \right)^2 - \left(\frac{23,575}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{23,575}{25,4} \right)^4 \right) - 2,8$$

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1 \text{ atm}} = 1,473$$

2. Menentukan nilai CRR_{M, σ'_v}

Analisis nilai CRR_{M, σ'_v} menggunakan persamaan 3.40. yang didasarkan pada usulan Idriss & Boulanger. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$MSF = 1,301$$

$$K_\sigma = 1,073$$

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1 \text{ atm}} = 1,473$$

$$CRR_{M, \sigma'_v} = 1,473 \times 1,301 \times 1,073 = 2,056$$

5.4.3 Perhitungan *Safety Factor* (SF)

Dalam menentukan potensi likuefaksi pada umumnya didasarkan pada besaran faktor aman (SF) yang diperoleh dari perbandingan antara CRR dan CSR. Jika nilai FS lebih kecil atau sama dengan satu ($FS \leq 1$) maka tanah tersebut berpotensi akan mengalami likuefaksi (Muntohar, 2010). Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut yang dilakukan pada kedalaman 6 meter.

$$CRR = 2,056$$

$$CSR = 0,373$$

$$SF = \frac{2,056}{0,373} = 5,519 \geq 1$$

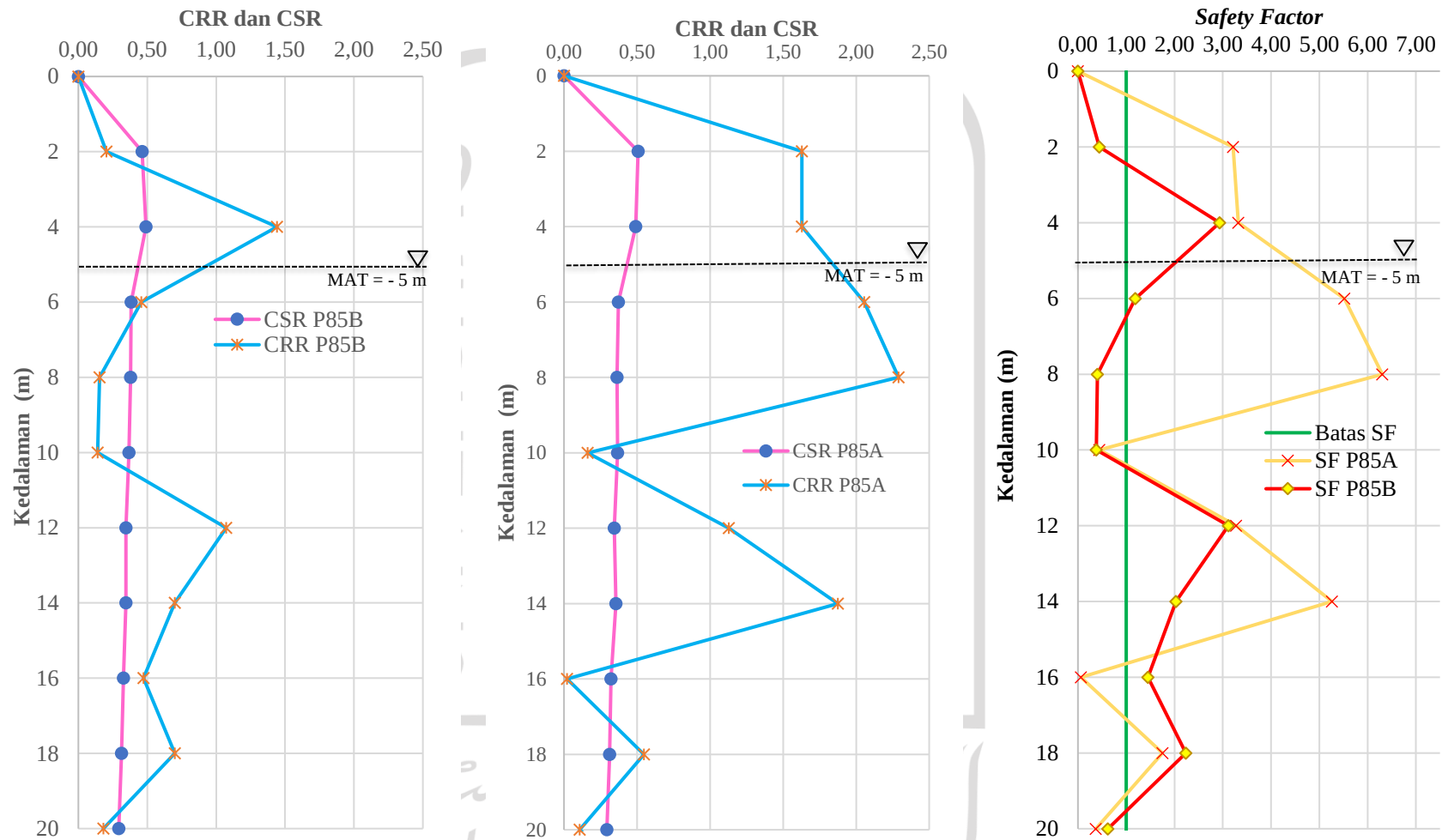
Sehingga jika didasarkan pada nilai SF tersebut, dapat disimpulkan bahwa pada kedalaman 6 meter untuk P85A tidak mengalami likuefaksi. Lebih lanjut perhitungan potensi likuefaksi pada P85A dan P85B untuk seluruh kedalaman dan

pada 3 variabel magnitudo $M=6,5$, $M=7$ dan $M=8$ diuraikan pada Tabel 5.4. Kemudian grafik hasil dari analisis potensi likuefaksi pada Gambar 5.4, 5.5 dan 5.6 sebagai berikut.

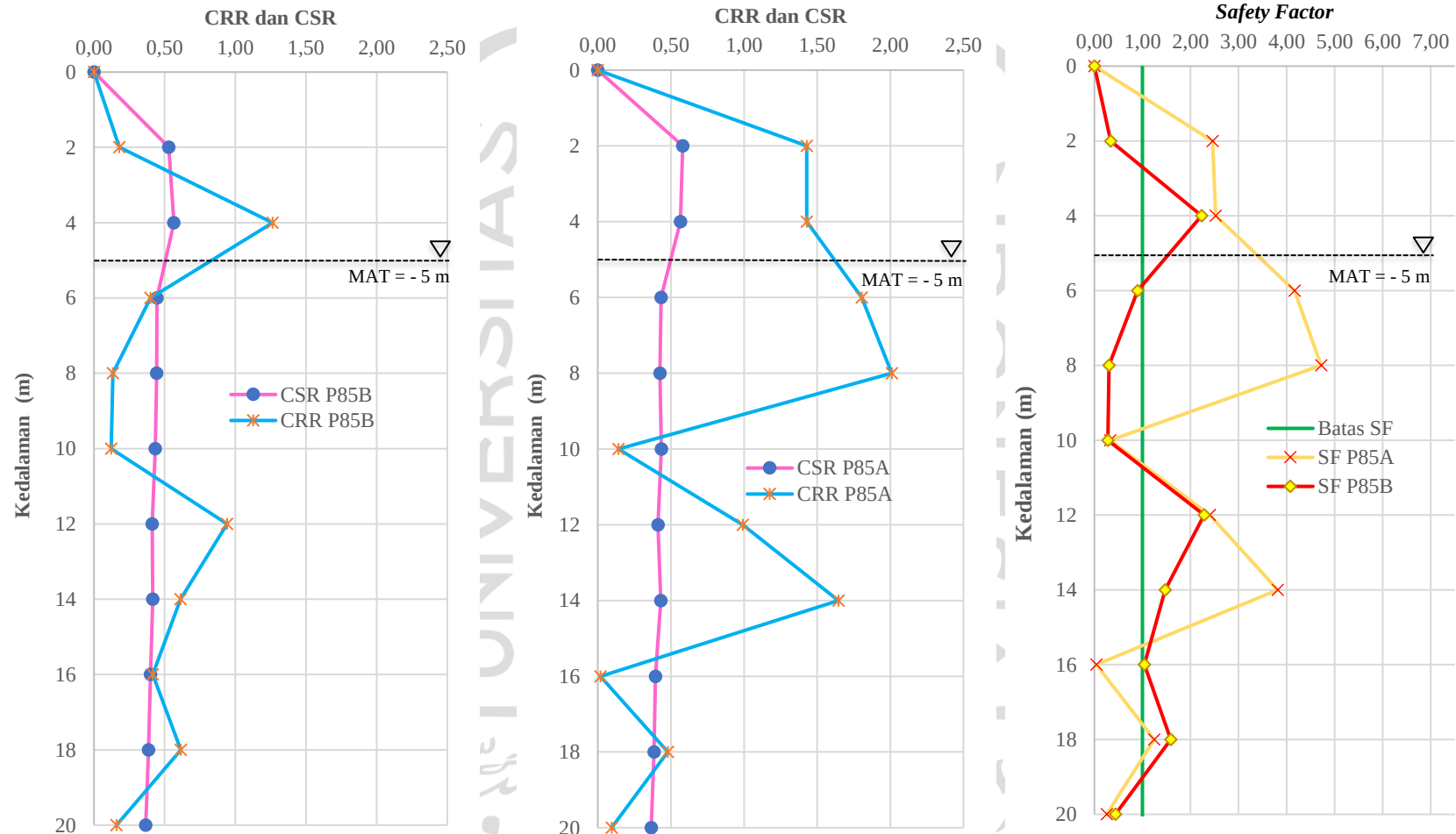


Tabel 5.4 Analisis Potensi Likuefaksi Pada P85A dengan M= 6,5

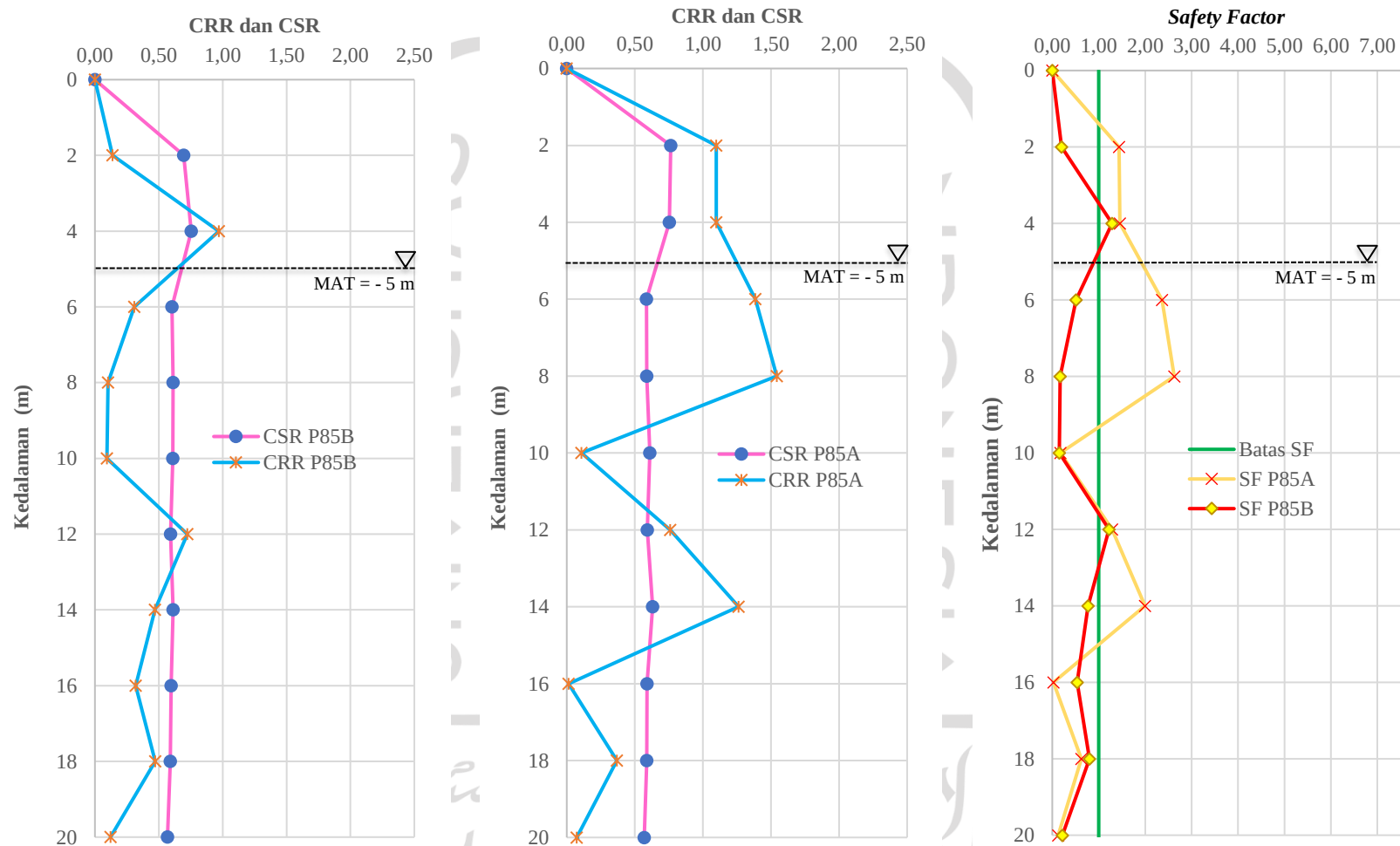
Muka air tanah = - 5 m																								
Depth	Nm	γ	γ_{sat}	σ_v	σ_v'	α	β	rd	a_{max}	MSF	Pa	CN	m	$(N_1)_{60}$	FC	$\Delta(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	C_σ	K_σ	CSR	CRR	CRR	SF	KET
(m)		(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				m/s ²		kPa				(%)						7,5	M		
0	0	0	0,000	0	0	0,016	-0,001	1,008	4,182	1,301	101,325	0,000	0,719	0	0	0	0	0,053	0	0	1,8	0	0	TL
2	5	15,69	0,000	31,381	11,768	-0,077	0,009	0,982	4,182	1,301	101,325	1,700	0,574	7,140	7,828	0,306	7,446	0,078	1,100	0,507	1,139	1,629	3,212	TL
4	5	15,69	0,000	62,763	23,536	-0,197	0,022	0,950	4,182	1,301	101,325	1,700	0,574	7,140	7,828	0,306	7,446	0,078	1,100	0,491	1,139	1,629	3,320	TL
6	17	0	19,102	114,611	55,771	-0,341	0,038	0,913	4,182	1,301	101,325	1,278	0,411	18,253	29,162	5,322	23,575	0,125	1,073	0,373	1,473	2,056	5,519	TL
8	20	0	19,433	155,462	77,009	-0,504	0,057	0,873	4,182	1,301	101,325	1,118	0,406	18,778	34,495	5,501	24,278	0,128	1,033	0,363	1,704	2,291	6,306	TL
10	14	0	18,771	187,709	89,642	-0,682	0,076	0,830	4,182	1,301	101,325	1,058	0,464	12,447	23,828	4,951	17,399	0,105	1,011	0,366	0,123	0,161	0,441	L
12	20	0	19,433	233,193	115,513	-0,869	0,097	0,787	4,182	1,301	101,325	0,945	0,429	15,882	34,495	5,501	21,382	0,118	0,983	0,344	0,883	1,129	3,279	TL
14	5	0	17,778	248,893	111,600	-1,061	0,118	0,744	4,182	1,301	101,325	0,941	0,625	3,954	7,828	0,306	4,260	0,070	0,992	0,356	1,453	1,875	5,260	TL
16	16	0	18,991	303,864	146,957	-1,251	0,138	0,703	4,182	1,301	101,325	0,839	0,472	11,277	27,384	5,228	16,504	0,102	0,961	0,323	0,016	0,020	0,062	L
18	13	0	18,661	335,890	159,370	-1,434	0,158	0,665	4,182	1,301	101,325	0,797	0,502	8,698	22,051	4,752	13,450	0,094	0,956	0,312	0,440	0,547	1,752	TL
20	17	0	19,102	382,036	185,903	-1,605	0,176	0,629	4,182	1,301	101,325	0,749	0,477	10,693	29,162	5,322	16,015	0,101	0,937	0,294	0,088	0,108	0,367	L



Gambar 5.4 Grafik Analisis Potensi Likuefaksi dengan Magnitudo 6,5

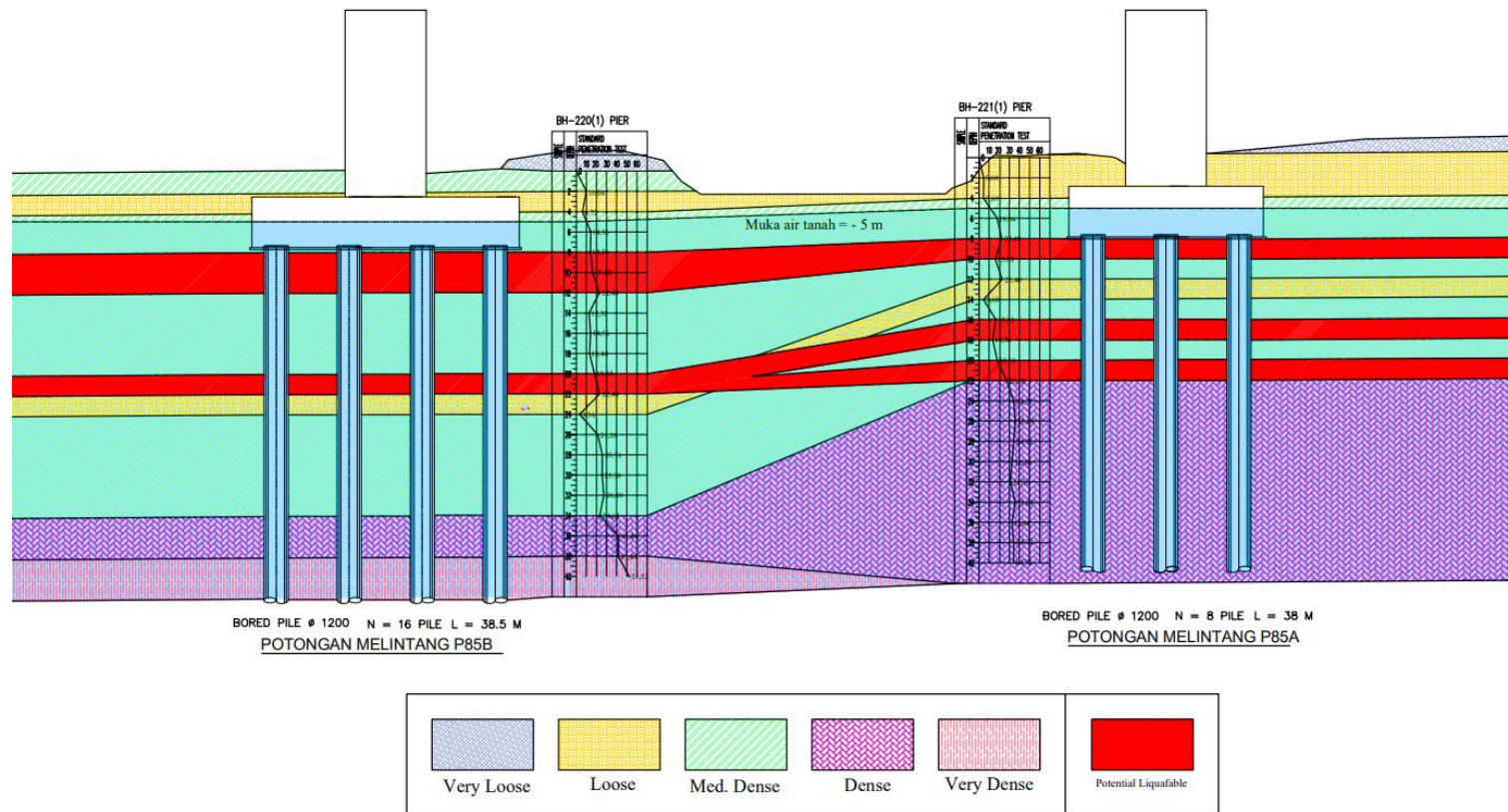


Gambar 5.5 Grafik Analisis Potensi Likuefaksi dengan Magnitudo 7

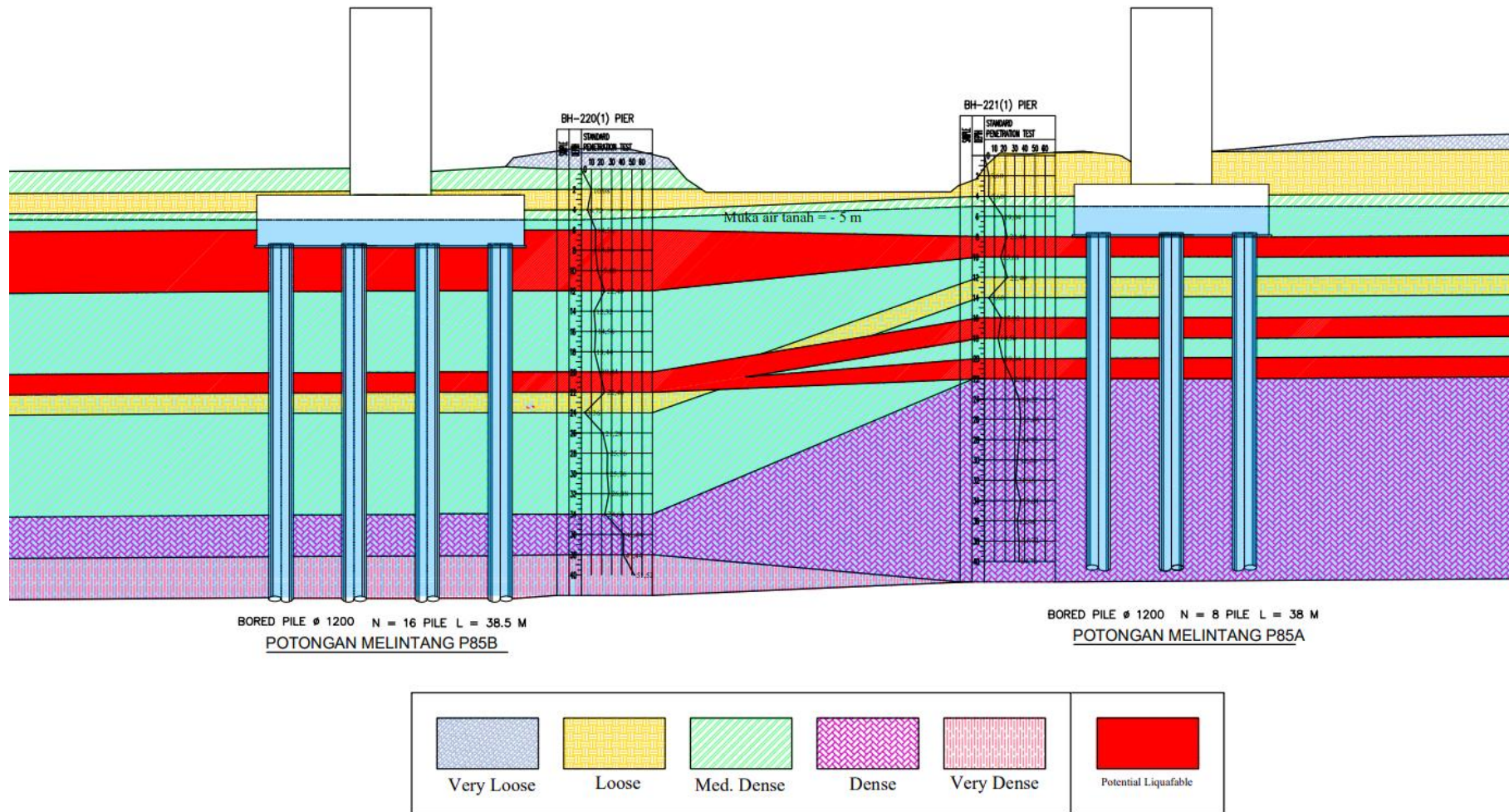


Gambar 5.6 Grafik Analisis Potensi Likuefaksi dengan Magnitudo 8

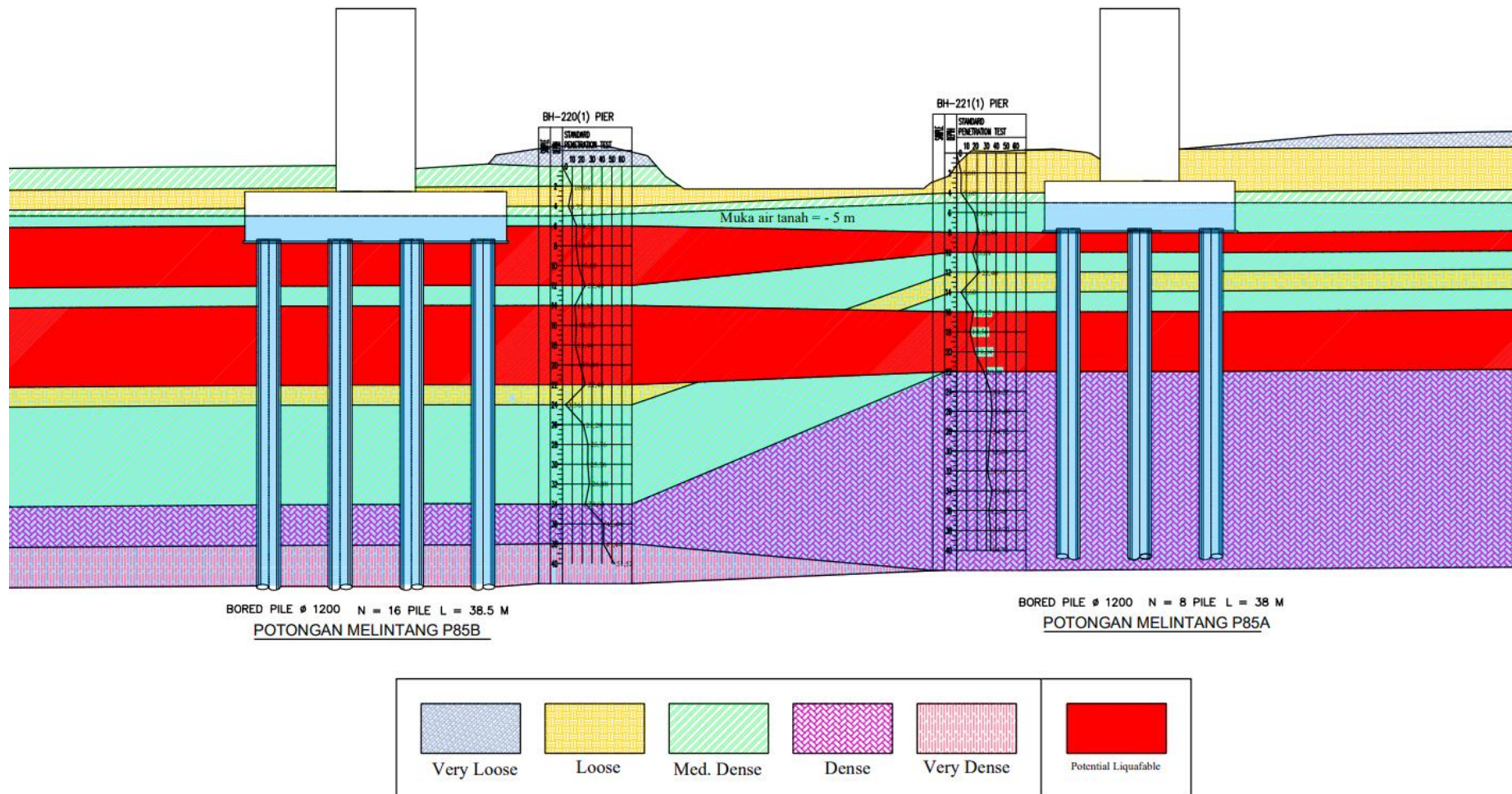
Selanjutnya analisis potensi likuefaksi tersebut diilustrasikan pada Gambar stratifikasi tanah yang dapat terlihat pada Gambar 5.7, 5.8 dan 5.9 berikut.



Gambar 5.7 Stratifikasi Lapisan Tanah Yang Berpotensi Mengalami Likuefaksi (M = 6,5)



Gambar 5.8 Stratifikasi Lapisan Tanah Yang Berpotensi Mengalami Likuefaksi (M = 7)



Gambar 5.9 Stratifikasi Lapisan Tanah Yang Berpotensi Mengalami Likuefaksi (M = 8)

5.5 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor

Analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor didasarkan pada dua metode yaitu metode Meyerhoff (1956) dan metode Egyptian (2005) yang kemudian akan dibandingkan dengan kapasitas dukung fondasi *eksisting* dari hasil pengujian PDA. Kedua analisis kapasitas tersebut terbagi atas kapasitas dukung ujung tiang dan kapasitas selimut tiang. berikut contoh perhitungan yang dilakukan pada P85A dengan kedalaman 8 meter dapat terlihat di bawah ini.

5.5.1 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor metode Meyerhoff (1956)

1. Analisis kapasitas dukung ujung tiang

Analisis kapasitas dukung ujung tiang menggunakan persamaan 3.5. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$D = 1,2 \text{ m}$$

$$N_1 = 10 \times 1,2 = 12 \text{ m}$$

$$N_2 = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ m}$$

$$N_r = 30,167 \text{ m}$$

$$L_b = 8 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 = 1,131 \text{ m}^2$$

$$Q_{p(1)} = 1,131 \times (40 \times 30,167) \times \frac{8}{1,2} = 9098,052 \text{ kN}$$

$$Q_{p(2)} = 1,131 \times 400 \times 30,167 = 13647,078 \text{ kN}$$

$$Q_{p(\text{Pakai})} = 9098,052 \text{ kN}$$

2. Analisis kapasitas dukung selimut tiang

Analisis kapasitas dukung ujung tiang menggunakan persamaan 3.6 dan 3.7. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$p = 2 \times \pi \times \left(\frac{1,2}{2}\right) = 3,77 \text{ m}^2$$

$$N_r = 25,095 \text{ m}$$

$$f_{s \text{ av}} = 2 \times 25,095 = 50,190$$

$$Q_s = 6 \times 3,77 \times 42 = 1513,709 \text{ kN}$$

3. Analisis kapasitas dukung *ultimit* tiang

Analisis kapasitas dukung ujung tiang menggunakan persamaan 3.8 dan 3.9.

Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 \times 8 \times 25 = 226,195 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{ult}} = 9098,052 + 1513,709 - 226,195 = 10385,567 \text{ kN}$$

4. Analisis kapasitas dukung izin tiang

Analisis kapasitas dukung izin tiang menggunakan persamaan 3.10. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$SF = 2,5$$

$$Q_{\text{all}} = \frac{10385,567}{2,5} = 4154,227 \text{ kN}$$

$$= 423,615 \text{ Ton}$$

Untuk perhitungan pada keseluruhan kedalaman untuk P85A dan P85B dapat terlihat pada Tabel 5.5 dan 5.6 berikut.

Tabel 5.5 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Metode Meyerhoff Pada P85A

Depth (m)	Nr (Qp)	Lb (m)	d (m)	Ap (m ²)	Q _{p(1)} (kN)	Q _{p(2)} (kN)	Qp pakai (kN)	Nr(Qs)	fs	P (m ³)	Qs (kN)	γ_{beton}	Wp (kN)	SF	Qu (kN)	Qall (kN)	Qall (Ton)
8	30,167	8	1,2	1,131	9098,052	13647,078	9098,052	25,095	50,190	3,770	1513,709	25	226,195	2,5	10385,567	4154,227	423,615
10	30,167	10	1,2	1,131	11372,565	13647,078	11372,565	25,095	50,190	3,770	1892,136	25	282,743	2,5	12981,958	5192,783	529,519
12	30,167	12	1,2	1,131	13647,078	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	2270,564	25	339,292	2,5	15578,350	6231,340	635,422
14	30,167	14	1,2	1,131	15921,592	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	2648,991	25	395,841	2,5	15900,229	6360,091	648,551
16	30,167	16	1,2	1,131	18196,105	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	3027,418	25	452,389	2,5	16222,107	6488,843	661,680
18	30,167	18	1,2	1,131	20470,618	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	3405,845	25	508,938	2,5	16543,986	6617,594	674,809
20	30,167	20	1,2	1,131	22745,131	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	3784,273	25	565,487	2,5	16865,865	6746,346	687,938
22	30,167	22	1,2	1,131	25019,644	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	4162,700	25	622,035	2,5	17187,743	6875,097	701,067
24	30,167	24	1,2	1,131	27294,157	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	4541,127	25	678,584	2,5	17509,622	7003,849	714,196
26	30,167	26	1,2	1,131	29568,670	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	4919,555	25	735,133	2,5	17831,500	7132,600	727,326
28	30,167	28	1,2	1,131	31843,183	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	5297,982	25	791,681	2,5	18153,379	7261,352	740,455
30	30,167	30	1,2	1,131	34117,696	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	5676,409	25	848,230	2,5	18475,258	7390,103	753,584
32	30,167	32	1,2	1,131	36392,209	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	6054,836	25	904,779	2,5	18797,136	7518,854	766,713
34	30,167	34	1,2	1,131	38666,722	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	6433,264	25	961,327	2,5	19119,015	7647,606	779,842
36	30,167	36	1,2	1,131	40941,235	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	6811,691	25	1017,876	2,5	19440,893	7776,357	792,971
38	30,167	38	1,2	1,131	43215,749	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	7190,118	25	1074,425	2,5	19762,772	7905,109	806,100
40	30,167	40	1,2	1,131	45490,262	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	7568,546	25	1130,973	2,5	20084,651	8033,860	819,229
42	30,167	42	1,2	1,131	47764,775	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	7946,973	25	1187,522	2,5	20406,529	8162,612	832,358
44	30,167	44	1,2	1,131	50039,288	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	8325,400	25	1244,071	2,5	20728,408	8291,363	845,487
46	30,167	46	1,2	1,131	52313,801	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	8703,827	25	1300,619	2,5	21050,286	8420,115	858,616
48	30,167	48	1,2	1,131	54588,314	13647,078	13647,078	25,095	50,190	3,770	9082,255	25	1357,168	2,5	21372,165	8548,866	871,745

Tabel 5.6 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Metode Meyerhoff Pada P85B

Depth (m)	Nr (Qp)	Lb (m)	d (m)	Ap (m ²)	Q _{p(1)} (kN)	Q _{p(2)} (kN)	Qp pakai (kN)	Nr(Qs)	f _s	P (m ³)	Qs (kN)	γ_{beton}	Wp (kN)	SF	Qu (kN)	Qall (kN)	Qall (Ton)
8	38,500	8	1,2	1,131	11611,326	17416,990	11611,326	25,619	51,238	3,770	1545,305	25	226,195	2,5	12930,436	5172,175	527,417
10	38,500	10	1,2	1,131	14514,158	17416,990	14514,158	25,619	51,238	3,770	1931,631	25	282,743	2,5	16163,045	6465,218	659,271
12	38,500	12	1,2	1,131	17416,990	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	2317,957	25	339,292	2,5	19395,654	7758,262	791,125
14	38,500	14	1,2	1,131	20319,821	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	2704,283	25	395,841	2,5	19725,432	7890,173	804,577
16	38,500	16	1,2	1,131	23222,653	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	3090,609	25	452,389	2,5	20055,209	8022,084	818,028
18	38,500	18	1,2	1,131	26125,485	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	3476,935	25	508,938	2,5	20384,987	8153,995	831,479
20	38,500	20	1,2	1,131	29028,316	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	3863,261	25	565,487	2,5	20714,764	8285,906	844,930
22	38,500	22	1,2	1,131	31931,148	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	4249,588	25	622,035	2,5	21044,542	8417,817	858,382
24	38,500	24	1,2	1,131	34833,979	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	4635,914	25	678,584	2,5	21374,319	8549,728	871,833
26	38,500	26	1,2	1,131	37736,811	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	5022,240	25	735,133	2,5	21704,097	8681,639	885,284
28	38,500	28	1,2	1,131	40639,643	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	5408,566	25	791,681	2,5	22033,874	8813,550	898,735
30	38,500	30	1,2	1,131	43542,474	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	5794,892	25	848,230	2,5	22363,652	8945,461	912,187
32	38,500	32	1,2	1,131	46445,306	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	6181,218	25	904,779	2,5	22693,429	9077,372	925,638
34	38,500	34	1,2	1,131	49348,137	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	6567,544	25	961,327	2,5	23023,207	9209,283	939,089
36	38,500	36	1,2	1,131	52250,969	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	6953,870	25	1017,876	2,5	23352,984	9341,194	952,540
38	38,500	38	1,2	1,131	55153,801	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	7340,197	25	1074,425	2,5	23682,762	9473,105	965,991
40	38,500	40	1,2	1,131	58056,632	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	7726,523	25	1130,973	2,5	24012,539	9605,016	979,443
42	38,500	42	1,2	1,131	60959,464	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	8112,849	25	1187,522	2,5	24342,317	9736,927	992,894
44	38,500	44	1,2	1,131	63862,295	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	8499,175	25	1244,071	2,5	24672,094	9868,838	1006,345
46	38,500	46	1,2	1,131	66765,127	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	8885,501	25	1300,619	2,5	25001,871	10000,749	1019,796
48	38,500	48	1,2	1,131	69667,959	17416,990	17416,990	25,619	51,238	3,770	9271,827	25	1357,168	2,5	25331,649	10132,660	1033,248

5.5.2 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor metode Egyptian (2005)

1. Analisis N_{30} terkoreksi

Analisis kapasitas dukung ujung tiang menggunakan persamaan 3.11.

Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 8 meter seperti berikut.

$$\gamma_{sat} = 16,812 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\sigma_v = 16,812 \times 8 \times 0,001 = 0,155 \text{ (MPa)}$$

$$C_N = 0,77 \times \log_{10} \left(\frac{1,92}{0,155} \right) = 0,841$$

$$N_{30} = 20 \times 0,841 = 16,812$$

2. Analisis kapasitas dukung selimut tiang (Q_{su})

Analisis kapasitas dukung ujung tiang menggunakan persamaan 3.12 dan Tabel 3.5. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 8 meter seperti berikut.

$$\Sigma(q_{su})_i = 5 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

$$L_i = 8 \text{ (m)}$$

$$D = 1,2 \text{ (m)}$$

$$Q_{su} = \pi \times 1,2 \times 5 \times 8 = 150,796 \text{ (ton)}$$

3. Analisis kapasitas dukung selimut tiang (Q_{bu})

Analisis kapasitas dukung ujung tiang menggunakan persamaan 3.13 dan Tabel 3.7 dan 3.8. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$\text{Settlement} = 1,31 \text{ (cm)} \text{ (diperoleh dari data PDA)}$$

$$q_{bu} = 65,588 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2 = 1,131 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$Q_{bu} = 65,588 \times 1,131 = 74,178 \text{ (ton)}$$

4. Analisis kapasitas dukung *ultimit* tiang

Analisis kapasitas dukung ujung tiang menggunakan persamaan 3.18.

Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$Q_{su} = 150,796 \text{ (ton)}$$

$$Q_{bu} = 74,178 \text{ (ton)}$$

$$Q_{ult} = 150,796 + 74,178 = 224,975 \text{ (ton)}$$

5. Analisis kapasitas dukung izin tiang

Analisis kapasitas dukung izin tiang menggunakan persamaan 3.10. Untuk contoh perhitungan akan dilakukan pada kedalaman 6 meter seperti berikut.

$$SF = 2,5$$

$$Q_{all} = \frac{224,975}{2,5} = 89,990 \text{ ton}$$

Untuk perhitungan pada keseluruhan kedalaman untuk P85A dan P85B dapat terlihat pada Tabel 5.7 dan 5.8 berikut.



Tabel 5.7 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Metode Egyptian Pada P85A

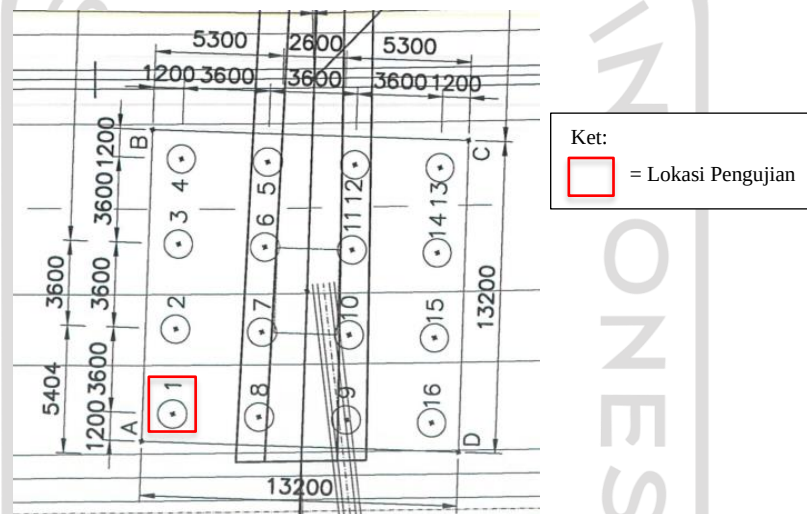
Depth (m)	Nm	γ_{sat}	σ_v	CN	N30	q_{su} (ton/m ²)	d (m)	Li (m)	Qsu (ton)	Settle (cm)	q_{bu} (ton/m ²)	Ap (m ²)	Qbu (ton)	Qu (Ton)	Qall (Ton)
8	20	19,433	0,155	0,841	16,812	5	1,2	8	150,796	1,31	65,588	1,131	74,178	224,975	89,990
10	14	18,771	0,188	0,778	10,886	5	1,2	10	376,991	1,31	65,588	1,131	74,178	451,169	180,468
12	20	19,433	0,233	0,705	14,100	5	1,2	12	678,584	1,31	65,588	1,131	74,178	752,762	301,105
14	5	17,778	0,249	0,683	3,416	0	1,2	14	791,681	1,31	65,588	1,131	74,178	865,860	346,344
16	16	18,991	0,304	0,616	9,864	0	1,2	16	904,779	1,31	65,588	1,131	74,178	978,957	391,583
18	13	18,661	0,336	0,583	7,579	0	1,2	18	1017,876	1,31	65,588	1,131	74,178	1092,054	436,822
20	17	19,102	0,382	0,540	9,179	0	1,2	20	1130,973	1,31	65,588	1,131	74,178	1205,152	482,061
22	24	19,874	0,437	0,495	11,875	5	1,2	22	1658,761	1,31	65,588	1,131	74,178	1732,939	693,176
24	31	20,646	0,496	0,453	14,042	5	1,2	24	2261,947	1,31	65,588	1,131	74,178	2336,125	934,450
26	32	20,756	0,540	0,424	13,581	5	1,2	26	2940,531	1,31	65,588	1,131	74,178	3014,709	1205,884
28	31	20,646	0,578	0,401	12,444	5	1,2	28	3694,513	1,31	65,588	1,131	74,178	3768,691	1507,476
30	29	20,426	0,613	0,382	11,076	5	1,2	30	4523,893	1,31	65,588	1,131	74,178	4598,072	1839,229
32	28	20,315	0,650	0,362	0,000	0	1,2	32	4825,486	1,31	65,588	1,131	74,178	4899,665	1959,866
34	32	20,756	0,706	0,335	0,000	0	1,2	34	5127,079	1,31	65,588	1,131	74,178	5201,257	2080,503
36	29	20,426	0,735	0,321	0,000	0	1,2	36	5428,672	1,31	65,588	1,131	74,178	5502,850	2201,140
38	31	20,646	0,785	0,299	0,000	0	1,2	38	5730,265	1,31	65,588	1,131	74,178	5804,443	2321,777
40	31	20,646	0,826	0,282	0,000	0	1,2	40	6031,858	1,31	65,588	1,131	74,178	6106,036	2442,414
42	31	20,646	0,867	0,266	0,000	0	1,2	42	6333,451	1,31	65,588	1,131	74,178	6407,629	2563,052
44	31	20,646	0,908	0,250	0,000	0	1,2	44	6635,044	1,31	65,588	1,131	74,178	6709,222	2683,689
46	31	20,646	0,950	0,235	0,000	0	1,2	46	6936,637	1,31	65,588	1,131	74,178	7010,815	2804,326
48	31	20,646	0,991	0,221	0,000	0	1,2	48	7238,229	1,31	65,588	1,131	74,178	7312,408	2924,963

Tabel 5.8 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Metode Egyptian Pada P85B

Depth (m)	Nm	γ_{sat}	σ_v	CN	N30	qsu (ton/m ²)	d (m)	Li (m)	Qsu (ton)	Settle (cm)	qbu (ton/m ²)	Ap (m ²)	Qbu (ton)	Qu (Ton)	Qall (Ton)
8	13	18,661	0,149	0,854	11,104	5	1,2	8	150,796	1,31	65,588	1,131	74,178	224,975	89,990
10	14	18,771	0,188	0,778	10,886	5	1,2	10	376,991	1,31	65,588	1,131	74,178	451,169	180,468
12	20	19,433	0,233	0,705	14,100	5	1,2	12	678,584	1,31	65,588	1,131	74,178	752,762	301,105
14	11	18,440	0,258	0,671	7,381	0	1,2	14	791,681	1,31	65,588	1,131	74,178	865,860	346,344
16	13	18,661	0,299	0,622	8,091	0	1,2	16	904,779	1,31	65,588	1,131	74,178	978,957	391,583
18	12	18,550	0,334	0,585	7,019	0	1,2	18	1017,876	1,31	65,588	1,131	74,178	1092,054	436,822
20	17	19,102	0,382	0,540	9,179	0	1,2	20	1130,973	1,31	65,588	1,131	74,178	1205,152	482,061
22	20	19,433	0,428	0,502	10,046	5	1,2	22	1658,761	1,31	65,588	1,131	74,178	1732,939	693,176
24	3	17,557	0,421	0,507	1,521	0	1,2	24	1809,557	1,31	65,588	1,131	74,178	1883,736	753,494
26	19	19,322	0,502	0,448	8,519	0	1,2	26	1960,354	1,31	65,588	1,131	74,178	2034,532	813,813
28	23	19,764	0,553	0,416	9,568	0	1,2	28	2111,150	1,31	65,588	1,131	74,178	2185,328	874,131
30	23	19,764	0,593	0,393	9,038	0	1,2	30	2261,947	1,31	65,588	1,131	74,178	2336,125	934,450
32	24	19,874	0,636	0,369	0,000	0	1,2	32	2412,743	1,31	65,588	1,131	74,178	2486,921	994,769
34	22	19,653	0,668	0,353	0,000	0	1,2	34	2563,540	1,31	65,588	1,131	74,178	2637,718	1055,087
36	37	21,308	0,767	0,307	0,000	0	1,2	36	2714,336	1,31	65,588	1,131	74,178	2788,514	1115,406
38	37	21,308	0,810	0,289	0,000	0	1,2	38	2865,133	1,31	65,588	1,131	74,178	2939,311	1175,724
40	46	22,301	0,892	0,256	0,000	0	1,2	40	3015,929	1,31	65,588	1,131	74,178	3090,107	1236,043
42	46	22,301	0,937	0,240	0,000	0	1,2	42	3166,725	1,31	65,588	1,131	74,178	3240,904	1296,361
44	46	22,301	0,981	0,224	0,000	0	1,2	44	3317,522	1,31	65,588	1,131	74,178	3391,700	1356,680
46	46	22,301	1,026	0,210	0,000	0	1,2	46	3468,318	1,31	65,588	1,131	74,178	3542,497	1416,999
48	46	22,301	1,070	0,195	0,000	0	1,2	48	3619,115	1,31	65,588	1,131	74,178	3693,293	1477,317

5.5.3 Kapasitas Dukung Eksisting Fondasi Tiang Bor

Pile Driving Analyzer Test (PDA) adalah salah satu metode uji dinamis tiang yang bertujuan salah satunya untuk mengevaluasi kapasitas dukung *eksisting* tiang dalam bentuk grafik. Grafik dari pengujian tersebut kemudian akan diolah menggunakan program CAPWAP (*Case Pile Wave Analysis Program*) dan menghasilkan nilai daya dukung (R_u), Gaya Ujung (R_b), Gaya gesek (R_s) Serta *Settlement* (DMX). Untuk proyek jalan tol Yogyakarta – Bawen seksi 1 *elevated* 4 uji PDA dilakukan pada fondasi P85B titik pertama seperti yang terlihat pada Gambar 5.10 berikut.



Gambar 5.10 Titik pengujian PDA pada P85B

Kemudian hasil pengolahan data untuk setiap kedalaman oleh CAPWAP pada hasil pengujian P85B dapat terlihat pada Tabel 5.12 berikut. Dari pembacaan grafik tersebut diperoleh besaran daya dukung friksi dalam ton (RU) dari tingkat kedalaman 2 m – 38,7 m yang terbagi atas 2 jenis yaitu nilai daya dukung friksi untuk setiap kedalaman dan besaran daya dukung friksi totalnya.

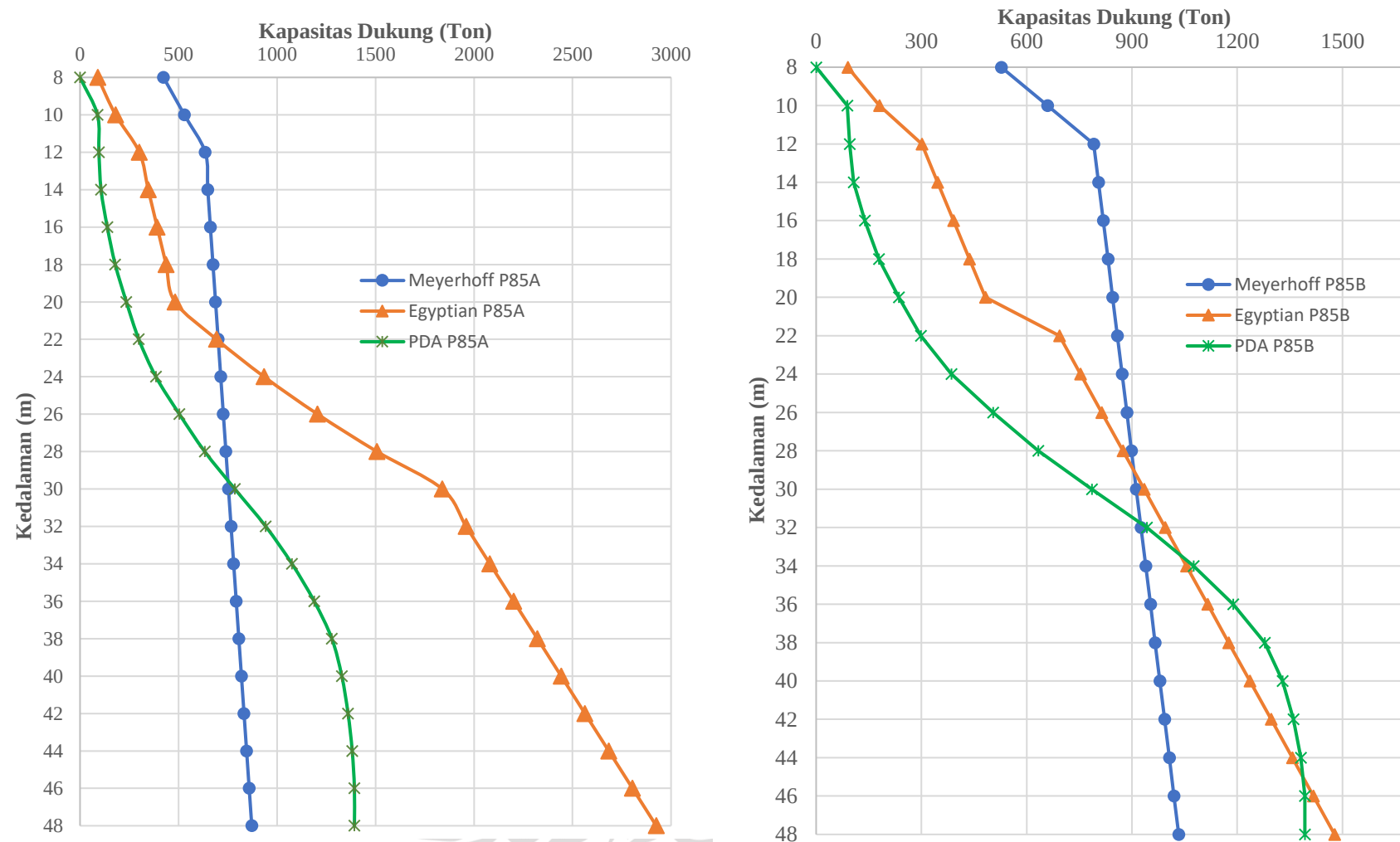
Hasilnya pada kedalaman 38,7 didapatkan nilai dukung friksi sebesar 1308,96 ton, daya dukung ujung sebesar 83,8 ton sehingga daya dukung tiang tunggal total untuk fondasi P85A titik 1 adalah sebesar 1392,8 ton.

Tabel 5.9 Hasil Analisis CAPWAP grafik PDA P85B

TOLL YOGYAKARTA-BAWEN PAKET 1 08.04.2023; Pile: P85 BP01 STA697+88: (RETEST) 2023 10:02
 BOREPILE D1200 DROP HM.17TON; Blow: 6 CAPWAP (R) 2014-3
 GEOTECH EFATHAMA OP: ADH & KARSILAN

CAPWAP SUMMARY RESULTS							
Total CAPWAP Capacity: 1392.79; along Shaft 1308.96; at Toe 83.83 tons							
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²
				1392.8			
1	2.0	1.8	4.62	1388.2	4.62	2.52	0.67
2	4.1	3.9	7.31	1380.9	11.93	3.59	0.95
3	6.1	5.9	10.99	1369.9	22.92	5.40	1.43
4	8.1	7.9	31.62	1338.3	54.54	15.52	4.12
5	10.2	10.0	40.37	1297.9	94.91	19.82	5.26
6	12.2	12.0	56.56	1241.3	151.47	27.77	7.37
7	14.3	14.1	63.25	1178.1	214.72	31.05	8.24
8	16.3	16.1	86.65	1091.4	301.37	42.54	11.28
9	18.3	18.1	119.26	972.2	420.63	58.55	15.53
10	20.4	20.2	128.59	843.6	549.22	63.13	16.75
11	22.4	22.2	153.02	690.6	702.24	75.13	19.93
12	24.4	24.2	156.63	533.9	858.87	76.90	20.40
13	26.5	26.3	133.11	400.8	991.98	65.35	17.33
14	28.5	28.3	112.63	288.2	1104.61	55.30	14.67
15	30.6	30.4	89.82	198.4	1194.43	44.10	11.70
16	32.6	32.4	50.57	147.8	1245.00	24.83	6.59
17	34.6	34.4	31.64	116.2	1276.64	15.53	4.12
18	36.7	36.5	21.12	95.0	1297.76	10.37	2.75
19	38.7	38.5	11.20	83.8	1308.96	5.50	1.46
Avg. Shaft			68.89			34.00	9.02
Toe			83.83				74.12

Berikutnya perbandingan hasil analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor tunggal pada perhitungan menggunakan Meyerhoff (1963), Egyptian (2005) dan fondasi tiang *eksisting* yang berasal dari hasil pengujian PDA dapat dilihat pada Gambar 5.11 berikut.



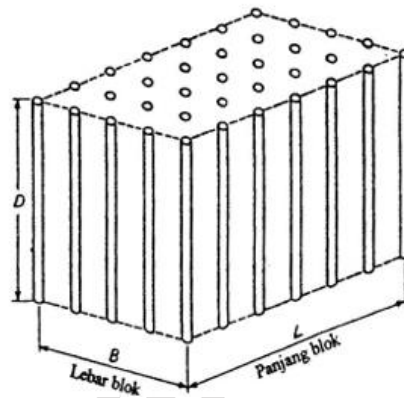
Gambar 5.11 Perbandingan Kapasitas Dukung metode Meyerhoff (1963), Egyptian (2005) dan PDA

5.6 Analisis Kapasitas Dukung Izin Kelompok Tiang Bor

Analisis kapasitas dukung izin kelompok tiang bor terbagi dua yang di antaranya yaitu perhitungan kelompok tiang keruntuhan blok dan kelompok tiang tunggal. Berikut contoh analisis yang dilakukan pada P85A dengan kedalaman 6 meter dapat terlihat di bawah ini.

5.6.1 Analisis Kapasitas Dukung Izin Kelompok Tiang Keruntuhan Blok

Analisis kapasitas dukung izin kelompok tiang keruntuhan blok seperti pada Gambar 5.12 menggunakan persamaan 3.19, Tabel 3.9 dan 3.10. Berikut contoh perhitungan yang akan dilakukan pada kedalaman 8 meter.



Gambar 5.12 Kelompok Tiang dalam Fondasi Blok

$$N\text{-SPT} = 20$$

$$c = 0,6 \times 20 = 12,0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$c_b = 18,6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\phi = 34,6^\circ$$

$$N_c = 48,471$$

$$L = 9,6 \text{ (m)}$$

$$D = 8 \text{ (m)}$$

$$B = 9,6 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} Q_g &= 2 \times 8 \times (9,6 + 9,6) \times 12,0 + 1,3 \times 18,6 \times 48,471 \times 9,6 \times 9,6 \\ &= 111701,44 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$SF = 2,5$$

$$Q_{g\text{all}} = \frac{111701,44}{2,5} = 44680,6 \text{ (kN)} = 4556,2 \text{ (ton)}$$

Selanjutnya perhitungan keseluruhan kedalaman pada P85A dan P85B dapat terlihat pada Tabel 5.10 dan 5.11 di bawah ini.



Tabel 5.10 Analisis Kapasitas Dukung Izin Kelompok Keruntuhan Blok Tiang pada P85A

Depth (m)	Nm	c (kN/m ²)	cb (kN/m ²)	ϕ	Nc	D (m)	B (m)	L (m)	Qg (kN)	SF	Qall (kN)	Qall (Ton)
8	20	12,0	18,6	34,6	48,471	8	9,6	9,6	111701,44	2,5	44680,6	4556,2
10	14	8,4	18,6	32,1	39,740	10	9,6	9,6	91782,93	2,5	36713,2	3743,7
12	20	12,0	18,6	34,6	48,471	12	9,6	9,6	113544,64	2,5	45417,9	4631,3
14	5	3,0	18,6	28,4	26,642	14	9,6	9,6	60983,56	2,5	24393,4	2487,4
16	16	9,6	18,6	33,0	42,650	16	9,6	9,6	100941,47	2,5	40376,6	4117,3
18	13	7,8	18,6	31,7	38,285	18	9,6	9,6	90705,73	2,5	36282,3	3699,8
20	17	10,2	18,6	33,4	44,106	20	9,6	9,6	106119,78	2,5	42447,9	4328,5
22	24	14,4	18,6	36,3	54,292	22	9,6	9,6	133151,97	2,5	53260,8	5431,1
24	31	18,6	18,6	39,2	64,479	24	9,6	9,6	160829,27	2,5	64331,7	6560,0
26	32	19,2	18,6	39,7	65,935	26	9,6	9,6	166099,74	2,5	66439,9	6775,0
28	31	18,6	18,6	39,2	64,479	28	9,6	9,6	163686,23	2,5	65474,5	6676,6
30	29	17,4	18,6	38,4	61,569	30	9,6	9,6	157246,41	2,5	62898,6	6413,9
32	28	16,8	18,6	38,0	60,114	32	9,6	9,6	154602,49	2,5	61841,0	6306,1
34	32	19,2	18,6	39,7	65,935	34	9,6	9,6	171997,98	2,5	68799,2	7015,6
36	29	17,4	18,6	38,4	61,569	36	9,6	9,6	161255,37	2,5	64502,1	6577,4
38	31	18,6	18,6	39,2	64,479	38	9,6	9,6	170828,63	2,5	68331,5	6967,9
40	31	18,6	18,6	39,2	64,479	40	9,6	9,6	172257,11	2,5	68902,8	7026,2
42	31	18,6	18,6	39,2	64,479	42	9,6	9,6	173685,59	2,5	69474,2	7084,4
44	31	18,6	18,6	39,2	64,479	44	9,6	9,6	175114,07	2,5	70045,6	7142,7
46	31	18,6	18,6	39,2	64,479	46	9,6	9,6	176542,55	2,5	70617,0	7201,0
48	31	18,6	18,6	39,2	64,479	48	9,6	9,6	177971,03	2,5	71188,4	7259,2

Tabel 5.11 Analisis Kapasitas Dukung Izin Kelompok Keruntuhan Blok Tiang pada P85B

Depth (m)	Nm	c (kN/m ²)	cb (kN/m ²)	ϕ	Nc	D (m)	B (m)	L (m)	Qg (kN)	SF	Qall (kN)	Qall (Ton)
8	13	7,8	27,6	31,71	48,471	38,285	8	13,2	13,2	242639,4	2,5	97055,8
10	14	8,4	27,6	32,13	39,740	39,740	10	13,2	13,2	252877,8	2,5	101151,1
12	20	12	27,6	34,64	48,471	48,471	12	13,2	13,2	310633,3	2,5	124253,3
14	11	6,6	27,6	30,87	26,642	35,374	14	13,2	13,2	226027,5	2,5	90411,0
16	13	7,8	27,6	31,71	42,650	38,285	16	13,2	13,2	245934,1	2,5	98373,6
18	12	7,2	27,6	31,29	38,285	36,829	18	13,2	13,2	237089,6	2,5	94835,8
20	17	10,2	27,6	33,38	44,106	44,106	20	13,2	13,2	286507,5	2,5	114603,0
22	20	12	27,6	34,64	54,292	48,471	22	13,2	13,2	316969,3	2,5	126787,7
24	3	1,8	27,6	27,52	64,479	23,732	24	13,2	13,2	150646,4	2,5	60258,6
26	19	11,4	27,6	34,22	65,935	47,016	26	13,2	13,2	309582,1	2,5	123832,8
28	23	13,8	27,6	35,90	64,479	52,837	28	13,2	13,2	350725,8	2,5	140290,3
30	23	13,8	27,6	35,90	61,569	52,837	30	13,2	13,2	352183,0	2,5	140873,2
32	24	14,4	27,6	36,32	60,114	54,292	32	13,2	13,2	363752,0	2,5	145500,8
34	22	13,2	27,6	35,48	65,935	51,382	34	13,2	13,2	344922,6	2,5	137969,0
36	37	22,2	27,6	41,76	61,569	73,211	36	13,2	13,2	499892,5	2,5	199957,0
38	37	22,2	27,6	41,76	64,479	73,211	38	13,2	13,2	502236,8	2,5	200894,7
40	46	27,6	27,6	45,53	64,479	86,308	40	13,2	13,2	597867,2	2,5	239146,9
42	46	27,6	27,6	45,53	64,479	86,308	42	13,2	13,2	600781,7	2,5	240312,7
44	46	27,6	27,6	45,53	64,479	86,308	44	13,2	13,2	603696,3	2,5	241478,5
46	46	27,6	27,6	45,53	64,479	86,308	46	13,2	13,2	606610,9	2,5	242644,3
48	46	27,6	27,6	45,53	64,479	86,308	48	13,2	13,2	609525,4	2,5	243810,2

5.6.2 Analisis Kapasitas Dukung Total Kelompok Tiang

Jarak antar tiang yang kecil menyebabkan kapasitas dukung total akan tereduksi oleh beberapa faktor. Sehingga menyebabkan hasil total kelompok tiang tereduksi akan menjadi lebih kecil dari hasil perkalian tiang tunggal dengan seluruh tiang. Untuk contoh perhitungan nilai reduksi (E_g) dan total kapasitas kelompok tiang tereduksi yang dilakukan pada kedalaman 8 meter untuk P85A sebagai berikut.

$$m = 2,667$$

$$n' = 3$$

$$d = 1,2 \text{ (m)}$$

$$s = 3,6 \text{ (m)}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{1,2}{3,6} \right) = 18,435$$

$$E_g = 1 - 18,435 \times \frac{(3-1) \times 2,5 + (2,5-1) \times 3}{90 \times 2,5 \times 3} = 0,735$$

$$Q_{all} \text{ (Meyerhoff)} = 423,615 \text{ (ton)}$$

$$Q_{all} \times E_g = 423,615 \times 0,735 \times 8 = 2492,26 \text{ (ton)}$$

$$Q_{all} \text{ (Egyptian)} = 89,990 \text{ (ton)}$$

$$Q_{all} \times E_g = 89,990 \times 0,735 \times 8 = 529,44 \text{ (ton)}$$

$$Q_u \text{ (PDA)} = 88,42 \text{ (ton)}$$

$$Q_u \times E_g = 88,42 \times 0,735 \times 8 = 520,20 \text{ (ton)}$$

Selanjutnya perhitungan keseluruhan kedalaman pada P85A dan P85B dapat terlihat pada Tabel 5.12 dan 5.13 di bawah ini.

Tabel 5.12 Analisis Kapasitas Dukung Total Tiang Kelompok Tereduksi Terhadap P85A

Depth (m)	d (m)	s	θ	n' (m)	m (m)	Eg	Meyerhoff		Egyptian		PDA	
							Qt (Ton)	Qg (Ton)	Qt (Ton)	Qg (Ton)	Qt (Ton)	Qg (ton)
8	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	423,615	2492,261	89,990	529,44	0,00	0,00
10	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	529,519	3115,326	180,468	1061,75	88,42	520,20
12	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	635,422	3738,391	301,105	1771,50	95,73	563,21
14	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	648,551	3815,633	346,344	2037,65	106,72	627,87
16	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	661,680	3892,876	391,583	2303,81	138,34	813,90
18	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	674,809	3970,118	436,822	2569,96	178,71	1051,41
20	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	687,938	4047,360	482,061	2836,12	235,27	1384,17
22	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	701,067	4124,603	693,176	4078,17	298,52	1756,29
24	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	714,196	4201,845	934,450	5497,67	385,17	2266,08
26	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	727,326	4279,087	1205,884	7094,60	504,43	2967,72
28	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	740,455	4356,330	1507,476	8868,96	633,02	3724,26
30	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	753,584	4433,572	1839,229	10820,77	786,04	4624,52
32	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	766,713	4510,814	1959,866	11530,51	942,67	5546,03
34	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	779,842	4588,057	2080,503	12240,26	1075,78	6329,16
36	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	792,971	4665,299	2201,140	12950,01	1188,41	6991,79
38	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	806,100	4742,541	2321,777	13659,75	1278,23	7520,23
40	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	819,229	4819,784	2442,414	14369,50	1328,80	7817,75
42	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	832,358	4897,026	2563,052	15079,25	1360,44	8003,90
44	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	845,487	4974,268	2683,689	15788,99	1381,56	8128,16
46	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	858,616	5051,510	2804,326	16498,74	1392,76	8194,05
48	1,2	3,6	18,435	3	2,667	0,735	871,745	5128,753	2924,963	17208,49	1392,76	8194,05

Tabel 5.13 Analisis Kapasitas Dukung Total Tiang Kelompok Tereduksi Terhadap P85B

Depth	d	s	θ	n'	m	Eg	Meyerhoff		Egyptian		PDA	
							Qt (Ton)	Qg (Ton)	Qt (Ton)	Qg (Ton)	Qt (Ton)	Qg (ton)
8	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	527,42	5845,90	89,99	997,45	0,00	0,00
10	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	659,27	7307,37	180,47	2000,31	88,42	980,05
12	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	791,13	8768,85	301,10	3337,45	95,73	1061,07
14	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	804,58	8917,94	346,34	3838,88	106,72	1182,89
16	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	818,03	9067,03	391,58	4340,31	138,34	1533,36
18	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	831,48	9216,13	436,82	4841,74	178,71	1980,82
20	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	844,93	9365,22	482,06	5343,17	235,27	2607,74
22	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	858,38	9514,31	693,18	7683,17	298,52	3308,80
24	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	871,83	9663,41	753,49	8351,74	385,17	4269,23
26	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	885,28	9812,50	813,81	9020,31	504,43	5591,11
28	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	898,74	9961,59	874,13	9688,88	633,02	7016,40
30	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	912,19	10110,69	934,45	10357,46	786,04	8712,48
32	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	925,64	10259,78	994,77	11026,03	942,67	10448,57
34	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	939,09	10408,87	1055,09	11694,60	1075,78	11923,96
36	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	952,54	10557,97	1115,41	12363,17	1188,41	13172,35
38	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	965,99	10707,06	1175,72	13031,74	1278,23	14167,92
40	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	979,44	10856,16	1236,04	13700,32	1328,80	14728,44
42	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	992,89	11005,25	1296,36	14368,89	1360,44	15079,14
44	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	1006,35	11154,34	1356,68	15037,46	1381,56	15313,23
46	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	1019,80	11303,44	1417,00	15706,03	1392,76	15437,37
48	1,2	3,6	18,435	4	4	0,693	1033,25	11452,53	1477,32	16374,60	1392,76	15437,37

5.7 Analisis Pembebanan

Di Indonesia peraturan mengenai pembebanan sendiri telah diatur dalam SNI 1725-2016 tentang pembebanan untuk jembatan. Berdasarkan SNI 1725-2016 berikut adalah beban rencana yang harus diperhitungkan dalam setiap perencanaan jembatan. Untuk contoh perhitungan pembebanan adalah sebagai berikut.

5.7.1 Analisis Beban Permanen

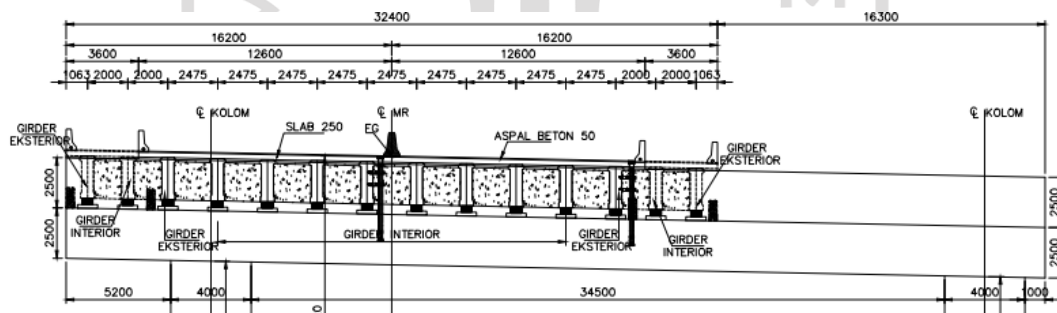
Beban permanen jembatan adalah jumlah dari berat setiap bagian konstruksi baik pada komponen struktural maupun non-struktural. Berikutnya beban permanen juga terbagi sebagai beban sendiri (MS) dan beban mati tambahan (MA).

1. Beban Sendiri (MS)

Beban sendiri adalah beban jembatan yang bersifat tetap dan terbagi terhadap beban sendiri untuk struktur atas dan struktur bawah dari sebuah penampang jembatan. Lebih lanjut contoh perhitungan dapat terlihat di bawah ini.

a. Berat sendiri struktur atas

Detail penampang melintang struktur atas pada jalan tol Yogyakarta – Bawen *elevated* 4 tepatnya pada dapat terlihat pada Gambar 5.13 berikut



Gambar 5.13 Detail Penampang Melintang Struktur Atas

Berdasarkan Gambar di atas maka perhitungan total berat struktur atas diterangkan pada Tabel 5.14 dan 5.15 berikut

Tabel 5.14 Berat Beban Struktur Atas Pada P85B

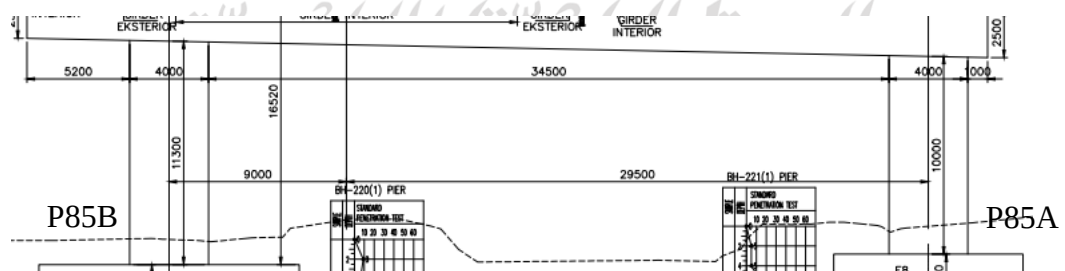
No	Beban Struktur Atas	l (m)	P (m)	T (m)	V (m ³)	Berat Volume (T/m ³)	Berat (Ton)
1	Balok bawah	4,80	24,35	2,50	292,20	2,40	701,28
2	Balok Atas	2,40	24,35	2,50	146,10	2,40	350,64
3	Girder	43,70	0,70	2,60	79,53	2,40	1908,82
4	Diagframa	1,30	1,20	2,10	3,28	2,40	15,72
5	Diagframa (2)	1,78	1,20	2,10	4,47	2,40	85,88
6	Slab	43,70	24,30	0,25	265,48	2,40	637,15
						Total	3699,49

Tabel 5.15 Berat Beban Struktur Atas Pada P85A

No	Beban Struktur Atas	l (m)	P (m)	T (m)	V (m ³)	Berat Volume (T/m ³)	Berat (Ton)
1	Balok bawah	4,80	24,35	2,50	292,20	2,40	701,28
2	Balok Atas	2,40	24,35	2,50	146,10	2,40	350,64
3	Girder	43,70	0,70	2,60	79,53	2,40	190,88
4	Diagframa	1,30	1,20	2,10	3,28	2,40	15,72
5	Diagframa (2)	1,78	1,20	2,10	4,47	2,40	10,74
6	Slab	43,70	4,40	0,25	48,07	2,40	115,37
						Total	1258,53

b. Berat sendiri struktur kolom

Detail penampang melintang struktur bawah pada jalan tol Yogyakarta – Bawen *elevated* 4 tepatnya pada P85B dapat terlihat pada Gambar 5.14 berikut

**Gambar 5.14 Detail Penampang Melintang Struktur kolom**

Berdasarkan Gambar di atas maka perhitungan total berat struktur kolom diterangkan pada Tabel 5.16 dan 5.17 berikut

Tabel 5.16 Berat Beban Struktur Kolom Pada P85B

No	Beban Struktur Bawah	l (m)	P (m)	T (m)	V (m ³)	Berat Volume (T/m ³)	Berat (Ton)
1	kolom P85B	2,6	4,00	11,3	117,52	2,4	282,05

Tabel 5.17 Berat Beban Struktur Kolom Pada P85A

No	Beban Struktur Bawah	l (m)	P (m)	T (m)	V (m ³)	Berat Volume (T/m ³)	Berat (Ton)
1	kolom P85A	2,6	4,00	10	104	2,4	249,60

Mengacu pada perhitungan struktur atas dan struktur kolom diatas, maka total beban struktur untuk P85B dan P85A pada Tabel 5.18 dan 5.19 berikut.

Tabel 5.18 Berat Beban Total Struktur Pada P85B

No	Beban Struktur	Berat (Ton)
1	Struktur Atas	3699,49
2	Struktur Bawah	282,05
	Total	3981,54

Tabel 5.19 Berat Beban Total Struktur Pada P85A

No	Beban Struktur	Berat (Ton)
1	Struktur Atas	1258,53
2	Struktur Bawah	249,60
	Total	1508,13

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan dalam perhitungan pembebanan jembatan merupakan beban yang berasal dari elemen non-struktural yang di antaranya berupa lapis perkerasan dan genangan yang timbul akibat air hujan. Untuk perhitungan beban mati tambahan dapat terlihat pada Tabel 5.20 dan 5.21 berikut.

Tabel 5.20 Berat Total Beban Mati Tambahan Pada P85B

No.	Beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	Berat jenis (ton/m ³)	Berat (ton)
1	Lap. Aspal dan overlay	0,05	20,70	43,7	1	2,2	99,505
2	Air hujan	0,05	20,70	43,7	1	0,98	44,325
						WMA	143,830

Tabel 5.21 Berat Total Beban Mati Tambahan Pada P85A

No.	Beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	Berat jenis (ton/m ³)	Berat (ton)
1	Lap. Aspal dan overlay	0,05	4,40	43,7	1	2,2	21,151
2	Air hujan	0,05	4,40	43,7	1	0,98	9,422
						WMA	30,573

5.7.2 Analisis Beban Hidup

1. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) dan beban garis (BGT) yang memiliki besaran intensitasnya masing - masing. Untuk beban garis terpusat (BGT) besarnya intensitas (ρ) adalah 49 kN/m dan harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan. Untuk contoh perhitungan beban lajur “D” pada P85B dapat terlihat di bawah ini.

Panjang Bentang (L) = 43,7 m

Lebar jalur lalu lintas (B) = 17,15 m

a. Beban terbagi merata (BTR)

$$q = 9,0 \times \left(0,5 \times \frac{15}{43,7}\right) = 7,589 \text{ kPa}$$

Pembebanan beban lajur

$$\text{BTR} = (17,15/2 + 3,6) \times 7,589 = 92,34 \text{ (kN/m)}$$

b. Beban garis terpusat (BGT)

$$\rho = 49,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{DLA} = 0,4$$

Beban terpusat pada balok

$$\text{PGT} = (1+0,4) \times 49,0 \times 17,15 = 1176,49 \text{ kN}$$

Beban pada pilar akibat beban lajur D

$$P_{\text{TD}} = (92,34 \times 43,7) + 1176,49 = 5676,32403 \text{ (kN)}$$

$$= 578,83 \text{ (ton)}$$

Dengan cara yang sama beban lajur “D” pada P85A didapat sebesar 334,521ton.

Mengacu pada analisis berat beban permanen dan beban hidup yang telah dipaparkan, berikut adalah rekapitulasi hasil perhitungan pembebanan pada P85B dan P85A terdapat pada Tabel 5.22 dan 5.23 berikut.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Pembebanan P85B

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	3981,536
2	Mati Tambahan (MA)	143,830
3	Lajur D (TD)	578,826

Tabel 5.23 Rekapitulasi Pembebanan P85A

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	2012,005
2	Mati Tambahan (MA)	30,920
3	Lajur D (TD)	334,521

5.8 Kombinasi Pembebanan

Dalam proses desain jembatan pada umumnya beban yang terhitung harus dikalikan dengan sebuah nilai – nilai kombinasi pembebanan. Bersumber dari SNI 1725:2016 berikut adalah Tabel 5.24 perhitungan kombinasi pembebanan yang digunakan pada P85A dan P85B.

Tabel 5.24 Kombinasi Pembebanan Pada Jembatan

No	Beban	Keadaan batas					
		Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V	Ekstrem I
1	Mati (MS)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
2	Mati Tambahan (MA)	2	2	2	2	2	2
3	Lajur D (TD)	1,8	1,4				0,5

Berikut adalah perhitungan untuk setiap kombinasi pembebanan pada P85A dan P85B sebagai bagian jalan tol Yogyakarta – Bawen Seksi 1 *Elevated* 4.

5.8.1 Kombinasi Pembebanan Kuat I

Kombinasi pembebanan I untuk P85A dan P85B dapat terlihat pada Tabel 5.25 dan 5.26 berikut.

Tabel 5.25 Kombinasi Kuat I P85B

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	4777,84
2	Mati Tambahan (MA)	287,66
3	Lajur D (TD)	1041,89
Total		6107,39

Tabel 5.26 Kombinasi Kuat I P85A

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	1809,75
2	Mati Tambahan (MA)	61,15
3	Lajur D (TD)	602,14
Total		2473,03

5.8.2 Kombinasi Pembebanan Kuat II

Kombinasi pembebanan II untuk P85A dan P85B dapat terlihat pada Tabel 5.27 dan 5.28 berikut.

Tabel 5.27 Kombinasi Kuat II P85B

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	4777,84
2	Mati Tambahan (MA)	287,66
3	Lajur D (TD)	810,36
Total		5875,86

Tabel 5.28 Kombinasi Kuat II P85A

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	1809,75
2	Mati Tambahan (MA)	61,15
3	Lajur D (TD)	468,33
Total		2339,23

5.8.3 Kombinasi Pembebanan Kuat III

Kombinasi pembebanan III untuk P85A dan P85B dapat terlihat pada Tabel 5.29 dan 5.30 berikut.

Tabel 5.29 Kombinasi Kuat III P85B

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	4777,84
2	Mati Tambahan (MA)	287,66
3	Lajur D (TD)	
Total		5065,50

Tabel 5.30 Kombinasi Kuat III P85A

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	1809,75
2	Mati Tambahan (MA)	61,15
3	Lajur D (TD)	
Total		1870,90

5.8.4 Kombinasi Pembebanan Kuat IV

Kombinasi pembebanan IV untuk P85A dan P85B dapat terlihat pada Tabel 5.31 dan 5.32 berikut.

Tabel 5.31 Kombinasi Kuat IV P85B

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	4777,84
2	Mati Tambahan (MA)	287,66
3	Lajur D (TD)	
Total		5065,50

Tabel 5.32 Kombinasi Kuat IV P85A

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	1809,75
2	Mati Tambahan (MA)	61,15
3	Lajur D (TD)	
Total		1870,90

5.8.5 Kombinasi Pembebanan Kuat V

Kombinasi pembebanan V untuk P85A dan P85B dapat terlihat pada Tabel 5.33 dan 5.34 berikut.

Tabel 5.33 Kombinasi Kuat V P85B

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	4777,84
2	Mati Tambahan (MA)	287,66
3	Lajur D (TD)	
Total		5065,50

Tabel 5.34 Kombinasi Kuat V P85A

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	1809,75
2	Mati Tambahan (MA)	61,15
3	Lajur D (TD)	
Total		1870,90

5.8.6 Kombinasi Pembebanan Ekstrem I

Kombinasi pembebanan Ekstrem I untuk P85A dan P85B dapat terlihat pada Tabel 5.35 dan 5.36 berikut.

Tabel 5.35 Kombinasi Ekstrem I P85B

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	4777,84
2	Mati Tambahan (MA)	287,66
3	Lajur D (TD)	289,41
Total		5354,92

Tabel 5.36 Kombinasi Ekstrem I P85A

No	Beban	P (Ton)
1	Mati (MS)	1809,75
2	Mati Tambahan (MA)	61,15
3	Lajur D (TD)	167,26
Total		2038,16

Dengan dasar perhitungan semua jenis kombinasi di atas berikut adalah rekapitulasi perhitungan kombinasi beban pada P85A dan P85B yang dipaparkan

pada Tabel 5.37 dan 5.38 berikut. Kemudian nilai pembebanan yang akan digunakan adalah beban *ultimit* atau beban dengan nilai terbesar sejalan dengan fungsinya sebagai pengecekan keamanan dari jembatan tersebut.

Tabel 5.37 Rekapitulasi Pembebanan P85B

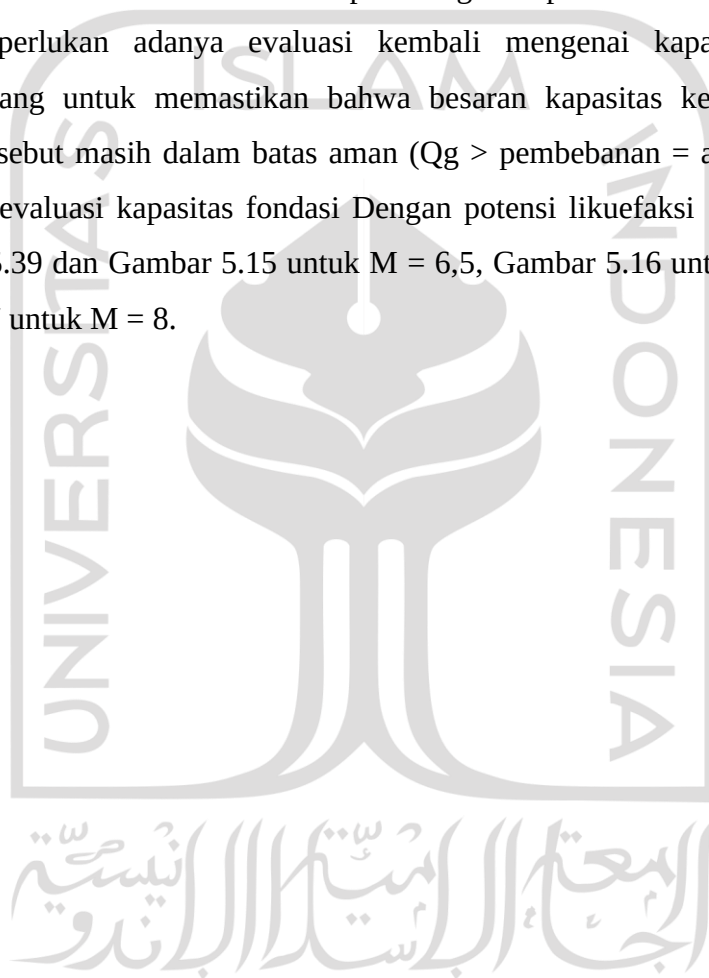
No	Kombinasi	P (Ton)
1	Kuat I	6107,39
2	Kuat II	5875,86
3	Kuat III	5065,50
4	Kuat IV	5065,50
5	Kuat V	5065,50
6	Ekstrem I	5354,92
Max		6107,39

Tabel 5.38 Rekapitulasi Pembebanan P85A

No	Kombinasi	P (Ton)
1	Kuat I	2473,03
2	Kuat II	2339,23
3	Kuat III	1870,90
4	Kuat IV	1870,90
5	Kuat V	1870,90
6	Ekstrem I	2038,16
Max		2473,03

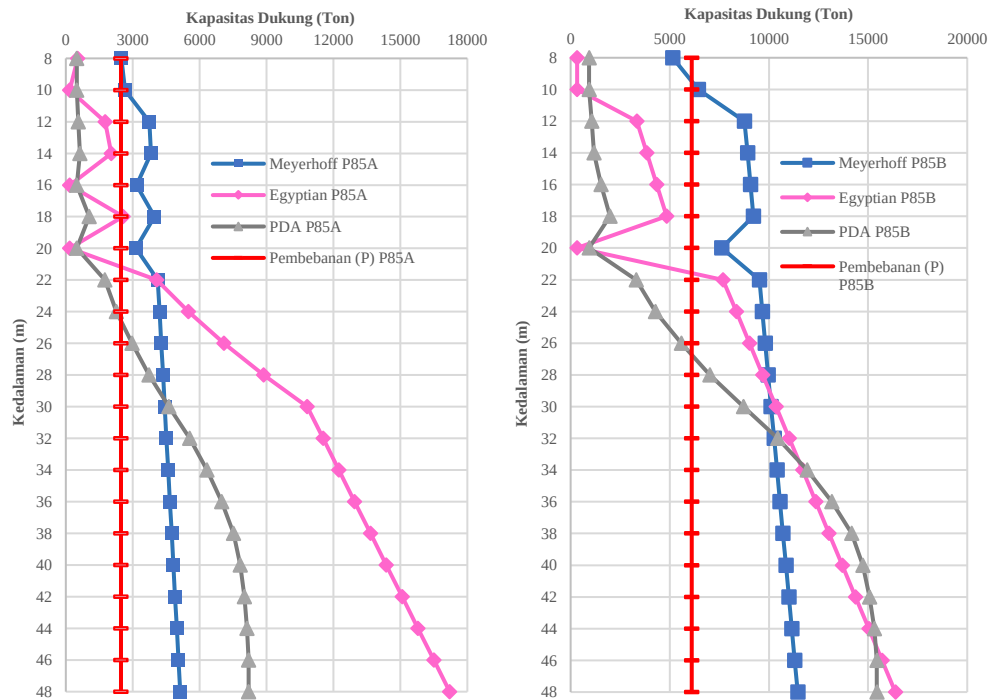
5.9 Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi

Mengacu pada Gambar 5.7, 5.8 dan 5.9 bahwa terdapat adanya potensi likuefaksi pada beberapa lapis kedalaman tanah. Diuraikan dalam SNI 8460 (2017) untuk lapisan tanah yang berpotensi mengalami likuefaksi akan mempengaruhi kapasitas dukung dari fondasi yang ada. Hal ini disebabkan besaran tahanan gesek dari fondasi tersebut diabaikan dalam perhitungan kapasitas dukung aksial nya sehingga diperlukan adanya evaluasi kembali mengenai kapasitas dukung kelompok tiang untuk memastikan bahwa besaran kapasitas kelompok tiang tereduksi tersebut masih dalam batas aman ($Q_g > \text{pembebanan} = \text{aman}$) . Untuk perhitungan evaluasi kapasitas fondasi Dengan potensi likuefaksi dapat terlihat pada Tabel 5.39 dan Gambar 5.15 untuk $M = 6,5$, Gambar 5.16 untuk $M = 7$ dan Gambar 5.17 untuk $M = 8$.

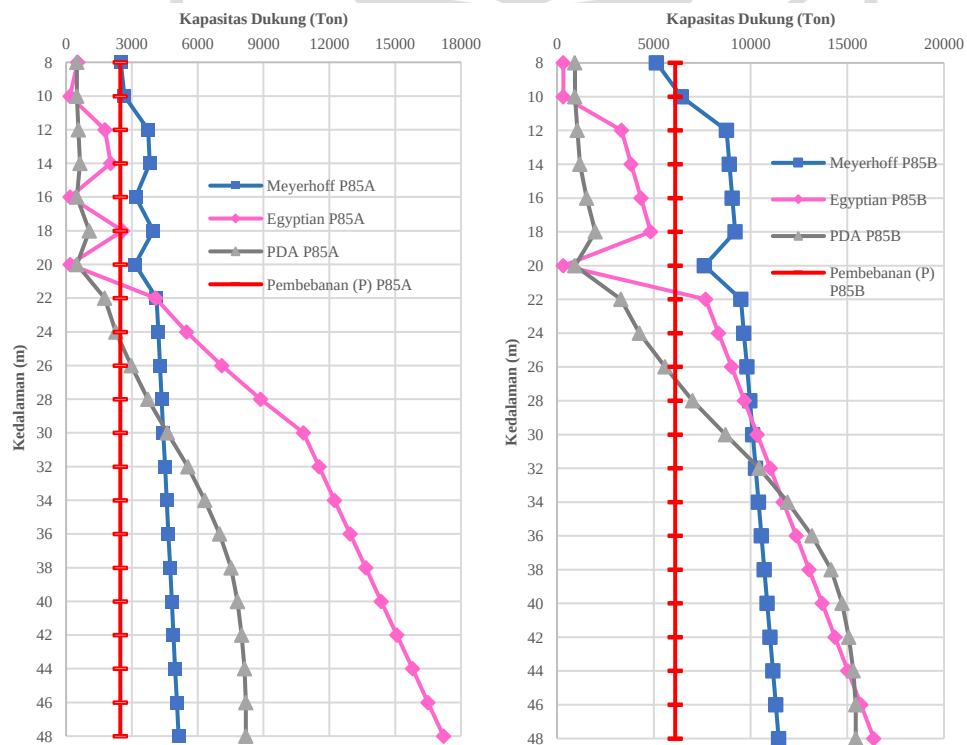


Tabel 5.39 Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi Pada P85A (M = 6,5)

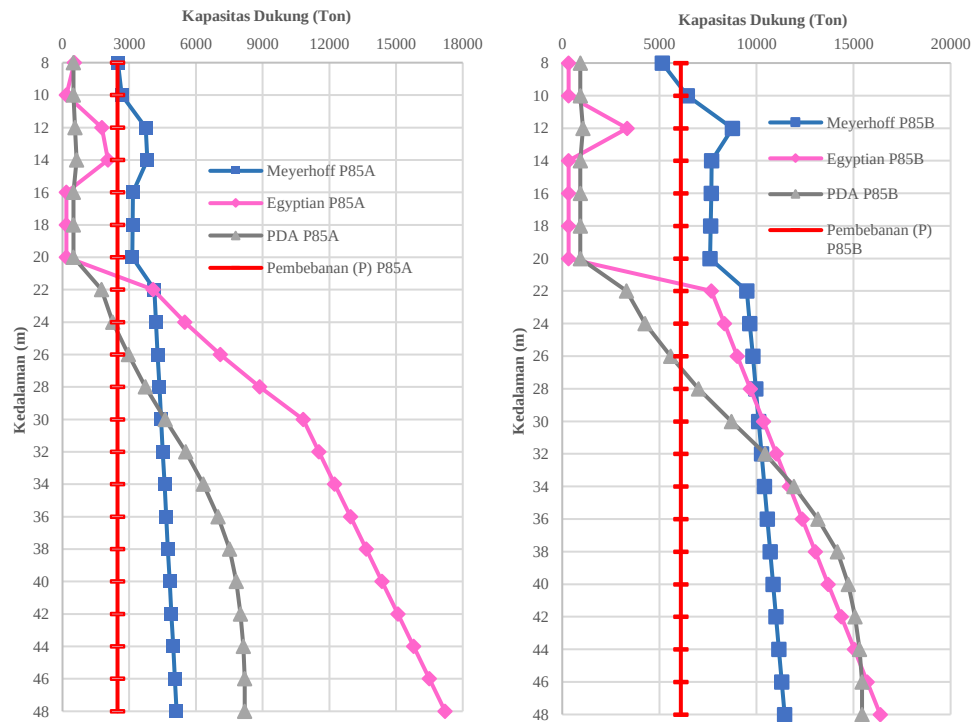
Muka air tanah = - 5 m																					
Potensi Likuefaksi			Analisis Kapasitas dukung tiang tunggal							Analisis Kapasitas dukung Kelompok tiang					PDA				Pembebanan	Check Keamanan	
Depth (m)	SF	Ket	Meyerhoff				Egyptian			Keruntuhan blok	Kelompok tiang tereduksi (ton)			Tiang Tunggal			Kelompok Tiang (ton)	P (Ton)	Analisis	PDA	
			Qs (kN)	Qp (kN)	Wp (kN)	Qall (ton)	Qsu (Ton)	Qbu (Ton)	Qu (Ton)	Qg (ton)	Eg	Qg (Meyerhoff)	Qg (Egyptian)	Qb (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)			P (Ton)	P (Ton)	
8	6,3	TL	1513,7	9098,1	226,2	423,6	150,80	74,18	89,99	4556,17	0,74	2492,26	529,44	83,8	0	83,8	493,02	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman	
10	0,4	L	0	11372,6	282,7	452,3	0	74,18	29,67	3743,72	0,74	2661,26	174,57	83,8	0,0	83,8	493,02	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman	
12	3,3	TL	2270,6	13647,1	339,3	635,4	678,58	74,18	301,10	4631,35	0,74	3738,39	1771,50	83,8	11,93	95,7	563,21	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman	
14	5,3	TL	2649,0	13647,1	395,8	648,6	791,68	74,18	346,34	2487,45	0,74	3815,63	2037,65	83,8	22,92	106,7	627,87	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman	
16	0,1	L	0	13647,1	452,4	538,2	0	74,18	29,67	4117,28	0,74	3166,38	174,57	83,8	0,0	83,8	493,02	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman	
18	1,8	TL	3405,8	13647,1	508,9	674,8	1017,88	74,18	436,82	3699,78	0,74	3970,12	2569,96	83,8	94,91	178,7	1051,41	2473,03	Aman	Tidak Aman	
20	0,4	L	0	13647,1	565,5	533,6	0	74,18	29,67	4328,50	0,74	3139,24	174,57	83,8	0,0	83,8	493,02	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman	
22	2,4	TL	4162,7	13647,1	622,0	701,1	1658,76	74,18	693,18	5431,11	0,74	4124,60	4078,17	83,8	214,72	298,5	1756,29	2473,03	Aman	Tidak Aman	
24	6,0	TL	4541,1	13647,1	678,6	714,2	2261,95	74,18	934,45	6560,03	0,74	4201,84	5497,67	83,8	301,37	385,2	2266,08	2473,03	Aman	Tidak Aman	
26	6,0	TL	4919,6	13647,1	735,1	727,3	2940,53	74,18	1205,88	6775,01	0,74	4279,09	7094,60	83,8	420,63	504,4	2967,72	2473,03	Aman	Aman	
28	4,7	TL	5298,0	13647,1	791,7	740,5	3694,51	74,18	1507,48	6676,56	0,74	4356,33	8868,96	83,8	549,22	633,0	3724,26	2473,03	Aman	Aman	
30	3,1	TL	5676,4	13647,1	848,2	753,6	4523,89	74,18	1839,23	6413,89	0,74	4433,57	10820,77	83,8	702,24	786,0	4624,52	2473,03	Aman	Aman	
32	2,2	TL	6054,8	13647,1	904,8	766,7	4825,49	74,18	1959,87	6306,05	0,74	4510,81	11530,51	83,8	858,87	942,7	5546,03	2473,03	Aman	Aman	
34	3,6	TL	6433,3	13647,1	961,3	779,8	5127,08	74,18	2080,50	7015,59	0,74	4588,06	12240,26	83,8	991,98	1075,8	6329,16	2473,03	Aman	Aman	
36	1,9	TL	6811,7	13647,1	1017,9	793,0	5428,67	74,18	2201,14	6577,41	0,74	4665,30	12950,01	83,8	1104,61	1188,4	6991,79	2473,03	Aman	Aman	
38	2,3	TL	7190,1	13647,1	1074,4	806,1	5730,27	74,18	2321,78	6967,89	0,74	4742,54	13659,75	83,8	1194,43	1278,2	7520,23	2473,03	Aman	Aman	
40	1,9	TL	7568,5	13647,1	1131,0	819,2	6031,86	74,18	2442,41	7026,16	0,74	4819,78	14369,50	83,8	1245,00	1328,8	7817,75	2473,03	Aman	Aman	
42	1,6	TL	7947,0	13647,1	1187,5	832,4	6333,45	74,18	2563,05	7084,43	0,74	4897,03	15079,25	83,8	1276,64	1360,4	8003,90	2473,03	Aman	Aman	
44	1,3	TL	8325,4	13647,1	1244,1	845,5	6635,04	74,18	2683,69	7142,69	0,74	4974,27	15788,99	83,8	1297,76	1381,6	8128,16	2473,03	Aman	Aman	
46	1,0	TL	8703,8	13647,1	1300,6	858,6	6936,64	74,18	2804,33	7200,96	0,74	5051,51	16498,74	83,8	1309	1392,8	8194,29	2473,03	Aman	Aman	
48	0,8	TL	9082,3	13647,1	1357,2	871,7	7238,23	74,18	2924,96	7259,22	0,74	5128,75	17208,49	83,8	1309	1392,8	8194,29	2473,03	Aman	Aman	



Gambar 5.15 Grafik Perbandingan Nilai Evaluasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang ($M = 6,5$) dan Pembebanannya



Gambar 5.16 Grafik Perbandingan Nilai Evaluasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang ($M=7$) dan Pembebanannya



Gambar 5.17 Grafik Perbandingan Nilai Evaluasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (M= 8) dan Pembebanannya

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan sejumlah analisis yang telah dilakukan pada bab sebelumnya, maka berikut adalah beberapa hal yang ditarik sebagai kesimpulan :

1. Perhitungan potensi likuefaksi terbagi atas 3 variasi magnitudo yaitu $M = 6,5$, $M = 7$ dan $M = 8$ masing – masing untuk titik P85A dan P85B. Hasilnya antara lain :
 - a. Untuk perhitungan analisis potensi likuefaksi ($M = 6,5$) tanah yang terindikasi berpotensi mengalami likuefaksi bagi P85A terjadi pada kedalaman 10 m, 16 m, 20 m. Kemudian untuk P85B potensi likuefaksi terjadi pada kedalaman 8 m, 10 m, 20 m.
 - b. Untuk perhitungan analisis potensi likuefaksi ($M = 7$) tanah yang terindikasi berpotensi mengalami likuefaksi bagi P85A terjadi pada kedalaman 10 m, 16 m, 20 m. Kemudian untuk P85B potensi likuefaksi terjadi pada kedalaman 6 m, 8 m, 10 m, dan 20 m.
 - c. Untuk perhitungan analisis potensi likuefaksi ($M = 8$) tanah yang terindikasi berpotensi mengalami likuefaksi bagi P85A terjadi pada kedalaman 10 m, 16 m, 18 m, 20 m. Kemudian untuk P85B potensi likuefaksi terjadi pada kedalaman 6 m, 8 m, 10 m, 14 m, 16 m, 18 m, dan 20 m.
2. Perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal tanpa menggunakan pengaruh likuefaksi terbagi atas 2 metode perhitungan yaitu metode Meyerhoff (1963) dan Egyptian (2005) masing – masing untuk titik P85A dan P85B. Hasilnya antara lain :
 - a. Untuk analisis kapasitas dukung menggunakan metode Meyerhoff (1963), nilai kapasitas izin *ultimit* (Q_{all}) pada P85A yaitu 871,745 ton dan nilai (Q_{avg}) = 727,201 ton. Sedangkan pada P85B nilai kapasitas izin *ultimit* (Q_{all}) yaitu 1033,248 ton dan nilai (Q_{avg}) = 881,821 ton.

- b. Untuk analisis kapasitas dukung menggunakan metode Egyptian (2005) didapatkan kapasitas izin *ultimit* (Q_{all}) pada P85A sebesar 2924,963 ton meningkat 70,20% dari (Q_{all}) metode Meyerhoff (1963) dan nilai (Q_{avg}) = 1447,158 ton. Sedangkan pada P85B nilai kapasitas izin *ultimit* (Q_{all}) yaitu 1477,317 ton meningkat 30,06% dari (Q_{all}) metode Meyerhoff (1963) dan nilai (Q_{avg}) = 829,611 ton.
3. Akibat ditemukannya potensi likuefaksi di beberapa kedalaman tanah, sehingga diperlukan adanya evaluasi nilai kapasitas dukung tiang tunggal dengan mempertimbangkan pengaruh likuefaksi yang berpotensi terjadi. Hasilnya antara lain :
 - a. Untuk P85A dengan metode Meyerhoff (1963) dan variasi likuefaksi ($M=6,5$) diperoleh nilai kapasitas dukung rata – rata (Q_{avg}) dengan mempertimbangkan pengaruh likuefaksi sebesar 710,295 ton selisih 16,906 ton dari Q_{avg} sebelumnya sehingga mengalami penurunan sebesar 2,32%. Kemudian untuk variasi likuefaksi ($M = 7$) diperoleh nilai kapasitas dukung rata – rata (Q_{avg}) dengan mempertimbangkan pengaruh likuefaksi sebesar 710,295 ton selisih 16,906 ton dari Q_{avg} sebelumnya sehingga mengalami penurunan sebesar 2,32%. Selanjutnya untuk variasi likuefaksi ($M = 8$) diperoleh nilai kapasitas dukung rata – rata (Q_{avg}) dengan mempertimbangkan pengaruh likuefaksi sebesar 703,680 ton selisih 23,521 ton dari Q_{avg} sebelumnya sehingga mengalami penurunan sebesar 3,23%.
 - b. Untuk P85A dengan metode Egyptian (2005) dan variasi likuefaksi ($M=6,5$) diperoleh nilai kapasitas dukung rata – rata (Q_{avg}) dengan mempertimbangkan pengaruh likuefaksi sebesar 1401,20 ton selisih 45,957 ton dari Q_{avg} sebelumnya sehingga mengalami penurunan sebesar 3,18% Kemudian untuk variasi likuefaksi ($M = 7$) diperoleh nilai kapasitas dukung rata – rata (Q_{avg}) dengan mempertimbangkan pengaruh likuefaksi sebesar 1401,20 ton selisih 45,957 ton dari Q_{avg} sebelumnya sehingga mengalami penurunan sebesar 3,18%. Selanjutnya untuk variasi likuefaksi ($M = 8$) diperoleh nilai kapasitas dukung rata – rata (Q_{avg}) dengan

mempertimbangkan pengaruh likuefaksi sebesar 1381,81 ton selisih 65,345 ton dari Q_{avg} sebelumnya sehingga mengalami penurunan sebesar 4,52%.

- c. Untuk P85B dengan metode Meyerhoff (1963) dan variasi likuefaksi ($M=6,5$) diperoleh nilai kapasitas dukung rata – rata (Q_{avg}) dengan mempertimbangkan pengaruh likuefaksi sebesar 867,564 ton selisih 14,257 ton dari Q_{avg} sebelumnya sehingga mengalami penurunan sebesar 1,62%. Kemudian untuk variasi likuefaksi ($M = 7$) diperoleh nilai kapasitas dukung rata – rata (Q_{avg}) dengan mempertimbangkan pengaruh likuefaksi sebesar 867,564 ton selisih 14,257 ton dari Q_{avg} sebelumnya sehingga mengalami penurunan sebesar 1,62%. Selanjutnya untuk variasi likuefaksi ($M = 8$) diperoleh nilai kapasitas dukung rata – rata (Q_{avg}) dengan mempertimbangkan pengaruh likuefaksi sebesar 849,555 ton selisih 32,266 ton dari Q_{avg} sebelumnya sehingga mengalami penurunan sebesar 3,66%.
 - d. Untuk P85B dengan metode Egyptian (2005) dan variasi likuefaksi ($M=6,5$) diperoleh nilai kapasitas dukung rata – rata (Q_{avg}) dengan mempertimbangkan pengaruh likuefaksi sebesar 798,02 ton selisih 31,595 ton dari Q_{avg} sebelumnya sehingga mengalami penurunan sebesar 46,05%. Kemudian untuk variasi likuefaksi ($M = 7$) diperoleh nilai kapasitas dukung rata – rata (Q_{avg}) dengan mempertimbangkan pengaruh likuefaksi sebesar 246,53 ton selisih 583,080 ton dari Q_{avg} sebelumnya sehingga mengalami penurunan sebesar 85,35%. Selanjutnya untuk variasi likuefaksi ($M = 8$) diperoleh nilai kapasitas dukung rata – rata (Q_{avg}) dengan mempertimbangkan pengaruh likuefaksi sebesar 746,31 ton selisih 83,297 ton dari Q_{avg} sebelumnya sehingga mengalami penurunan sebesar 10,04%.
4. Besaran kapasitas dukung *eksisting* fondasi tiang bor didasarkan pada hasil pengujian PDA yang kemudian diolah oleh CAPWAP. Sedangkan untuk pengecekan keamanan dari kekuatan tiang dalam menahan beban, besaran beban mengacu pada perhitungan pembebanan oleh SNI 1725:2016. Sehingga untuk hasil keamanan kapasitas dukung *eksisting* fondasi adalah sebagai berikut.

- a. Pada P85A didapatkan besaran kapasitas dukung *ultimit* kelompok tiang ($Q_{g_{ult}}$) = 8194,05 ton dan ($Q_{g_{avg}}$) = 4144,04 ton. Kemudian nilai kapasitas rata – rata tersebut akibat potensi variasi likuefaksi ($M = 6,5$) mengalami penurunan sebesar 0,86% menjadi 4108,53 dengan selisih 35,510 ton. Jika beban jembatan diperoleh sebesar 2473,03 ton, nilai tersebut lebih kecil dari ($Q_{g_{avg}}$) = 4108,53 ton sehingga masih memenuhi persyaratan keamanan ($P < Q_{g_{avg}}$) pada kondisi likuefaksi ($M = 6,5$).
- b. Pada P85A didapatkan besaran kapasitas dukung *ultimit* kelompok tiang ($Q_{g_{ult}}$) = 8194,05 ton dan ($Q_{g_{avg}}$) = 4144,04 ton. Kemudian nilai kapasitas rata – rata tersebut akibat potensi variasi likuefaksi ($M = 7$) mengalami penurunan sebesar 0,86% menjadi 4108,53 dengan selisih 35,510 ton. Jika beban jembatan diperoleh sebesar 2473,03 ton, nilai tersebut lebih kecil dari ($Q_{g_{avg}}$) = 4108,53 ton sehingga masih memenuhi persyaratan keamanan ($P < Q_{g_{avg}}$) pada kondisi likuefaksi ($M = 7$).
- c. Pada P85A didapatkan besaran kapasitas dukung *ultimit* kelompok tiang ($Q_{g_{ult}}$) = 8194,05 ton dan ($Q_{g_{avg}}$) = 4144,04 ton. Kemudian nilai kapasitas rata – rata tersebut akibat potensi likuefaksi ($M = 8$) mengalami penurunan sebesar 1,50% menjadi 4081,94 ton dengan selisih 62,100 ton. Jika beban jembatan diperoleh sebesar 2473,03 ton, nilai tersebut lebih kecil dari ($Q_{g_{avg}}$) = 4081,94 ton sehingga masih memenuhi persyaratan keamanan ($P < Q_{g_{avg}}$) pada kondisi likuefaksi ($M = 8$).
- d. Pada P85B didapatkan besaran kapasitas dukung *ultimit* kelompok tiang ($Q_{g_{ult}}$) = 15437,37 ton dan ($Q_{g_{avg}}$) = 7807,25 ton. Kemudian nilai kapasitas rata – rata tersebut akibat potensi likuefaksi ($M = 6,5$) mengalami penurunan sebesar 0,49% menjadi 7769,14 ton dengan selisih 38,113 ton. Jika beban jembatan diperoleh sebesar 6107,39 ton, nilai tersebut lebih kecil dari ($Q_{g_{avg}}$) = 7769,14 ton sehingga masih memenuhi persyaratan keamanan ($P < Q_{g_{avg}}$) pada kondisi likuefaksi ($M = 6,5$).
- e. Pada P85B didapatkan besaran kapasitas dukung *ultimit* kelompok tiang ($Q_{g_{ult}}$) = 15437,37 ton dan ($Q_{g_{avg}}$) = 7807,25 ton. Kemudian nilai kapasitas rata – rata tersebut akibat potensi likuefaksi ($M = 7$) mengalami penurunan

sebesar 0,49% menjadi 7769,14 ton dengan selisih 38,113 ton. Jika beban jembatan diperoleh sebesar 6107,39 ton, nilai tersebut lebih kecil dari ($Q_{g_{avg}} = 7769,14$ ton sehingga masih memenuhi persyaratan keamanan ($P < Q_{g_{avg}}$) pada kondisi likuefaksi ($M = 7$).

- f. Pada P85B didapatkan besaran kapasitas dukung *ultimit* kelompok tiang ($Q_{g_{ult}} = 15437,37$ ton dan ($Q_{g_{avg}} = 7807,25$ ton. Kemudian nilai kapasitas rata – rata tersebut akibat potensi likuefaksi ($M = 8$) mengalami penurunan sebesar 1,65% menjadi 7678,16 ton dengan selisih 129,092 ton. Jika beban jembatan diperoleh sebesar 6107,39 ton, nilai tersebut lebih kecil dari ($Q_{g_{avg}} = 7678,16$ ton, sehingga masih memenuhi persyaratan keamanan ($P < Q_{g_{avg}}$) pada kondisi likuefaksi ($M = 8$).

6.2 Saran

Berdasarkan hasil analisa yang tertera dalam tugas akhir ini, berikut merupakan beberapa saran yang dapat dikembangkan pada penelitian selanjutnya di antaranya adalah :

- a. Penambahan metode lain dalam perhitungan potensi likuefaksi sebagai pembanding dari metode yang didasarkan pada nilai N-SPT. Misalnya analisa zona likuefaksi terhadap faktor gradasi butiran.
- b. Pengembangan metode analisis dengan menggunakan aplikasi *Plaxis* atau aplikasi lainnya yang dapat menambahkan variasi pembanding.
- c. Perhitungan pembebanan yang lebih mendetail serta menggunakan program SAP 2000 sebagai pemodelan dari beban yang menumpu pada jembatan.

DAFTAR PUSTAKA

- Abdel-Rahman, A. H., Rabie, M., and Awad-Allah M. F. 2006. Comparison Between Egyptian Code, DIN 4014, and AASHTO Methods of Predicting Ultimate Bearing Capacity of Large Diameter Bored Piles. *El-Azher University Engineering Journal*. Cairo.
- Al-Atroush, M. E and Aloufi, M. 2022. Estimation of The Large Diameter Bored Pile Ultimate Capacity Using Different Design Methods : Assesment Study. *IOP Conf. Ser.: Earth and Enviromental Science (ICSDE'22)*. Riyadh. 22-26 Oktober. 012-048.
- Amanullah, F. F. 2022. Analisis Potensi Likuifaksi Akibat Gempa Bumi Menggunakan Data SPT (Studi Kasus Pengujian Tanah di 3 Titik Lokasi Universitas Gadjah Mada). *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Badan Nasional Penanggulangan Bencana. 2018. *Penanganan Wilayah Terdampak Likuifaksi Pascagempa Sulteng*. (<https://bnpb.go.id/berita/penanganan-wilayah-terdampak-likuifaksi-pascagempa-sulteng>. Diakses 25 Agustus 2024)
- El-Gendy, M. M., El-Araby, I. A., and Kamal, A. 2013. Comparative Examinations of Single Bored Piles Using International Codes. *Scientific Research* No. 5:796-806. Port Said.
- Fadillah, R. M. 2020. Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Bore Pile Pasca Konstruksi Dan Keandalannya Terhadap Pengaruh Potensi Likuefaksi Di Pesisir Selatan Pulau Jawa (Studi Kasus : Proyek Pembangunan Dome Coal Yard PLTU Jawa Tengah 2 Adipala, Cilacap, Jawa Tengah). *Tugas Akhir*. Universitas Gadjah Mada. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2002. *Mekanika Tanah 1*, 3th ed. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 1996. *Teknik Fondasi 1*. Gramedia Pustaka Utama. Jakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2008. *Teknik Fondasi 2*, 4th ed. Beta Offset. Yogyakarta.

- Hardiyatmo, H. C. 2015. *Analisis dan Perancangan Fondasi II*, 3th ed. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Herman, H. W. 2019. Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor Pada Tanah Lempung Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016. *Tugas akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Idriss I. M. and Boulanger, R. W. M. 2014. CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures. *California: Center For Geotechnical Modeling*. Davis.
- Jarushi, F., Cosentino P. J., and Kalajian E. H. 2013. Prediction of High Pile Rebound with Fines Content and Uncorrected Counts from Standart Penetration Test. *Journal of The Transportation Research Board No. 2363*. Washington.
- Muntohar, A. S. 2010. Mikro-Zonasi Potensi Likuifaksi dan Penurun Tanah Akibat Gempa. *Laporan Penelitian*. Universitas Muhammadiyah Yogyakarta. Yogyakarta.
- Pandia, Y. A. 2019. Evaluasi Potensi Likuefaksi Studi Kasus Area Landas Pacu New Yogyakarta International Airport. *Tugas Akhir*. Universitas Gadjah Mada. Yogyakarta.
- Saputra, H. A. 2022. Analisis Potensi Likuifaksi Dan Pengaruhnya Pada Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Pasca Konstruksi (Studi Kasus: Fondasi Tiang Pancang Slab On Pile Proyek LOT 3 Pembangunan Jembatan Kretek 2). *Tugas Akhir*. Universitas Gadjah Mada. Yogyakarta.
- Shelley, E. O., Mussio, V., Rodriguez, M., Chang, J. G.A. 2014. Evaluation of Soil Liquefaction From Surface Analysis. *Geofisica Internacional*. Mexico.
- Standar Nasional Indonesia Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan SPT SNI 4153:2008. 2008. Penerbit Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia Pembebanan untuk Jembatan SNI 1725:2016. 2016. Penerbit Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung SNI 1726:2019. 2019. Penerbit Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

- Syafei, M. I. 2016. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Dengan Memperhitungkan Pengaruh Likuifaksi Pada Proyek Pembangunan Hotel Di Lombok. *Tugas akhir*. Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Surabaya
- Zakariya, A., Rifa'I, A., and Ismanti, S. 2023. The Behavior of Axial Bearing Pile Under Liquefaction Condition Based on Empirical and 3D Numerical Simulation. *Jurnal Teknik Sipil & Perencanaan No. 25:34 – 51*. Jakarta.
- Zikri, N. F. 2019. Pengaruh Jarak Tiang Terhadap Kapasitas Dukung Pondasi Bored Pile dengan Metode Reese & O'neil, Brom, Poulus & Davis dan Elemen Hingga. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.



LAMPIRAN

JASAMARGA
JOGJA BAWEN

RENCANA TEKNIK AKHIR
JALAN TOL YOGYAKARTA - BAWEN
SEKSI 1 YOGYAKARTA - BANTUREJO
STA 87+500 - STA 87+300.213

PEKERJA
Rizki Nur Hafidha

REVISI
1. 10/08/2023
2. 10/08/2023
3. 10/08/2023

PROJEK MANAJEMEN
POTONGAN MELINTANG P85
UNDERBRIDGE SALURAN MATARAM
STA 89+050 - 70+230

NO. GAMBAR
F1.08-15

REVISI
1. 250

REVISI
1. 250

REVISI
1. 250

POTONGAN MELINTANG P85A
SKALA 1 : 250

POTONGAN MELINTANG P85B
SKALA 1 : 250

POTONGAN MELINTANG P85B
SKALA 1 : 250

POTONGAN MELINTANG P85B
SKALA 1 : 250

CATATAN :

- MUTU BATA TULANGAN BTD-40/7y-400 MPa .
- MUTU BETON :
 - PILECAP ABUTMENT, ABUTMENT & DINDING SAVAP f_c=30 MPa
 - PELAT INJAK f_c= 30 MPa
 - PILE CAP/FOOTING f_c= 30 MPa
 - PIER HEAD f_c= 40 MPa
 - DECK SLAB / PELAT LANTAI f_c= 30 MP
 - SELUBUT BETON NORMAL :
- PILECAP / FOOTING = 75mm, KECUALI = 100mm
- PIERHEAD = 50mm
- KOLOM = 50mm
- DECKSLAB / PELAT LANTAI = 30mm
- SEMUA UKURAN DALAM MILLIMETER KECUALI DIBERIKAN LAIN

[illegible]

Lampiran 1. Rencana Teknik Akhir

[illegible]

Lampiran 2. Laporan PDA test



3. DISKUSI / DISCUSSION

Hasil analisa CAPWAP kami diskusikan dibawah ini, dengan hasil selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran A:

Result of CAPWAP Analysis is presented below with completed analysis result is presented in Appendix A:

P85A BP01 RETEST

Hasil analisa tiang P85 BP01 RETEST (Bored Pile Ø120 cm, L = 40.1 m – Panjang Penetrasi 38.5 m) menunjukkan kapasitas tiang uji sebesar 1392.8 Ton dengan tahanan friksi sebesar 1309.0 Ton dan tahanan ujung sebesar 83.8 Ton. Penurunan total sebesar 13.1 mm dengan penurunan tetap sebesar 0.1 mm.

P85A BP01 RETEST

Pile P85 BP01 RETEST (Bored Pile Ø120 cm, L = 40.1 m - penetrate 38.5 m) analysis result shows a pile capacity of about 1392.8 tons, consist of 1309.0 tons of shaft friction and 83.8 tons of end-bearing capacity. The total and residual settlement is 13.1 mm and 0.1 mm, respectively.

Table 2. CAPWAP Result Summaries

No Tiang Pile No.	CAPWAP			
	Daya Dukung Total Total Capacity (Ton)	Daya Dukung Friksi Friction Capacity (Ton)	Daya Dukung Ujung End-bearing Capacity (Ton)	Penurunan Settlement (mm)
P85 BP01 RETEST	1392.8	1309.0	83.8	13.1



Scan code for authentication

Lampiran 2. Laporan PDA test



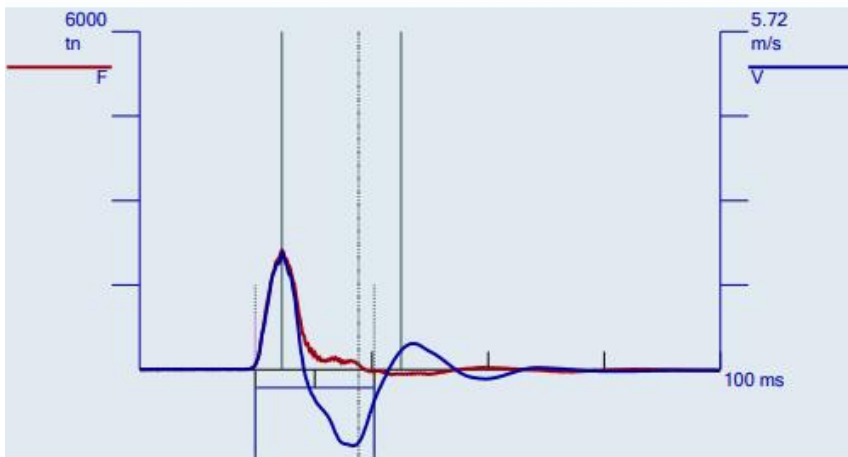
LAMPIRAN A / APPENDIX A

(1) DATA PDA & ANALISIS CAPWAP / (1) PDA DATA & CAPWAP ANALYSIS

Lampiran 2. Laporan PDA test

Pile Dynamics, Inc.
TOLL YOGYAKARTA-BAWEN PAKET 1 08.04.2023
P85 BP01 STA69+783 (RETEST)
BOREPILE D1200 DROP HM.17TON
PDA Operator: ADH & KARSILAN

Pile Driving Analyzer® (PDA)
Version: 2017.18

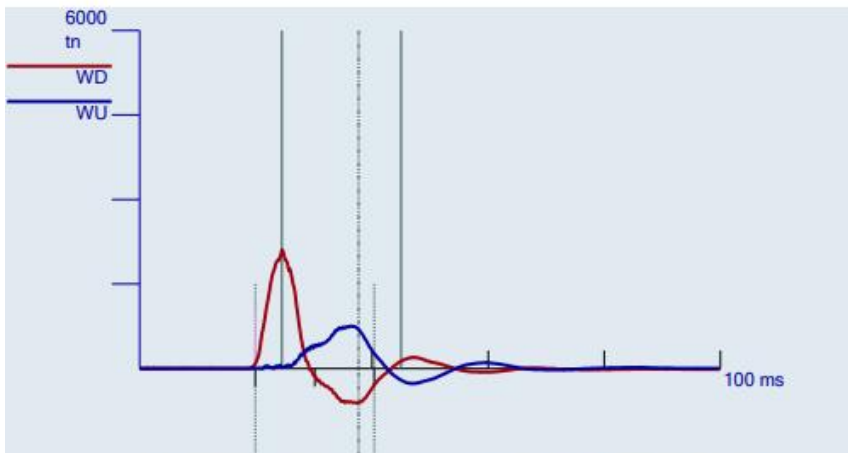


BN 6
08Apr2023 10:02:30 AM

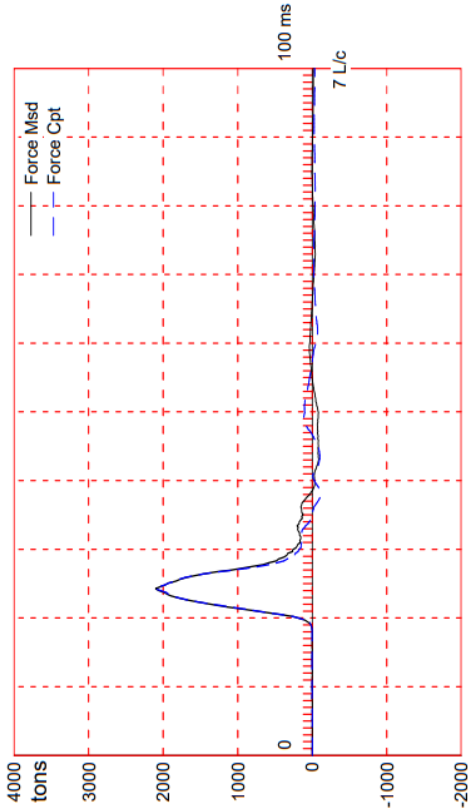
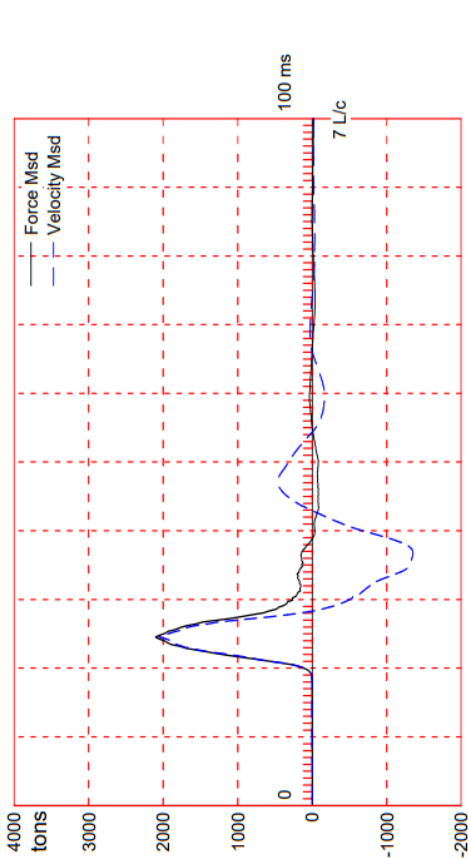
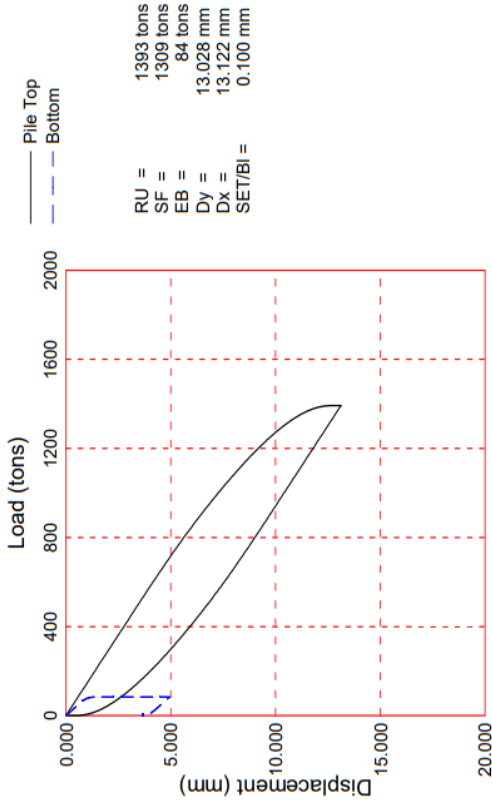
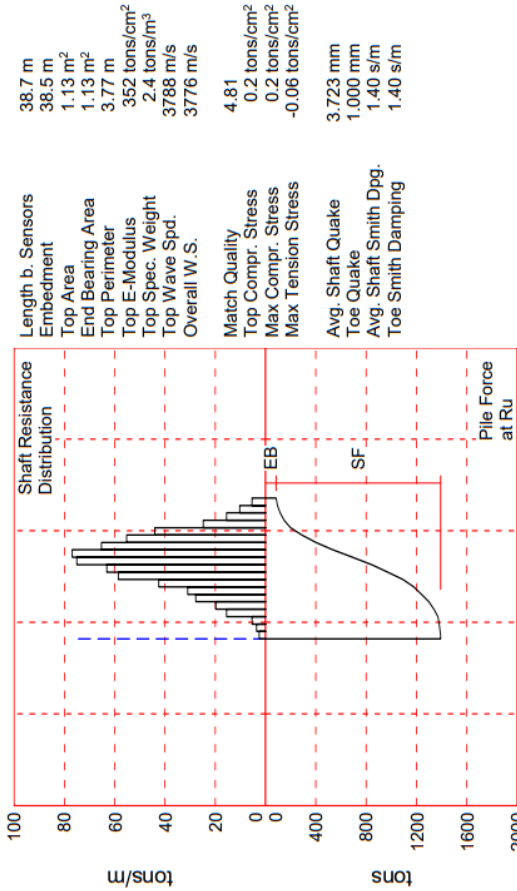
RMX	513 tn
RSU	749 tn
FMX	2118 tn
EMX	15.87 tn-m
ETR	31.1 (%)
CSX	18.4 MPa
CSI	22.2 MPa
TSX	7.7 MPa
DFN	0 mm
DMX	10 mm
LP	38.5 m

LE	38.7 m
AR	11309.73 cm ²
EM	352 t/cm ²
SP	2.40 t/m ³
WS	3787.8 m/s
WC	3775.6 m/s
JC	0.60 []
JF	1.00 []

A1 (PR): [K10662]	392.99 mv/6.4v/5000g (0.9) VF1
F2: [W414]	98.5 PDICAL (1.1) FF1
A3 (PR): [K5710]	330.656 mv/6.4v/5000g (0.9) VF1
F4: [W413]	104.4 PDICAL (1.1) FF1



Lampiran 2. Laporan PDA test



Lampiran 2. Laporan PDA test

TOLL YOGYAKARTA-BAWEN PAKET 1 08.04.2023; File: P85 BP01 STA697888: (08-Apr-2023 10:02
BOREPILE D1200 DROP HM.17TON; Blow: 6 CAPWAP(R) 2014-3
GEOTECH EFATHAMA OP: ADH & KARSILAN

CAPWAP SUMMARY RESULTS										
Total CAPWAP Capacity: 1392.79; along Shaft 1308.96; at Toe 83.83 tons										
Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²			
				1392.8						
1	2.0	1.8	4.62	1388.2	4.62	2.52	0.67			
2	4.1	3.9	7.31	1380.9	11.93	3.59	0.95			
3	6.1	5.9	10.99	1369.9	22.92	5.40	1.43			
4	8.1	7.9	31.62	1338.3	54.54	15.52	4.12			
5	10.2	10.0	40.37	1297.9	94.91	19.82	5.26			
6	12.2	12.0	56.56	1241.3	151.47	27.77	7.37			
7	14.3	14.1	63.25	1178.1	214.72	31.05	8.24			
8	16.3	16.1	86.65	1091.4	301.37	42.54	11.28			
9	18.3	18.1	119.26	972.2	420.63	58.55	15.53			
10	20.4	20.2	128.59	843.6	549.22	63.13	16.75			
11	22.4	22.2	153.02	690.6	702.24	75.13	19.93			
12	24.4	24.2	156.63	533.9	858.87	76.90	20.40			
13	26.5	26.3	133.11	400.8	991.98	65.35	17.33			
14	28.5	28.3	112.63	288.2	1104.61	55.30	14.67			
15	30.6	30.4	89.82	198.4	1194.43	44.10	11.70			
16	32.6	32.4	50.57	147.8	1245.00	24.83	6.59			
17	34.6	34.4	31.64	116.2	1276.64	15.53	4.12			
18	36.7	36.5	21.12	95.0	1297.76	10.37	2.75			
19	38.7	38.5	11.20	83.8	1308.96	5.50	1.46			
Avg. Shaft			68.89			34.00	9.02			
Toe			83.83				74.12			
Soil Model Parameters/Extensions					Shaft	Toe				
Smith Damping Factor					1.40	1.40				
Quake (mm)					3.723	1.000				
Case Damping Factor					1.75	0.11				
Damping Type					Viscous	Viscous				
Unloading Quake (% of loading quake)					96	41				
Reloading Level (% of Ru)					100	100				
Unloading Level (% of Ru)					50					
CASE METHOD										
J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1894	1664	1434	1204	974	743	513	283	53	0
RX	1894	1664	1434	1204	974	743	513	283	67	66
RU	2042	1827	1611	1396	1180	965	749	534	318	103
RAU = 0 (tons); RA2 = 94 (tons)										
Current CAPWAP Ru = 1393 (tons); Corresponding J(RP)= 0.22; J(RX) = 0.22										
VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS	KEB
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	tons-m	tons	tons/mm
2.0	24.55	2079	2118	2118	9.731	0.102	0.100	15.87	3228	84

Lampiran 2. Laporan PDA test

TOLL YOGYAKARTA-BAWEN PAKET 1 08.04.2023; File: P85 BP01 STA697483 (PDA test) 2023 10:02
 BOREPILE D1200 DROP HM.17TON; Blow: 6
 GEOTECH EFATHAMA
 CAPWAP(R) 2014-3
 OP: ADH & KARSILAN

PILE PROFILE AND PILE MODEL				
Depth m	Area m ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.0	1.13	351.5	2.403	3.77
38.7	1.13	351.5	2.403	3.77

Toe Area 1.13 m²

Top Segment Length 1.02 m, Top Impedance 1050 tons/m/s

Wave Speed: Pile Top 3787.8, Elastic 3787.8, Overall 3775.6 m/s

Pile Damping 2.00 %, Time Incr 0.270 ms, 2L/c 20.5 ms

Total volume: 43.769 m³; Volume ratio considering added impedance: 1.000

Lampiran 3. Tabel Analisis Potensi Likuefaksi pada P85B (M = 6,5)

Muka air tanah = - 5 m																									
Depth (m)	Nm	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	σ_v (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)		α	β	rd	amax m/s ²	MSF	Pa	CN	m	(N1)60	FC (%)	$\Delta(N/60)$	(N1)60CS	$C\sigma$	$K\sigma$	CSR	CRR	CRR	SF	KET
																						7.5	M		
0	0	0	0,000	0	0	0,016	-0,001	1,008	4,182	1,301	101,325	0,000	0,784	0	0	0	0	0,053	0	0	0	1,8	0	0	TL
2	9	16,671	0,000	33,343	13,729	-0,077	0,009	0,982	4,182	1,301	101,325	1,645	0,480	12,437	14,940	3,202	15,639	0,100	1,100	0,462	0,143	0,204	0,442	0,442	TL
4	6	15,691	0,000	62,763	23,536	-0,197	0,022	0,950	4,182	1,301	101,325	1,533	0,558	7,725	9,606	0,947	8,672	0,081	1,100	0,491	1,007	1,441	2,937	2,937	TL
6	13	0	18,661	111,963	53,123	-0,341	0,038	0,913	4,182	1,301	101,325	1,271	0,453	13,877	22,051	4,752	18,629	0,109	1,069	0,384	0,329	0,457	1,191	1,191	TL
8	13	0	18,661	149,284	70,831	-0,504	0,057	0,873	4,182	1,301	101,325	1,153	0,464	12,589	22,051	4,752	17,341	0,105	1,036	0,378	0,113	0,153	0,404	0,404	L
10	14	0	18,771	187,709	89,642	-0,682	0,076	0,830	4,182	1,301	101,325	1,049	0,465	12,341	23,828	4,951	17,292	0,105	1,011	0,366	0,106	0,139	0,380	0,380	L
12	20	0	19,433	233,193	115,513	-0,869	0,097	0,787	4,182	1,301	101,325	0,934	0,430	15,693	34,495	5,501	21,194	0,117	0,983	0,344	0,840	1,074	3,118	3,118	TL
14	11	0	18,440	258,159	120,866	-1,061	0,118	0,744	4,182	1,301	101,325	0,913	0,511	8,440	18,495	4,165	12,605	0,092	0,983	0,345	0,547	0,699	2,028	2,028	TL
16	13	0	18,661	298,569	141,662	-1,251	0,138	0,703	4,182	1,301	101,325	0,841	0,497	9,181	22,051	4,752	13,934	0,095	0,967	0,327	0,377	0,474	1,450	1,450	TL
18	12	0	18,550	333,904	157,385	-1,434	0,158	0,665	4,182	1,301	101,325	0,793	0,513	7,995	20,273	4,496	12,490	0,091	0,959	0,313	0,561	0,700	2,233	2,233	TL
20	17	0	19,102	382,036	185,903	-1,605	0,176	0,629	4,182	1,301	101,325	0,719	0,481	10,270	29,162	5,322	15,592	0,100	0,938	0,294	0,149	0,182	0,621	0,621	L

Lampiran 4. Tabel Analisis Potensi Likuefaksi pada P85A (M = 7)

Muka air tanah = - 5 m																								
Depth	Nm	γ	γ_{sat}	σ_v	σ_v'	α	β	rd	amax	MSF	Pa	CN	m	(N1)60	FC	$\Delta(N)_{60}$	(N1)60CS	$C\sigma$	$K\sigma$	CSR	CRR	CRR	SF	KET
(m)		(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)				m/s ²		kPa				(%)						7,5	1,8	0	
0	0	0	0,000	0	0	0,016	-0,001	1,007	4,182	1,141	101,325	0,000	0,719	0	0	0	0	0,053	0	0			0	TL
2	5	15,69	0,000	31,381	11,768	-0,077	0,009	0,987	4,182	1,141	101,325	1,700	0,574	7,140	7,828	0,306	7,446	0,078	1,100	0,581	1,139	1,429	2,461	TL
4	5	15,69	0,000	62,763	23,536	-0,197	0,022	0,961	4,182	1,141	101,325	1,700	0,574	7,140	7,828	0,306	7,446	0,078	1,100	0,566	1,139	1,429	2,527	TL
6	17	0	19,102	114,611	55,771	-0,341	0,038	0,931	4,182	1,141	101,325	1,278	0,411	18,253	29,162	5,322	23,575	0,125	1,073	0,433	1,473	1,804	4,166	TL
8	20	0	19,433	155,462	77,009	-0,504	0,057	0,898	4,182	1,141	101,325	1,118	0,406	18,778	34,495	5,501	24,278	0,128	1,033	0,426	1,704	2,009	4,718	TL
10	14	0	18,771	187,709	89,642	-0,682	0,076	0,863	4,182	1,141	101,325	1,058	0,464	12,447	23,828	4,951	17,399	0,105	1,011	0,434	0,123	0,142	0,326	L
12	20	0	19,433	233,193	115,513	-0,869	0,097	0,826	4,182	1,141	101,325	0,945	0,429	15,882	34,495	5,501	21,382	0,118	0,983	0,412	0,883	0,990	2,404	TL
14	5	0	17,778	248,893	111,600	-1,061	0,118	0,789	4,182	1,141	101,325	0,941	0,625	3,954	7,828	0,306	4,260	0,070	0,992	0,431	1,453	1,645	3,817	TL
16	16	0	18,991	303,864	146,957	-1,251	0,138	0,754	4,182	1,141	101,325	0,839	0,472	11,277	27,384	5,228	16,504	0,102	0,961	0,394	0,016	0,017	0,044	L
18	13	0	18,661	335,890	159,370	-1,434	0,158	0,719	4,182	1,141	101,325	0,797	0,502	8,698	22,051	4,752	13,450	0,094	0,956	0,385	0,440	0,480	1,246	TL
20	17	0	19,102	382,036	185,903	-1,605	0,176	0,687	4,182	1,141	101,325	0,749	0,477	10,693	29,162	5,322	16,015	0,101	0,937	0,366	0,088	0,095	0,259	L

Lampiran 5. Tabel Analisis Potensi Likuefaksi pada P85B (M = 7)

Muka air tanah = - 5 m																										
Depth (m)	Nm	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	σ_v (kN/m ²)	σ'_v (kN/m ²)		α	β	rd	amax m/s ²	MSF	Pa	CN	m	(N1)60	FC (%)		$\Delta(N1)60$	(N1)60CS	$C\sigma$	$K\sigma$	CSR	CRR		SF	KET
					σ'_v	σ'_v										7,5	M									
0	0	0	0,000	0	0	0	0,016	-0,001	1,007	4,182	1,141	101,325	0,000	0,784	0	0	0	0	0,053	0	0	0	1,8	0	0	TL
2	9	16,671	0,000	33,343	13,729	0	-0,077	0,009	0,987	4,182	1,141	101,325	1,645	0,480	12,437	14,940	3,202	15,639	0,100	1,100	0,529	0,143	0,179	0,339	TL	TL
4	6	15,691	0,000	62,763	23,536	0	-0,197	0,022	0,961	4,182	1,141	101,325	1,533	0,558	7,725	9,606	0,947	8,672	0,081	1,100	0,566	1,007	1,264	2,235	TL	TL
6	13	0	18,661	111,963	53,123	0	-0,341	0,038	0,931	4,182	1,141	101,325	1,271	0,453	13,877	22,051	4,752	18,629	0,109	1,069	0,446	0,329	0,401	0,899	L	L
8	13	0	18,661	149,284	70,831	0	-0,504	0,057	0,898	4,182	1,141	101,325	1,153	0,464	12,589	22,051	4,752	17,341	0,105	1,036	0,444	0,113	0,134	0,303	L	L
10	14	0	18,771	187,709	89,642	0	-0,682	0,076	0,863	4,182	1,141	101,325	1,049	0,465	12,341	23,828	4,951	17,292	0,105	1,011	0,434	0,106	0,122	0,281	L	L
12	20	0	19,433	233,193	115,513	0	-0,869	0,097	0,826	4,182	1,141	101,325	0,934	0,430	15,693	34,495	5,501	21,194	0,117	0,983	0,412	0,840	0,942	2,286	TL	TL
14	11	0	18,440	258,159	120,866	0	-1,061	0,118	0,789	4,182	1,141	101,325	0,913	0,511	8,440	18,495	4,165	12,605	0,092	0,983	0,417	0,547	0,613	1,472	TL	TL
16	13	0	18,661	298,569	141,662	0	-1,251	0,138	0,754	4,182	1,141	101,325	0,841	0,497	9,181	22,051	4,752	13,934	0,095	0,967	0,399	0,377	0,415	1,041	TL	TL
18	12	0	18,550	333,904	157,385	0	-1,434	0,158	0,719	4,182	1,141	101,325	0,793	0,513	7,995	20,273	4,496	12,490	0,091	0,959	0,387	0,561	0,614	1,588	TL	TL
20	17	0	19,102	382,036	185,903	0	-1,605	0,176	0,687	4,182	1,141	101,325	0,719	0,481	10,270	29,162	5,322	15,592	0,100	0,938	0,366	0,149	0,160	0,438	L	L

Lampiran 6. Tabel Analisis Potensi Likuefaksi pada P85A (M = 8)

Muka air tanah = - 5 m																												
Depth (m)	Nm	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	σ_v (kN/m ²)	σ_v' (kN/m ²)		α	β	rd	amax		MSF	Pa		CN	m	(N1)60	FC		$\Delta(N1)60$	(N1)60CS	$C\sigma$	$k\sigma$	CSR	CRR		SF	KET
					m/s ²	m/s ²				kPa	kPa		7,5	M														
0	0	0	0,000	0	0	0	0,016	-0,001	1,006	4,182	0,876	0,876	101,325	101,325	0,000	0,719	0	0	0	0	0,053	0	0	0	1,8	0	0	TL
2	5	15,69	0,000	31,381	11,768	11,768	-0,077	0,009	0,996	4,182	0,876	0,876	101,325	101,325	1,700	0,574	7,140	7,828	7,828	0,306	7,446	0,078	1,100	0,764	1,139	1,097	1,437	TL
4	5	15,69	0,000	62,763	23,536	23,536	-0,197	0,022	0,983	4,182	0,876	0,876	101,325	101,325	1,700	0,574	7,140	7,828	7,828	0,306	7,446	0,078	1,100	0,754	1,139	1,097	1,455	TL
6	17	0	19,102	114,611	55,771	55,771	-0,341	0,038	0,968	4,182	0,876	0,876	101,325	101,325	1,278	0,411	18,253	29,162	29,162	5,322	23,575	0,125	1,073	0,586	1,473	1,384	2,362	TL
8	20	0	19,433	155,462	77,009	77,009	-0,504	0,057	0,950	4,182	0,876	0,876	101,325	101,325	1,118	0,406	18,778	34,495	34,495	5,501	24,278	0,128	1,033	0,587	1,704	1,542	2,626	TL
10	14	0	18,771	187,709	89,642	89,642	-0,682	0,076	0,931	4,182	0,876	0,876	101,325	101,325	1,058	0,464	12,447	23,828	23,828	4,951	17,399	0,105	1,011	0,610	0,123	0,109	0,178	L
12	20	0	19,433	233,193	115,513	115,513	-0,869	0,097	0,910	4,182	0,876	0,876	101,325	101,325	0,945	0,429	15,882	34,495	34,495	5,501	21,382	0,118	0,983	0,591	0,883	0,760	1,286	TL
14	5	0	17,778	248,893	111,600	111,600	-1,061	0,118	0,888	4,182	0,876	0,876	101,325	101,325	0,941	0,625	3,954	7,828	7,828	0,306	4,260	0,070	0,992	0,632	1,453	1,262	1,999	TL
16	16	0	18,991	303,864	146,957	146,957	-1,251	0,138	0,865	4,182	0,876	0,876	101,325	101,325	0,839	0,472	11,277	27,384	27,384	5,228	16,504	0,102	0,961	0,589	0,016	0,013	0,023	L
18	13	0	18,661	335,890	159,370	159,370	-1,434	0,158	0,842	4,182	0,876	0,876	101,325	101,325	0,797	0,502	8,698	22,051	22,051	4,752	13,450	0,094	0,956	0,587	0,440	0,368	0,627	L
20	17	0	19,102	382,036	185,903	185,903	-1,605	0,176	0,819	4,182	0,876	0,876	101,325	101,325	0,749	0,477	10,693	29,162	29,162	5,322	16,015	0,101	0,937	0,568	0,088	0,073	0,128	L

Lampiran 7. Tabel Analisis Potensi Likuefaksi pada P85B (M = 8)

Muka air tanah = - 5 m																								
Depth (m)	Nm	γ (kN/m ³)	γ^{sat} (kN/m ³)	σ_v	σ_v'	α	β	rd	amax m/s ²	MSF	Pa	CN	m	(N1)60	FC (%)	$\Delta(N1)60$	(N1)60CS	$C\sigma$	$k\sigma$	CSR	CRR		SF	KET
																					σ_v' (kN/m ²)	σ_v (kN/m ²)		
0	0	0	0,000	0	0	0,016	-0,001	1,006	4,182	0,876	101,325	0,000	0,784	0	0	0	0	0,053	0	0	1,8	0	TL	
2	9	16,671	0,000	33,343	13,729	-0,077	0,009	0,996	4,182	0,876	101,325	1,645	0,480	12,437	14,940	3,202	15,639	0,100	1,100	0,695	0,143	0,138	0,198	TL
4	6	15,691	0,000	62,763	23,536	-0,197	0,022	0,983	4,182	0,876	101,325	1,533	0,558	7,725	9,606	0,947	8,672	0,081	1,100	0,754	1,007	0,970	1,287	TL
6	13	0	18,661	111,963	53,123	-0,341	0,038	0,968	4,182	0,876	101,325	1,271	0,453	13,877	22,051	4,752	18,629	0,109	1,069	0,604	0,329	0,308	0,510	L
8	13	0	18,661	149,284	70,831	-0,504	0,057	0,950	4,182	0,876	101,325	1,153	0,464	12,589	22,051	4,752	17,341	0,105	1,036	0,611	0,113	0,103	0,168	L
10	14	0	18,771	187,709	89,642	-0,682	0,076	0,931	4,182	0,876	101,325	1,049	0,465	12,341	23,828	4,951	17,292	0,105	1,011	0,610	0,106	0,094	0,154	L
12	20	0	19,433	233,193	115,513	-0,869	0,097	0,910	4,182	0,876	101,325	0,934	0,430	15,693	34,495	5,501	21,194	0,117	0,983	0,591	0,840	0,723	1,223	TL
14	11	0	18,440	258,159	120,866	-1,061	0,118	0,888	4,182	0,876	101,325	0,913	0,511	8,440	18,495	4,165	12,605	0,092	0,983	0,611	0,547	0,471	0,771	L
16	13	0	18,661	298,569	141,662	-1,251	0,138	0,865	4,182	0,876	101,325	0,841	0,497	9,181	22,051	4,752	13,934	0,095	0,967	0,597	0,377	0,319	0,534	L
18	12	0	18,550	333,904	157,385	-1,434	0,158	0,842	4,182	0,876	101,325	0,793	0,513	7,995	20,273	4,496	12,490	0,091	0,959	0,590	0,561	0,471	0,799	L
20	17	0	19,102	382,036	185,903	-1,605	0,176	0,819	4,182	0,876	101,325	0,719	0,481	10,270	29,162	5,322	15,592	0,100	0,938	0,568	0,149	0,123	0,216	L

Lampiran 8. Tabel Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi Pada P85B (M = 6,5)

Muka air tanah = - 5 m																															
Potensi Likuefaksi			Analisis Kapasitas dukung tiang tunggal										Analisis Kapasitas dukung Kelompok tiang										PDA				Pembebanan		Check Keamanan		
Depth (m)	SF	Ket	Meyerhoff					Egyptian					Keruntuhan blok					Tiang Tunggal					Tiang Tunggal					Kelompok Tiang (ton)	P (Ton)	Analisis	PDA
			Qs (kN)	Qp (kN)	Wp (kN)	Qall (ton)	Qsu (Ton)	Qbu (Ton)	Qall (Ton)	Qg (kN)	Eg	Qg (Meyerhoff)	Qg (Egyptian)	Qb (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)	Qb (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)												
8	0,4	L	0	11611,33	226,195	464,3859	0	74,18	29,67	29,67	29,67	9896,97	0,69	5147,26	328,88	83,8	0,0	83,8	928,84	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman								
10	0,4	L	0	14514,16	282,743	580,48	0	74,18	29,67	29,67	29,67	10314,58	0,69	6434,07	328,88	83,8	0,0	83,8	928,84	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman								
12	3,1	TL	2317,96	17416,99	339,292	791,13	678,58	74,18	301,10	301,10	301,10	12670,36	0,69	8768,85	3337,45	83,8	11,93	95,7	1061,07	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman								
14	2,0	TL	2704,28	17416,99	395,841	804,58	791,68	74,18	346,34	346,34	346,34	9219,39	0,69	8917,94	3838,88	83,8	22,92	106,7	1182,89	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman								
16	1,5	TL	3090,61	17416,99	452,389	818,03	904,78	74,18	391,58	391,58	391,58	10031,36	0,69	9067,03	4340,31	83,8	54,54	138,3	1533,36	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman								
18	2,2	TL	3476,94	17416,99	508,938	831,48	1017,88	74,18	436,82	436,82	436,82	9670,60	0,69	9216,13	4841,74	83,8	94,91	178,7	1980,82	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman								
20	0,6	L	0	17416,99	565,487	687,35	0	74,18	29,67	29,67	29,67	11686,30	0,69	7618,63	328,88	83,8	0,0	83,8	928,84	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman								
22	0,0	TL	4249,59	17416,99	622,035	858,38	1658,76	74,18	693,18	693,18	693,18	12928,80	0,69	9514,31	7683,17	83,8	214,72	298,5	3308,80	6107,39	Aman	Tidak Aman	Tidak Aman								
24	7,3	TL	4635,91	17416,99	678,584	871,83	1809,56	74,18	753,49	753,49	753,49	6144,69	0,69	9663,41	8351,74	83,8	301,37	385,2	4269,23	6107,39	Aman	Tidak Aman	Tidak Aman								
26	1,1	TL	5022,24	17416,99	735,133	885,28	1960,35	74,18	813,81	813,81	813,81	12627,48	0,69	9812,50	9020,31	83,8	420,63	504,4	5591,11	6107,39	Aman	Tidak Aman	Tidak Aman								
28	0,3	TL	5408,57	17416,99	791,681	898,74	2111,15	74,18	874,13	874,13	874,13	14305,68	0,69	9961,59	9688,88	83,8	549,22	633,0	7016,40	6107,39	Aman	Aman	Aman								
30	0,6	TL	5794,89	17416,99	848,230	912,19	2261,95	74,18	934,45	934,45	934,45	14365,12	0,69	10110,69	10357,46	83,8	702,24	786,0	8712,48	6107,39	Aman	Aman	Aman								
32	0,7	TL	6181,22	17416,99	904,779	925,64	2412,74	74,18	994,77	994,77	994,77	14837,01	0,69	10259,78	11026,03	83,8	858,87	942,7	10448,57	6107,39	Aman	Aman	Aman								
34	1,4	TL	6567,54	17416,99	961,327	939,09	2563,54	74,18	1055,09	1055,09	1055,09	14068,98	0,69	10408,87	11694,60	83,8	991,98	1075,8	11923,96	6107,39	Aman	Aman	Aman								
36	1,4	TL	6953,87	17416,99	1017,876	952,54	2714,34	74,18	1115,41	1115,41	1115,41	20390,01	0,69	10557,97	12363,17	83,8	1104,61	1188,4	13172,35	6107,39	Aman	Aman	Aman								
38	1,0	TL	7340,2	17416,99	1074,425	965,99	2865,13	74,18	1175,72	1175,72	1175,72	20485,64	0,69	10707,06	13031,74	83,8	1194,43	1278,2	14167,92	6107,39	Aman	Aman	Aman								
40	2,0	TL	7726,52	17416,99	1130,973	979,44	3015,93	74,18	1236,04	1236,04	1236,04	24386,29	0,69	10856,16	13700,32	83,8	1245,00	1328,8	14728,44	6107,39	Aman	Aman	Aman								
42	1,5	TL	8112,85	17416,99	1187,522	992,89	3166,73	74,18	1296,36	1296,36	1296,36	24505,17	0,69	11005,25	14368,89	83,8	1276,64	1360,4	15079,14	6107,39	Aman	Aman	Aman								
44	1,1	TL	8499,18	17416,99	1244,071	1006,35	3317,52	74,18	1356,68	1356,68	1356,68	24624,05	0,69	11154,34	15037,46	83,8	1297,76	1381,6	15313,23	6107,39	Aman	Aman	Aman								
46	0,8	TL	8885,5	17416,99	1300,619	1019,80	3468,32	74,18	1417,00	1417,00	1417,00	24742,93	0,69	11303,44	15706,03	83,8	1309	1392,8	15437,81	6107,39	Aman	Aman	Aman								
48	0,5	TL	9271,83	17416,99	1357,168	1033,25	3619,11	74,18	1477,32	1477,32	1477,32	24861,81	0,69	11452,53	16374,60	83,8	1309	1392,8	15437,81	6107,39	Aman	Aman	Aman								

Lampiran 9. Tabel Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi Pada P85A (M = 7)

Muka air tanah = - 5 m																							
Potensi Likuefaksi				Analisis Kapasitas dukung tiang tunggal						Analisis Kapasitas dukung Kelompok tiang						PDA				Pembebanan		Check Keamanan	
Depth (m)	SF	Ket	Meyerhoff			Egyptian			Keruntuhan blok			Kelompok tiang tereduksi (ton)			Tiang Tunggal			Kelompok Tiang (ton)	P (Ton)	Analisis P (Ton)	PDA P (Ton)		
			Qs (kN)	Qp (kN)	Wp (kN)	Qall (ton)	Qsu (Ton)	Qbu (Ton)	Qall (Ton)	Qg (kN)	Eg	Qg (Meyershoff)	Qg (Egyptian)	Qb (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)							
8	4,7	TL	1513,7	9098,1	226,1947	423,6	150,80	74,18	89,99	4556,17	0,74	2492,26	529,44	83,8	0	83,8	493,02	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman			
10	0,3	L	0	11373	282,7433	452,3	0	74,18	29,67	3743,72	0,74	2661,26	174,57	83,8	0,0	83,8	493,02	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman			
12	2,4	TL	2270,6	13647	339,292	635,4	678,58	74,18	301,10	4631,35	0,74	3738,39	1771,50	83,8	11,93	95,7	563,21	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman			
14	3,8	TL	2649	13647	395,8407	648,6	791,68	74,18	346,34	2487,45	0,74	3815,63	2037,65	83,8	22,92	106,7	627,87	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman			
16	0,0	L	0	13647	452,3893	538,2	0	74,18	29,67	4117,28	0,74	3166,38	174,57	83,8	0,0	83,8	493,02	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman			
18	1,2	TL	3405,8	13647	508,938	674,8	1017,88	74,18	436,82	3699,78	0,74	3970,12	2569,96	83,8	94,91	178,7	1051,41	2473,03	Aman	Tidak Aman			
20	0,3	L	0	13647	565,4867	533,6	0	74,18	29,67	4328,50	0,74	3139,24	174,57	83,8	0,0	83,8	493,02	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman			
22	1,7	TL	4162,7	13647	622,0353	701,1	1658,76	74,18	693,18	5431,11	0,74	4124,60	4078,17	83,8	214,72	298,5	1756,29	2473,03	Aman	Tidak Aman			
24	4,2	TL	4541,1	13647	678,584	714,2	2261,95	74,18	934,45	6560,03	0,74	4201,84	5497,67	83,8	301,37	385,2	2266,08	2473,03	Aman	Tidak Aman			
26	4,2	TL	4919,6	13647	735,1327	727,3	2940,53	74,18	1205,88	6775,01	0,74	4279,09	7094,60	83,8	420,63	504,4	2967,72	2473,03	Aman	Aman			
28	3,2	TL	5298	13647	791,6813	740,5	3694,51	74,18	1507,48	6676,56	0,74	4356,33	8868,96	83,8	549,22	633,0	3724,26	2473,03	Aman	Aman			
30	2,1	TL	5676,4	13647	848,23	753,6	4523,89	74,18	1839,23	6413,89	0,74	4433,57	10820,77	83,8	702,24	786,0	4624,52	2473,03	Aman	Aman			
32	1,5	TL	6054,8	13647	904,7787	766,7	4825,49	74,18	1959,87	6306,05	0,74	4510,81	11530,51	83,8	858,87	942,7	5546,03	2473,03	Aman	Aman			
34	2,5	TL	6433,3	13647	961,3274	779,8	5127,08	74,18	2080,50	7015,59	0,74	4588,06	12240,26	83,8	991,98	1075,8	6329,16	2473,03	Aman	Aman			
36	1,3	TL	6811,7	13647	1017,876	793,0	5428,67	74,18	2201,14	6577,41	0,74	4665,30	12950,01	83,8	1104,61	1188,4	6991,79	2473,03	Aman	Aman			
38	1,6	TL	7190,1	13647	1074,425	806,1	5730,27	74,18	2321,78	6967,89	0,74	4742,54	13659,75	83,8	1194,43	1278,2	7520,23	2473,03	Aman	Aman			
40	1,4	TL	7568,5	13647	1130,973	819,2	6031,86	74,18	2442,41	7026,16	0,74	4819,78	14369,50	83,8	1245,00	1328,8	7817,75	2473,03	Aman	Aman			
42	1,1	TL	7947	13647	1187,522	832,4	6333,45	74,18	2563,05	7084,43	0,74	4897,03	15079,25	83,8	1276,64	1360,4	8003,90	2473,03	Aman	Aman			
44	0,9	TL	8325,4	13647	1244,071	845,5	6635,04	74,18	2683,69	7142,69	0,74	4974,27	15788,99	83,8	1297,76	1381,6	8128,16	2473,03	Aman	Aman			
46	0,7	TL	8703,8	13647	1300,619	858,6	6936,64	74,18	2804,33	7200,96	0,74	5051,51	16498,74	83,8	1309	1392,8	8194,29	2473,03	Aman	Aman			
48	0,6	TL	9082,3	13647	1357,168	871,7	7238,23	74,18	2924,96	7259,22	0,74	5128,75	17208,49	83,8	1309	1392,8	8194,29	2473,03	Aman	Aman			

Lampiran 10. Tabel Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi Pada P85B (M = 7)

Muka air tanah = - 5 m										Analisis Kapasitas dukung Kelompok tiang										Pembebanan		Check Keamanan	
Potensi Likuefaksi			Analisis Kapasitas dukung tiang tunggal							Keruntuhan blok			Tiang Tunggal			PDA			Kelompok Tiang (ton)	P (Ton)	Analisis	PDA	
Depth (m)	SF	Ket	Qs (kN)	Qp (kN)	Wp (kN)	Qall (ton)	Qsu (Ton)	Qbu (Ton)	Qall (Ton)	Qg (kN)	Eg	Qg (Meyerhoff)	Qg (Egyptian)	Qb (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)							
8	0,3	L	0	11611	226,1947	464,3859	0	74,18	29,67	9896,97	0,69	5147,26	328,88	83,8	0,0	83,8	928,84	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman			
10	0,3	L	0	14514	282,7433	580,48	0	74,18	29,67	10314,58	0,69	6434,07	328,88	83,8	0,0	83,8	928,84	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman			
12	2,3	TL	2318	17417	339,292	791,13	678,58	74,18	301,10	12670,36	0,69	8768,85	3337,45	83,8	11,93	95,7	1061,07	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman			
14	1,5	TL	2704,3	17417	395,8407	804,58	791,68	74,18	346,34	9219,39	0,69	8917,94	3838,88	83,8	22,92	106,7	1182,89	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman			
16	1,0	TL	3090,6	17417	452,3893	818,03	904,78	74,18	391,58	10031,36	0,69	9067,03	4340,31	83,8	54,54	138,3	1533,36	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman			
18	1,6	TL	3476,9	17417	508,938	831,48	1017,88	74,18	436,82	9670,60	0,69	9216,13	4841,74	83,8	94,91	178,7	1980,82	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman			
20	0,4	L	0	17417	565,4867	687,35	0	74,18	29,67	11686,30	0,69	7618,63	328,88	83,8	0,0	83,8	928,84	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman			
22	0,0	TL	4249,6	17417	622,0353	858,38	1658,76	74,18	693,18	12928,80	0,69	9514,31	7683,17	83,8	214,72	298,5	3308,80	6107,39	Aman	Tidak Aman			
24	5,0	TL	4635,9	17417	678,584	871,83	1809,56	74,18	753,49	6144,69	0,69	9663,41	8351,74	83,8	301,37	385,2	4269,23	6107,39	Aman	Tidak Aman			
26	0,7	TL	5022,2	17417	735,1327	885,28	1960,35	74,18	813,81	12627,48	0,69	9812,50	9020,31	83,8	420,63	504,4	5591,11	6107,39	Aman	Tidak Aman			
28	0,2	TL	5408,6	17417	791,6813	898,74	2111,15	74,18	874,13	14305,68	0,69	9961,59	9688,88	83,8	549,22	633,0	7016,40	6107,39	Aman	Aman			
30	0,4	TL	5794,9	17417	848,23	912,19	2261,95	74,18	934,45	14365,12	0,69	10110,69	10357,46	83,8	702,24	786,0	8712,48	6107,39	Aman	Aman			
32	0,5	TL	6181,2	17417	904,7787	925,64	2412,74	74,18	994,77	14837,01	0,69	10259,78	11026,03	83,8	858,87	942,7	10448,57	6107,39	Aman	Aman			
34	1,0	TL	6567,5	17417	961,3274	939,09	2563,54	74,18	1055,09	14068,98	0,69	10408,87	11694,60	83,8	991,98	1075,8	11923,96	6107,39	Aman	Aman			
36	1,0	TL	6953,9	17417	1017,876	952,54	2714,34	74,18	1115,41	20390,01	0,69	10557,97	12363,17	83,8	1104,61	1188,4	13172,35	6107,39	Aman	Aman			
38	0,7	TL	7340,2	17417	1074,425	965,99	2865,13	74,18	1175,72	20485,64	0,69	10707,06	13031,74	83,8	1194,43	1278,2	14167,92	6107,39	Aman	Aman			
40	1,4	TL	7726,5	17417	1130,973	979,44	3015,93	74,18	1236,04	24386,29	0,69	10856,16	13700,32	83,8	1245,00	1328,8	14728,44	6107,39	Aman	Aman			
42	1,1	TL	8112,8	17417	1187,522	992,89	3166,73	74,18	1296,36	24505,17	0,69	11005,25	14368,89	83,8	1276,64	1360,4	15079,14	6107,39	Aman	Aman			
44	0,8	TL	8499,2	17417	1244,071	1006,35	3317,52	74,18	1356,68	24624,05	0,69	11154,34	15037,46	83,8	1297,76	1381,6	15313,23	6107,39	Aman	Aman			
46	0,6	TL	8885,5	17417	1300,619	1019,80	3468,32	74,18	1417,00	24742,93	0,69	11303,44	15706,03	83,8	1309	1392,8	15437,81	6107,39	Aman	Aman			
48	0,3	TL	9271,8	17417	1357,168	1033,25	3619,11	74,18	1477,32	24861,81	0,69	11452,53	16374,60	83,8	1309	1392,8	15437,81	6107,39	Aman	Aman			

Lampiran 11. Tabel Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi Pada P85A (M = 8)

Muka air tanah = - 5 m																						
Potensi Likuefaksi			Analisis Kapasitas dukung tiang tunggal						Analisis Kapasitas dukung Kelompok tiang						PDA				Pembebanan		Check Keamanan	
Depth (m)	SF	Ket	Meyerhoff			Egyptian			Keruntuhan blok	Kelompok tiang tereduksi (ton)			Tiang Tunggal			Kelompok Tiang (ton)	P (Ton)	Analisis	PDA			
			Qs (kN)	Qp (kN)	Wp (kN)	Qall (ton)	Qsu (Ton)	Qbu (Ton)		Qall (Ton)	Eg	Qg (Meyerhoff)	Qg (Egyptian)	Qb (Ton)	Qs (Ton)					Qu (Ton)		
8	2,6	TL	1513,7	9098,1	226,195	423,6	150,80	74,18	89,99	4556,17	0,74	2492,26	529,44	83,8	0	83,8	493,02	2473,03		P (Ton)	PDA	
10	0,2	L	0	11373	282,743	452,3	0	74,18	29,67	3743,72	0,74	2661,26	174,57	83,8	0,0	83,8	493,02	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	
12	1,3	TL	2270,6	13647	339,292	635,4	678,58	74,18	301,10	4631,35	0,74	3738,39	1771,50	83,8	11,93	95,7	563,21	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	
14	2,0	TL	2649	13647	395,841	648,6	791,68	74,18	346,34	2487,45	0,74	3815,63	2037,65	83,8	22,92	106,7	627,87	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	
16	0,0	L	0	13647	452,389	538,2	0	74,18	29,67	4117,28	0,74	3166,38	174,57	83,8	0,0	83,8	493,02	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	
18	0,6	L	0	13647	508,938	535,9	0	74,18	29,67	3699,78	0,74	3152,81	174,57	83,8	0,0	83,8	493,02	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	
20	0,1	L	0	13647	565,487	533,6	0	74,18	29,67	4328,50	0,74	3139,24	174,57	83,8	0,0	83,8	493,02	2473,03	Tidak Aman	Tidak Aman	Tidak Aman	
22	0,8	TL	4162,7	13647	622,035	701,1	1658,76	74,18	693,18	5431,11	0,74	4124,60	4078,17	83,8	214,72	298,5	1756,29	2473,03	Aman	Aman	Tidak Aman	
24	2,0	TL	4541,1	13647	678,584	714,2	2261,95	74,18	934,45	6560,03	0,74	4201,84	5497,67	83,8	301,37	385,2	2266,08	2473,03	Aman	Aman	Tidak Aman	
26	2,0	TL	4919,6	13647	735,133	727,3	2940,53	74,18	1205,88	6775,01	0,74	4279,09	7094,60	83,8	420,63	504,4	2967,72	2473,03	Aman	Aman	Aman	
28	1,5	TL	5298	13647	791,681	740,5	3694,51	74,18	1507,48	6676,56	0,74	4356,33	8868,96	83,8	549,22	633,0	3724,26	2473,03	Aman	Aman	Aman	
30	1,0	TL	5676,4	13647	848,23	753,6	4523,89	74,18	1839,23	6413,89	0,74	4433,57	10820,77	83,8	702,24	786,0	4624,52	2473,03	Aman	Aman	Aman	
32	0,7	TL	6054,8	13647	904,779	766,7	4825,49	74,18	1959,87	6306,05	0,74	4510,81	11530,51	83,8	858,87	942,7	5546,03	2473,03	Aman	Aman	Aman	
34	1,2	TL	6433,3	13647	961,327	779,8	5127,08	74,18	2080,50	7015,59	0,74	4588,06	12240,26	83,8	991,98	1075,8	6329,16	2473,03	Aman	Aman	Aman	
36	0,6	TL	6811,7	13647	1017,88	793,0	5428,67	74,18	2201,14	6577,41	0,74	4665,30	12950,01	83,8	1104,61	1188,4	6991,79	2473,03	Aman	Aman	Aman	
38	0,8	TL	7190,1	13647	1074,42	806,1	5730,27	74,18	2321,78	6967,89	0,74	4742,54	13659,75	83,8	1194,43	1278,2	7520,23	2473,03	Aman	Aman	Aman	
40	0,7	TL	7568,5	13647	1130,97	819,2	6031,86	74,18	2442,41	7026,16	0,74	4819,78	14369,50	83,8	1245,00	1328,8	7817,75	2473,03	Aman	Aman	Aman	
42	0,6	TL	7947	13647	1187,52	832,4	6333,45	74,18	2563,05	7084,43	0,74	4897,03	15079,25	83,8	1276,64	1360,4	8003,90	2473,03	Aman	Aman	Aman	
44	0,5	TL	8325,4	13647	1244,07	845,5	6635,04	74,18	2683,69	7142,69	0,74	4974,27	15788,99	83,8	1297,76	1381,6	8128,16	2473,03	Aman	Aman	Aman	
46	0,4	TL	8703,8	13647	1300,62	858,6	6936,64	74,18	2804,33	7200,96	0,74	5051,51	16498,74	83,8	1309	1392,8	8194,29	2473,03	Aman	Aman	Aman	
48	0,3	TL	9082,3	13647	1357,17	871,7	7238,23	74,18	2924,96	7259,22	0,74	5128,75	17208,49	83,8	1309	1392,8	8194,29	2473,03	Aman	Aman	Aman	

Lampiran 12. Tabel Evaluasi Kapasitas Fondasi Dengan Potensi Likuefaksi Pada P85B (M = 8)

Muka air tanah = - 5 m																			
Potensi Likuefaksi			Analisis Kapasitas dukung tiang tunggal						Analisis Kapasitas dukung Kelompok tiang				Pembebanan				Check Keamanan		
Depth (m)	SF	Ket	Meyerhoff			Egyptian			Keruntuhan blok		Tiang Tunggal		PDA				P (Ton)	Analisis	PDA
			Qs (kN)	Qp (kN)	Wp (kN)	Qall (ton)	Qsu (Ton)	Qbu (Ton)	Qall (Ton)	Qg (kN)	Eg	Qg (Meyerhoff)	Qg (Egyptian)	Qb (Ton)	Qs (Ton)	Qu (Ton)			
8	0,2	L	0	11611	226,195	464,3859	0	74,18	29,67	9896,97	0,69	5147,26	328,88	83,8	0,0	83,8	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman
10	0,2	L	0	14514	282,743	580,48	0	74,18	29,67	10314,58	0,69	6434,07	328,88	83,8	0,0	83,8	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman
12	1,2	TL	2318	17417	339,292	791,13	678,58	74,18	301,10	12670,36	0,69	8768,85	3337,45	83,8	11,93	95,7	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman
14	0,8	L	0	17417	395,841	694,27	0	74,18	29,67	9219,39	0,69	7695,32	328,88	83,8	0,0	83,8	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman
16	0,5	L	0	17417	452,389	691,97	0	74,18	29,67	10031,36	0,69	7669,76	328,88	83,8	0,0	83,8	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman
18	0,8	L	0	17417	508,938	689,66	0	74,18	29,67	9670,60	0,69	7644,19	328,88	83,8	0,0	83,8	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman
20	0,2	L	0	17417	565,487	687,35	0	74,18	29,67	11686,30	0,69	7618,63	328,88	83,8	0,0	83,8	6107,39	Tidak Aman	Tidak Aman
22	0,0	TL	4249,6	17417	622,035	858,38	1658,76	74,18	693,18	12928,80	0,69	9514,31	7683,17	83,8	214,72	298,5	6107,39	Aman	Tidak Aman
24	2,4	TL	4635,9	17417	678,584	871,83	1809,56	74,18	753,49	6144,69	0,69	9663,41	8351,74	83,8	301,37	385,2	6107,39	Aman	Tidak Aman
26	0,3	TL	5022,2	17417	735,133	885,28	1960,35	74,18	813,81	12627,48	0,69	9812,50	9020,31	83,8	420,63	504,4	6107,39	Aman	Tidak Aman
28	0,1	TL	5408,6	17417	791,681	898,74	2111,15	74,18	874,13	14305,68	0,69	9961,59	9688,88	83,8	549,22	633,0	6107,39	Aman	Aman
30	0,2	TL	5794,9	17417	848,23	912,19	2261,95	74,18	934,45	14365,12	0,69	10110,69	10357,46	83,8	702,24	786,0	6107,39	Aman	Aman
32	0,2	TL	6181,2	17417	904,779	925,64	2412,74	74,18	994,77	14837,01	0,69	10259,78	11026,03	83,8	858,87	942,7	6107,39	Aman	Aman
34	0,5	TL	6567,5	17417	961,327	939,09	2563,54	74,18	1055,09	14068,98	0,69	10408,87	11694,60	83,8	991,98	1075,8	6107,39	Aman	Aman
36	0,5	TL	6953,9	17417	1017,88	952,54	2714,34	74,18	1115,41	20390,01	0,69	10557,97	12363,17	83,8	1104,61	1188,4	6107,39	Aman	Aman
38	0,3	TL	7340,2	17417	1074,42	965,99	2865,13	74,18	1175,72	20485,64	0,69	10707,06	13031,74	83,8	1194,43	1278,2	6107,39	Aman	Aman
40	0,7	TL	7726,5	17417	1130,97	979,44	3015,93	74,18	1236,04	24386,29	0,69	10856,16	13700,32	83,8	1245,00	1328,8	6107,39	Aman	Aman
42	0,5	TL	8112,8	17417	1187,52	992,89	3166,73	74,18	1296,36	24505,17	0,69	11005,25	14368,89	83,8	1276,64	1360,4	6107,39	Aman	Aman
44	0,4	TL	8499,2	17417	1244,07	1006,35	3317,52	74,18	1356,68	24624,05	0,69	11154,34	15037,46	83,8	1297,76	1381,6	6107,39	Aman	Aman
46	0,3	TL	8885,5	17417	1300,62	1019,80	3468,32	74,18	1417,00	24742,93	0,69	11303,44	15706,03	83,8	1309	1392,8	6107,39	Aman	Aman
48	0,2	TL	9271,8	17417	1357,17	1033,25	3619,11	74,18	1477,32	24861,81	0,69	11452,53	16374,60	83,8	1309	1392,8	6107,39	Aman	Aman