

TUGAS AKHIR

**ANALISA PERBANDINGAN DAYA DUKUNG FONDASI
BORED PILE DAN TIANG PANCANG DENGAN MENINJAU
POTENSI LIKUIFAKSI**

Diajukan Untuk Memenuhi Persyaratan Dalam Menyelesaikan
Pendidikan Program Sarjana (S1) Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil
Universitas Islam Sultan Agung



Disusun Oleh :

Fauqi Hardian Putra
30.2018.00.071

Luthfareza Dzulfaqih
30.2018.00.111

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
SEMARANG
2022



YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
FAKULTAS TEKNIK

Jalan Raya Kaligawe KM. 4 Po. BOX 1054 Telp. (024) 6583584 Ext. 507 Semarang 50112

HALAMAN PENGESAHAN

ANALISA PERBANDINGAN DAYA DUKUNG FONDASI *BORED PILE*
DAN TIANG PANCANG DENGAN MENINJAU
POTENSI LIKUIFAKSI

Oleh:



Fauqi Hardian Putra
NIM: 3.02.018.00071



Luthfareza Dzulfaqih A.
NIM: 3.02.018.00111

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, Agustus 2022

Tim Penguji

1. **Lisa Fitriyana, S.T., M.Eng.**
NIDN: 0631128901
2. **Muhamad Rusli Ahyar, S.T., M.Eng.**
NIDN: 0625059102
3. **Selvia Agustin, S.T., M.Eng.**
NIDN: 0609099001

Tanda Tangan

Ketua Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas Islam Sultan Agung

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.
NIDN: 0625059102



YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
FAKULTAS TEKNIK

Jalan Raya Kaligawe KM. 4 Po. BOX 1054 Telp. (024) 6583584 Ext. 507 Semarang 50112

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 24 / A.2 / SA – T / VII / 2022

Pada hari ini tanggal ... Juli 2022 berdasarkan surat keputusan Kaprodi Teknik Sipil Universitas Islam Sultan Agung (UNISSULA) Semarang perihal penunjukan dosen pembimbing dan asisten dosen pembimbing:

Nama : Lisa Fitriyan, ST., M.Eng.

Jabatan Akademik : Lektor

Nama : M. Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

Jabatan Akademik : Asisten Ahli

Dengan ini menyatakan bahwa mahasiswa yang tersebut dibawah ini telah menyelesaikan bimbingan Tugas Akhir / Skripsi:

Nama : Fauqi Hardian Putra

Nama : Luthfareza Dzulfaqih A.

NIM : 3.02.018.00071

NIM : 3.02.018.00111

Judul: Analisa Perbandingan Daya Dukung Fondasi *Borepile* dan Tiang Pancang Dengan Meninjau Potensi Likuifaksi.

Dengan tahapan sebagai berikut:

No.	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	25 Februari 2022	
2	Proposal	8 April 2022	ACC
4	Anallisis data	12 Mei 2022	
5	Penyusunan laporan	3 Juni 2022	
6	Selesai laporan	19 Juli 2022	ACC

Demikian Berita Acara Bimbingan Tugas Akhir/Skripsi ini dibuat untuk diketahui dan dipergunakan seperlunya oleh pihak-pihak yang berkepentingan.

Pembimbing I

Pembimbing II

Lisa Fitriyan, ST., M.Eng.

M. Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

Mengetahui

Ketua Program Studi Teknik Sipil

M. Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Kami yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama : Fauqi Hardian Putra (30201800071)

Luthfareza Dzulfaqih A. (30201800111)

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir dengan judul: **Analisa Perbandingan Daya Dukung Fondasi *Boredpile* dan Tiang Pancang Dengan Meninjau Potensi Likuifaksi.**

Benar bebas plagiat dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka kami bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini kami buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang, Agustus 2022

Yang membuat pernyataan,



Fauqi Hardian Putra
NIM : 3.02.018.00071

Luthfareza Dzulfaqih A.
NIM : 3.02.018.00111

UNISSULA
جامعة سلطان أبو نوح الإسلامية

PERNYATAAN KEASLIAN

Yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Fauqi Hardian Putra (30201800071)

Luthfareza Dzulfaqih A. (30201800111)

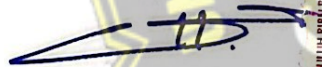
Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul: **Analisa Perbandingan Daya Dukung Fondasi Boredpile dan Tiang Pancang Dengan Meninjau Potensi Likuifaksi** merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli kami sendiri. Kami tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan-bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain dan benar bebas dari plagiasi, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini kami buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang, Agustus 2022

Yang membuat pernyataan,

Yang membuat pernyataan,



Fauqi Hardian Putra
NIM: 3.02.018.00071

Luthfareza Dzulfaqih A
NIM: 3.02.018.00111

MOTTO

Artinya : *“sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan. Maka apabila kamu telah selesai (dari sesuatu urusan), kerjakanlah dengan sungguh-sungguh (urusan) yang lain,”*
(QS. Al-Insyirah : 7-8)

Artinya : *“Sesungguhnya ulama adalah pewaris para Nabi. Sungguh para Nabi tidak mewariskan dinar dan dirham, mereka hanya mewariskan ilmu, maka barang siapa mengambil warisan tersebut ia telah mengambil bagian yang banyak.”*
(HR Ahmad, Tirmidzi, dan Abu Daud).

Artinya : *“Allah tidak membebani seseorang itu melainkan sesuai dengan kesanggupannya..”*
(QS. Al-Baqarah : 286)

Artinya : *“Allah akan meninggikan orang-orang yang beriman diantaramu dan orang-orang yang diberi ilmu pengetahuan beberapa derajat.”*
(Q.S. Al-Mujadalah : 11)

Artinya : *“Kamu (umat Islam) adalah umat terbaik yang dilahirkan untuk manusia, (karena kamu) menyuruh (berbuat) yang makruf, dan mencegah dari yang mungkar, dan beriman kepada Allah. Sekiranya Ahli Kitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka. Di antara mereka ada yang beriman, namun kebanyakan mereka adalah orang-orang fasik.”*
(Q.S. Ali ‘Imran : 110)

PERSEMBAHAN

Puji syukur kehadirat Allah SWT, Tuhan pemilik jiwa dan alam semesta yang telah melimpahkan rahmat dan karunia-Nya. Sholawat serta salam selalu tercurahkan kepada Nabi Muhammad SAW, keluarganya, sahabatnya dan juga para pengikutnya. Tugas akhir ini saya persembahkan kepada:

1. Kedua orang tua saya, Bapak saya Supardi, S.T dan Ibu saya Yuhartini, atas semua dukungan moral maupun material, kasih sayang, kesabaran dan do'a.
2. Saudara kandung saya Fadli Maula Yudiman dan Firman Javiri Putra, serta keluarga besar saya yang telah memberikan dukungan dan do'a sehingga tugas akhir ini dapat terselesaikan.
3. Ibu Lisa Fitriyan, ST., M.Eng. dan Bapak M. Rusli Ahyar, ST., M.Eng. yang telah meluangkan waktu, tenaga dan pikirannya untuk memberikan bimbingan pada kami agar bisa menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik.
4. Semua dosen Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil UNISSULA, terimakasih atas semua ilmunya yang sangat bermanfaat.
5. Partner laporan tugas akhir Luthfareza Dzulfaqih A., terimakasih atas waktu dan semangatnya sehingga dapat menyelesaikan tugas akhir ini.
6. Semua teman-teman Fakultas Teknik Sipil UNISSULA angkatan 2018, terimakasih atas semua bantuan, perhatian dan semangatnya.

Fauqi Hardian Putra

NIM: 3.02.018.00071

PERSEMBAHAN

Puji syukur kehadiran Allah SWT, Tuhan pemilik jiwa dan alam semesta yang telah melimpahkan rahmat dan karunia-Nya. Sholawat serta salam selalu tercurahkan kepada Nabi Muhammad SAW, keluarganya, sahabatnya dan juga para pengikutnya. Tugas akhir ini saya persembahkan kepada:

1. Kedua orang tua saya, Bapak saya Ali Akhmadi dan Ibu Marfu'ah, atas semua dukungan moral maupun material, kasih sayang, kesabaran dan do'a.
2. Adik kandung saya Luthfara Khilda Azzahro, serta keluarga besar saya yang telah memberikan dukungan dan do'a sehingga tugas akhir ini dapat terselesaikan.
3. Ibu Lisa Fitriyan, ST., M.Eng. dan Bapak M. Rusli Ahyar, ST., M.Eng. yang telah meluangkan waktu, tenaga dan pikirannya untuk memberikan bimbingan pada kami agar bisa menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik.
4. Semua dosen Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil UNISSULA, terimakasih atas semua ilmunya yang sangat bermanfaat.
5. Partner laporan tugas akhir Fauqi Hardian Putra., terimakasih atas waktu dan semangatnya sehingga dapat menyelesaikan tugas akhir ini.
6. Semua teman-teman Fakultas Teknik Sipil UNISSULA angkatan 2018, terimakasih atas semua bantuan, perhatian dan semangatnya.

Luthfareza Dzulfaqih A.

NIM: 3.02.018.00111

KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah, segala puji bagi Allah SWT, karena hanya dengan rahmat dan karunia-Nya laporan Tugas Akhir ini dapat terselasaikan dengan baik tentang “Analisa Perbandingan Daya Dukung Fondasi *Borepile* dan Tiang Pancang Dengan Meninjau Potensi Likuifaksi”. Tugas akhir ini diajukan untuk memenuhi persyaratan dalam menyelesaikan Program Sarjana Teknik Sipil di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Pada kesempatan ini, penulis hendak menyampaikan ucapan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah mendukung dalam penyusunan tugas akhir ini, yaitu:

1. Bapak Ir. Rachmat Mudiyo, MT., Ph.D selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
2. Bapak M. Rusli Ahyar, ST., M.Eng selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
3. Ibu Lisa Fitriyan, ST., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir, yang telah meluangkan waktu, tenaga dan pikiran untuk memberikan bimbingan pada kami agar bisa menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik.
4. Bapak M. Rusli Ahyar, ST., M.Eng selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir, yang telah meluangkan waktu, tenaga dan pikiran untuk memberikan bimbingan pada kami agar bisa menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik.
5. Seluruh dosen, staf, dan karyawan Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
6. Kedua orang tua kami yang telah memberikan do'a dan motivasi.
7. Semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih banyak kekurangan baik isi maupun susunannya, semoga tugas akhir ini bermanfaat tidak hanya bagi penulis juga bagi para pembacanya.

Semarang, Juli 2022

Penulis

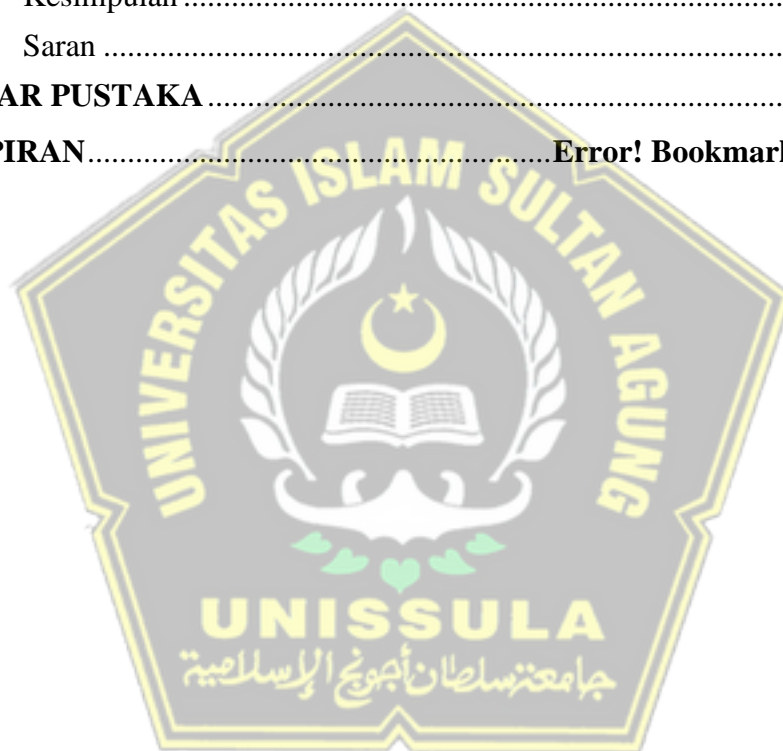
DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	Error! Bookmark not defined.
HALAMAN PENGESAHAN	ii
USULAN PENELITIAN TUGAS AKHIR	iii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR	iv
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	v
PERNYATAAN KEASLIAN	vi
MOTTO	vii
PERSEMBAHAN	viii
KATA PENGANTAR	x
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR TABEL	xv
ABSTRAK	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	2
1.3 Maksud dan Tujuan.....	3
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Sistematika Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Uraian Umum.....	5
2.2 Tanah.....	6
2.2.1 Landasan Teori Lempeng Tektonik	6
2.2.2 Landasan Teori Lempeng Tektonik	7
2.2.3 Besaran Kekuatan Gempa	8
2.3 Likuifaksi	8
2.3.1 Faktor yang mempengaruhi Likuifaksi	9
2.3.2 Bahaya yang Diakibatkan oleh Likuifaksi	10
2.4 Tegangan dalam Tanah	10
2.4.1 Tegangan Vertikal Total	11
2.4.2 Tegangan Vertikal Efektif.....	11
2.5 Metode Analisa Potensi Likuifaksi	12
2.5.1 <i>Standard Penetration Test (SPT)</i>	12

2.5.2	Menentukan nilai $(N1)_{60}$	13
2.5.3	<i>CSR (Cyclic Stress Ratio)</i>	15
2.5.4	<i>CRR (Cyclic Resistance Ratio)</i>	15
2.5.5	Nilai Faktor Keamanan (FS)	16
2.6	<i>Liquefaction Potential Index (LPI)</i>	17
2.7	Pembebanan Jembatan	18
2.7.1	Beban Permanen.....	18
2.7.2	Beban Lalu Lintas	20
2.7.3	Beban Lingkungan	22
2.8	Gaya Prategang, Eksentrisitas dan Jumlah Tendon	26
2.8.1	Cek Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas dan Jumlah Tendon	26
2.8.2	Tegangan yang Terjadi pada Gelagar Prategang	27
2.9	Kombinasi Pembebanan Jembatan	29
2.10	Fondasi Dalam (<i>Deep Foundation</i>)	29
2.10.1	Fondasi Tiang	29
2.10.2	Fondasi <i>Bored Pile</i>	32
2.11	Kapasitas Daya Dukung Fondasi	34
2.11.1	Daya Dukung yang Diijinkan.....	35
2.11.2	Perhitungan Daya Dukung Fondasi	35
2.11.2.1	Perhitungan Daya Dukung fondasi menurut Reese & Wright (1977)	36
2.11.2.2	Perhitungan Daya Dukung fondasi menurut Mayerhof (1956)	38
2.11.2.3	Daya Dukung Ultimit Fondasi	39
2.12	Efisiensi Daya Dukung Fondasi <i>Bored Pile</i> Kelompok (<i>Group</i>)	40
2.13	Perhitungan Kebutuhan Tiang Fondasi yang Digunakan	41
2.13.1	Perhitungan berat <i>Pile Cap</i>	41
2.13.2	Perhitungan Kebutuhan Jumlah Tiang Fondasi	41
2.14	Perhitungan Jarak Antar Tiang	41
2.15	Perhitungan Daya Dukung Lateral Tiang Pancang dengan Metode <i>Brooms</i>	42
2.13.1	Cek Kekakuan Tiang Akibat Beban Lateral	42
2.13.2	Cek Keruntuhan Tanah Akibat Beban Lateral	43
2.13.3	Cek Nilai H_u	43
2.14	Penurunan Pada Fondasi <i>Bored Pile</i>	44
2.14.1	Penurunan Elastis Tiang Tunggal	44

2.14.2	Penurunan Elastis Tiang Kelompok (<i>Group</i>).....	46
2.15	Permodelan Menggunakan <i>Software</i>	46
2.15.1	<i>Software</i> Allpile	47
BAB III	METODOLOGI	48
3.1	Pendahuluan.....	48
3.2	Pengumpulan Data	48
3.3	Data Proyek.....	48
3.3.1	Data Umum Proyek.....	48
3.3.2	Lokasi Proyek	49
3.4	Metode Analisis	49
3.5	Pengolahan dan Analisa Data	50
BAB IV	ANALISA DAN PERHITUNGAN	52
4.1	Tinjauan Umum	52
4.2	Analisa Likuifaksi berdasarkan Data SPT	52
4.2.1	Hasil Pengolahan Data	56
4.2.2.1	Grafik CSR, CRR, dan SF	56
4.3	Perhitungan <i>Liquifaction Potential Index</i>	58
4.3.1	Perhitungan <i>Liquifaction Potential Index</i> SPT	58
4.3.2	Grafik LPI	60
4.4	Permodelan Struktur Jembatan Menggunakan <i>Software</i> SAP2000.....	61
4.5	Pembebanan Jembatan.....	62
4.5.1	Data Teknis	62
4.5.2	Analisis Pembebanan	63
4.5.3	Kombinasi Pembebanan	70
4.5.4	Cek Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas dan Jumlah Tendon	71
4.6	Perhitungan Daya Dukung Fondasi	76
4.6.1	Perhitunganan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Metode Reese & Wright.....	76
4.6.2	Perhitunganan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Metode Mayerhoff	77
4.6.3	Perhitunganan Daya Dukung Pondasi <i>Bored Pile</i> Metode Reese & Wright	79
4.6.4	Perhitunganan Daya Dukung Pondasi <i>Bored Pile</i> Metode Mayerhoff	80
4.7	Analisa Jarak Antar Pondasi <i>Tiang Pancang</i> Dan Jarak As ke Tepi.....	86
4.8	Analisa Jarak Antar Pondasi <i>Bored Pile</i> Dan Jarak As ke Tepi	86

4.9	Kebutuhan Jumlah Pondasi <i>Tiang Pancang</i>	87
4.9.1	Perhitungan Berat <i>Pile Cap</i>	87
4.9.2	Kebutuhan Jumlah Tiang Pondasi Kelompok.....	87
4.10	Perhitungan Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang.....	90
4.11	Penurunan Pondasi <i>Bored Pile</i>	92
4.11.1	Analisa Penurunan Yang Terjadi Pada Fondasi Tiang Pancang .	92
4.11.2	Penurunan Elastis Pada Pondasi <i>Tiang Pancang</i> Grup (Pile Group)	95
4.12	Perhitungan menggunakan Software ALLPILE	96
BAB V KESIMPULAN		98
5.1	Kesimpulan	98
5.2	Saran	99
DAFTAR PUSTAKA		100
LAMPIRAN		Error! Bookmark not defined.



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Faktor Koreksi Terhadap SPT	14
Tabel 2. 2 Tingkat Keparahan LPI.....	17
Tabel 2. 3 Berat isi untuk beban mati	19
Tabel 2. 4 Faktor beban untuk berat sendiri.....	19
Tabel 2. 5 Faktor beban dinamik untuk beban garis	22
Tabel 2. 6 Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagi variasi kondisi permukaan hulu.....	23
Tabel 2. 7 Tekanan Angin Dasar.....	23
Tabel 2. 8 Faktor amplikasi untuk PGA	25
Tabel 2. 9 Besarnya nilai faktor amplikasi	25
Tabel 2. 10 Kombinasi Pembebanan Struktur Atas Jembatan	29
Tabel 2. 11 Jenis-jenis fondasi tiang.....	31
Tabel 2. 12 Nilai-nilai n_h untuk tanah granuler ($c=0$)	42
Tabel 2. 13 Nilai-nilai n_h untuk tanah kohesif	42
Tabel 2. 14 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas tanah	45
Tabel 2. 15 Jenis Tanah dan Nilai Poisson's Ratio.....	45
Tabel 3. 1 Data Umum Proyek.....	49
Tabel 4. 1 Hasil Perhitungan <i>Safety Factor</i> (SF) di DB sta 01+585.....	55
Tabel 4. 2 Hasil Perhitungan <i>Liquefaction Potential Index</i> di DB sta 01+585.....	59
Tabel 4. 3 Tingkat keparahan LPI.....	60
Tabel 4. 4 Data Teknis Jembatan.....	62
Tabel 4. 5 Beban Mati Tambahan (MA).....	64
Tabel 4. 6 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v)	68
Tabel 4. 7 Nilai yang didapatkan dari Peta Gempa.....	68
Tabel 4. 8 Periode Waktu Getar	69
Tabel 4. 9 Rekaputilasi hasil perhitungan pembebanan.....	70
Tabel 4. 10 Kombinasi Pembebanan.....	70
Tabel 4. 11 Section Propertis Balok Prategang.....	71
Tabel 4. 12 Data <i>STRANDS CABLE</i> - STANDAR VSL	73
Tabel 4. 13 Hasil Output Beban P (kN) Menggunakan SAP2000.....	75
Tabel 4. 14 Hasil Rekapitulasi Daya Dukung Fondasi	81

Tabel 4. 15 Hasil perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang metode <i>Reese & Wright</i>	82
Tabel 4. 16 Hasil perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang metode <i>Mayerhoff</i>	83
Tabel 4. 17 Hasil perhitungan daya dukung pondasi <i>bored pile</i> metode <i>Reese & Wright, 1977</i>	84
Tabel 4. 18 Hasil perhitungan daya dukung pondasi <i>bored pile</i> metode <i>Mayerhoff 1956</i>	85
Tabel 4. 19 Hasil Perhitungan Jumlah Kebutuhan Tiang	88
Tabel 4. 20 Hasil Perhitungan Efisiensi Daya Dukung Grup	89
Tabel 4. 21 Hasil Perhitungan Penurunan pada Tiang Tunggal.....	94
Tabel 4. 22 Hasil Perhitungan Penurunan pada Tiang Grup.....	96
Tabel 4. 23 Hasil Output Daya dukung fondasi pada Aplikasi ALLPILE	97
Tabel 4. 24 Hasil Output Penurunan pada Aplikasi ALLPILE.....	97



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Diafragma Fase Tanah	6
Gambar 2.2 Tiga Jenis Lempeng (<i>Plate Boundaries</i>).....	7
Gambar 2.3 Kejadian Likuifaksi di Palu.....	9
Gambar 2.4 <i>Interpretasi Tegangan Efektif</i>	11
Gambar 2.5 Alat Percobaan Penetrasi Standard)	13
Gambar 2.6 <i>Magnitude Scale Factor</i>	16
Gambar 2. 7 Beban Lajur “D”.....	20
Gambar 2. 8 Beban <i>Truck</i> “T”	21
Gambar 2. 9 Faktor beban dinamis (FDB).....	21
Gambar 2. 10 Peta respon spektra batuan dasar terlampaui 7% dalam 75 tahun... 25	
Gambar 2. 11 Diagram Tegangan pada Saat Transfer.....	27
Gambar 2. 12 Diagram Tegangan pada Saat Kondisi Terakhir	28
Gambar 2. 13 Penggolongan dan penggunaan fondasi tiang	32
Gambar 2. 14 Mekanisme daya dukung tiang.....	35
Gambar 2. 15 Daya dukung ujung tiang bor (<i>Reese & Wright, 1977</i>).....	37
Gambar 2. 16 Definisi jarak <i>s</i> dalam hitungan efisiensi tiang.	40
Gambar 2. 17 Grafik Nilai Tahanan Momen Ultimit.....	43
Gambar 3. 1 Lokasi Proyek.....	49
Gambar 3. 2 Permodelan 3D Perencanaan Struktur Jembatan	50
Gambar 3. 3 Diagram alur Metodologi.....	51
Gambar 4. 1 Grafik CSR, CRR dan SF di DB sta 01+585	56
Gambar 4. 2 Grafik Liquefaction Potential Index di DB sta 01+585	60
Gambar 4. 3 Permodelan Jembatan Menggunakan SAP2000	61
Gambar 4. 4 Denah Jembatan Sungai Pepe Kartasura.....	62
Gambar 4. 5 Potongan Melintang Struktur Jembatan	63
Gambar 4. 6 Susunan dan Berat As beban Truk	65
Gambar 4. 7 Grafik Respon Spectrum Gempa.....	69
Gambar 4. 8 Diagram Regangan pada Tendon	72
Gambar 4. 9 Diagram Regangan pada Tendon setelah <i>Loss Of Prestress</i>	74
Gambar 4. 10 Denah Element Joint dan Element Frame	75
Gambar 4. 11 Hasil Perbandingan Daya dukung fondasi	81

Gambar 4. 12 Hasil Perbandingan Jumlah Kebutuhan Tiang Fondasi	88
Gambar 4. 13 Hasil Perbandingan Volume Kebutuhan Fondasi	88
Gambar 4. 14 Perbandingan Efisiensi Daya Dukung Fondasi	90
Gambar 4. 15 Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit	92
Gambar 4. 16 Perbandingan Penurunan Pada Tiang Tunggal	95
Gambar 4. 17 Hasil <i>Output</i> pada Aplikasi ALLPILE Fondasi Tiang Pancang	96
Gambar 4. 18 Hasil <i>Output</i> pada Aplikasi ALLPILE Fondasi Tiang Pancang	97



ANALISA PERBANDINGAN DAYA DUKUNG FONDASI *BORED PILE*
DAN TIANG PANCANG DENGAN MENINJAU
POTENSI LIKUIFAKSI

Oleh:

Fauqi Hardian Putra ¹⁾ Luthfareza Dzulfaqih A. ¹⁾ Lisa Fitriyana ²⁾ Muhammad Rusli Ahyar ²⁾

ABSTRAK

Fondasi adalah bagian dari struktur bangunan yang memiliki fungsi untuk meneruskan beban ke dalam tanah yang cukup kuat untuk mendukung struktur di atasnya. Kondisi tanah di Indonesia memiliki potensi terjadinya likuifaksi yang menjadi permasalahan pada perencanaan fondasi, karena meningkatkan perubahan butiran tanah dari keadaan padat (*solid*) menjadi cairan (*liquefied*). Tujuan dari Tugas Akhir ini adalah mengetahui potensi likuifaksi yang terjadi dan menentukan perbandingan Efisiensi penggunaan fondasi dari nilai daya dukung tanah.

Dalam analisa ini, identifikasi likuifaksi menggunakan metode *CSR (Cyclic Stress Ratio)*, *CRR (Cyclic Resistance Ratio)*, dan *Liquifaction Potential Index (LPI)*. Perhitungan manual perbandingan kapasitas daya dukung ijin aksial menggunakan metode *Reese and Wright*, *Mayerhoff*, untuk Lateral menggunakan metode *Broom* dan perhitungan menggunakan aplikasi ALLPILE. Metodologi pengumpulan menggunakan data sekunder yang didapat dari pihak proyek dan melakukan studi literasi.

Hasil perhitungan identifikasi potensi likuifaksi menggunakan data SPT pada kedalaman 14-19 m dan kedalaman 26 – 27 m memiliki nilai $FS < 1$ sehingga menyebabkan potensi likuifaksi. Perhitungan nilai LPI pada data SPT mempunyai tingkat keparahan dengan kategori *Low* karena nilai $LPI 0 < LPI < 5$. Perhitungan manual *Qall* fondasi *Bored Pile* dan Tiang Pancang pada kedalaman 21 m menggunakan metode *Reese and Wright* dan *Mayerhoff*, didapat hasil rata-rata perhitungan manual fondasi *bore pile* sebesar 2382,95 kN, sedangkan fondasi Tiang Pancang sebesar 1678,97 kN. Sehingga daya dukung ijin fondasi *Bored Pile* lebih besar 29,54 % dibandingkan Tiang Pancang. Perbandingan Perhitungan manual dengan ALLPILE fondasi *Bored Pile* lebih besar 11,53% dari perhitungan manual, untuk fondasi Tiang Pancang lebih besar 38,55% dari perhitungan manual. Dari hasil perbandingan kedua fondasi, fondasi *BorePile* lebih efisien, karena dari daya dukung ijin yang cukup dominan lebih besar daripada Tiang Pancang.

Kata Kunci : Likuifaksi, Daya Dukung Fondasi, Perbandingan Daya Dukung fondasi *Bored Pile* ; Tiang Pancang.

¹⁾ Mahasiswa Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung

²⁾ Dosen Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Fondasi merupakan struktur bangunan paling bawah yang memiliki fungsi untuk meneruskan beban ke dalam tanah dengan cukup kuat guna mendukung struktur yang berada di atasnya (Susilo dan Lokananta 2018). Fondasi terbagi menjadi dua macam, yaitu Fondasi Dangkal (*Shallow Foundation*) dan Fondasi Dalam (*Deep Foundation*). Dalam merencanakan suatu pondasi ada hal yang harus ditinjau yaitu mengenai daya dukung fondasi untuk lebih besar dari beban yang bekerja. Pada pembangunan konstruksi jembatan ini menggunakan (*Deep Foundation*) atau fondasi dalam berupa fondasi Tiang (*Bored Pile*).

Fondasi *Bored Pile* adalah fondasi tiang fondasi dalam berbentuk tiang lingkaran atau tabung panjang dan pemasangannya dilakukan dengan cara pengeboran tanah terlebih dahulu. Berbeda dengan fondasi *Pile* atau tiang yang memiliki berbagai bentuk dan cara pemasangannya dengan memasukkan fondasi kedalam tanah sehingga mencapai kedalaman tertentu dengan menggunakan hidrolis/hummer. Dalam menentukan jenis fondasi yang digunakan, terdapat beberapa faktor yang mempengaruhi, antara lain kondisi tanah dasar, beban yang diterima fondasi dari struktur di atasnya, persyaratan SNI yang berlaku, dan sebagainya.

Kondisi tanah di wilayah Indonesia yang berpotensi terjadi likuifaksi juga menjadi permasalahan pada perencanaan pondasi karena meningkatkan resiko terjadinya keruntuhan daya dukung akibat likuifaksi tersebut. Menurut (Tijow 2018) likuifaksi adalah perubahan butiran tanah dari keadaan padat atau (*solid*) menjadi cairan (*liquefied*) sebagai penyebab meningkatnya tegangan pori dan menurunnya tekanan efektif. Hal ini bisa terjadi apabila pori-pori tanah besar dan juga mempunyai saluran drainase yang tidak mendukung atau kurang baik. Dengan adanya tanah yang memiliki pori-pori besar dan berisi air, maka terjadi pelunakan tanah yang juga menyebabkan penurunan pada kekuatan geser, pergerakan tanah lateral serta penurunan pada bangunan.

Likuifaksi sebagai fenomena menghilangnya kekuatan struktur tanah yang diakibatkan getaran gempa yang terjadi. lapisan tanah berpasir yang berubah menjadi cair sehingga tidak kuat menopang beban yang berada di atasnya, disebabkan oleh beban siklik pada waktu terjadinya gempa sehingga meningkatnya tekanan air pori sampai mendekati atau berada di atas tegangan vertikal. Karena tekanan air porinya meningkat, maka menyebabkan regangnya jarak antara partikel pasir, sehingga berkurangnya tegangan total secara drastis.

Pada umumnya memadatkan tanah dilapangan sebagai salah satu penanganan likuifaksi dengan menggunakan Teknik getaran (*vibro compaction*), dan perbaikan tanah dengan cara *deep soil* atau pemadatan dinamis, dan ada banyak penelitian dan yang sering digunakan adalah Teknik kolom-batu.

Mengenai hal tersebut, pada proposal tugas akhir ini dilakukan studi ” Analisa Perbandingan Daya Dukung Fondasi *Borepile* dan Tiang Pancang Dengan Memperhatikan Potensi Likuifaksi ”. Yang terpenting dari semua ini adalah aspek keamanan, dimana jembatan yang dibangun diharapkan terjamin keutuhan strukturnya sesuai dengan perencanaan.

1.2 Perumusan Masalah

Mengacu dalam latar belakang untuk studi perencanaan perhitungan daya dukung fondasi *Bored Piled* pada tanah yang berpotensi likuifaksi. Bagaimana perencanaan untuk daya dukung fondasi *Bored Pile* yang berada diatas tanah berpotensi oleh liquifaksi.

1. Menghitung dan mengidentifikasi tanah yang berpotensi dengan likuifaksi,
2. Menghitung dan mengetahui daya dukung yang terjadi pada tanah dengan data Penyelidikan Tanah,
3. Menganalisis daya dukung fondasi *Bored Pile* dan fondasi *Pile* jika digunakan pada tanah yang berpotensi dengan likuifaksi.

1.3 Maksud dan Tujuan

Tujuan yang ingin kami capai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah guna mengetahui perbandingan daya dukung fondasi *Bored Pile* dan fondasi Tiang Pancang yang dipakai pada tanah berpotensi dengan likuifaksi.

1. Menghitung hasil output gaya aksial dan gaya lateral pada struktur jembatan Pepe Kartosuro Kartasura,
2. Mengetahui potensi likuifaksi yang terjadi menggunakan data SPT,
3. Mengetahui nilai daya dukung fondasi menurut data Penyelidikan Tanah yang berpotensi likuifaksi,
4. Mengetahui efisiensi perbandingan nilai SF fondasi *Bored Pile* dan fondasi Tiang Pancang pada jembatan sungai Pepe Kartasura jika digunakan pada tanah yang berpotensi dengan likuifaksi,

1.4 Batasan Masalah

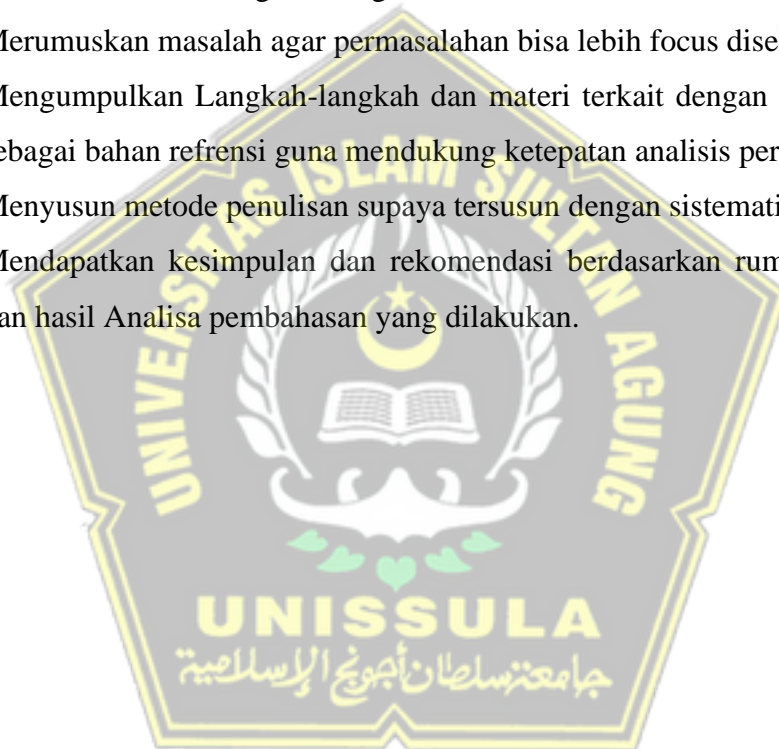
Batasan Masalah yang ada didalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Studi ini dilakukan dengan mengacu data-data penyelidikan tanah dan data gambar struktur yang telah direncanakan oleh PT Adhi Karya Persero Tbk pada jembatan sungai Pepe Kartasura,
2. Lokasi perencanaan ini berada di Jembatan Pepe Kartosuro Sukoharjo,
3. Struktur Jembatan ini menggunakan perbandingan fondasi *Bored Pile* dengan fondasi *Pile*,
4. Struktur Jembatan ini memiliki Bentang 42,2 m,
5. Metode yang digunakan untuk menghitung daya dukung aksial adalah: Metode *resse and wright*, Mayerhoff,
6. Metode yang digunakan untuk menghitung daya dukung lateral adalah: Metode Brooms,
7. Mengetahui hasil daya dukung fondasi dari hasil *run analysis* berdasarkan program *SAP2000*,
8. Mengetahui pembebanan ultimite (P_u) dari *analysis* menggunakan SAP,
9. Pembebanan dan kombinasi beban mengacu pada SNI 1725:2016,
10. Pembebanan Gempa pada jembatan mengacu pada SNI 2833:2016.

1.5 Sistematika Penelitian

Pengolahan data dalam penyusunan Tugas Akhir ini dengan memasukkan informasi tertentu untuk dijadikan argument dan pandangan terhadap suatu masalah. Secara keseluruhan, Langkah-langkah dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Pengolahan data pada analisis perbandingan daya dukung fondasi *Bored Pile* dengan fondasi Tiang Pancang,
2. Mengidentifikasi permasalahan terkait dengan perencanaan fondasi *Bored Pile* dan fondasi Tiang Pancang tersebut,
3. Merumuskan masalah agar permasalahan bisa lebih focus diselesaikan,
4. Mengumpulkan Langkah-langkah dan materi terkait dengan yang diangkat sebagai bahan referensi guna mendukung ketepatan analisis permasalahan,
5. Menyusun metode penulisan supaya tersusun dengan sistematis,
6. Mendapatkan kesimpulan dan rekomendasi berdasarkan rumusan masalah dan hasil Analisa pembahasan yang dilakukan.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Uraian Umum

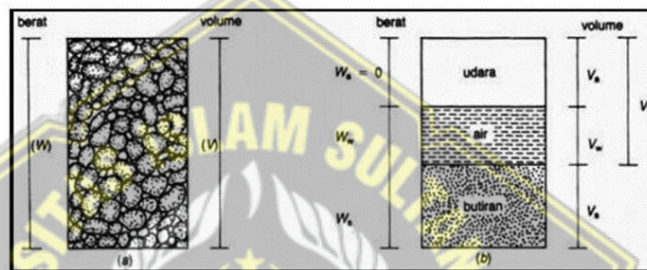
Fondasi merupakan salah satu bagian terpenting dari suatu bangunan dan memiliki sistem rekayasa yang memindahkan beban-beban yang dipikul oleh pondasi dan beratnya sendiri ke tanah dan benda-benda di bawahnya. Pondasi tiang adalah suatu struktur yang dapat menahan gaya tegak lurus terhadap dasar tiang dengan mengakomodasi lentur. Pondasi tiang dibuat dari kelompok monolit dengan menghubungkan ujung tiang ke dasar pondasi di bagian bawah bangunan.

Fondasi *Bored Pile* adalah fondasi tiang yang pemasangannya dikerjakan dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, kemudian tulangan *Bored Pile* diaplikasikan ke dalam tanah, baru kemudian dicor dengan kualitas beton tertentu. (Harsanto *et al*, 2015)

Lapisan tanah yang rawan likuifaksi biasanya terbentuk dari lingkungan geologi Kuarter. Secara rinci, biasanya mengacu pada sedimen kuarter seperti sungai, lembah tanah, sarang, sejarah pasang surut tanah, rawa-rawa, air payau, muara, pantai, sedimen danau dan bukit pasir lepas. Material pada lapisan tanah dibentuk oleh proses migrasi dan memisahkan serta mengembangkan distribusi ukuran partikel yang seragam di bawah kondisi yang memungkinkan terjadi likuifaksi. Karena likuifaksi dapat terjadi pada tanah jenuh, kedalaman muka air tanah mempengaruhi kerentanan terhadap likuifaksi. Efek likuifaksi dapat berkurang dengan naiknya permukaan air, memungkinkan pengamatan langsung terhadap efek likuifaksi. (Soebowo *et al*, 2009).

2.2 Tanah

Tanah adalah suatu zat yang tersusun dari rongga-rongga (agregat) yang tidak ter sedimentasi dan bahan organik yang lapuk, dengan disertai zat cair dan gas yang mengisi rongga-rongga di antara partikel tersebut. Tanah terdiri dari tiga unsur: air, udara, dan padatan. Air memiliki dampak signifikan pada sifat rekayasa tanah, sedangkan udara tidak memiliki dampak rekayasa pada tanah. Rongga antara partikel dapat sebagian atau seluruhnya diisi dengan air atau udara. Tanah dikatakan jenuh bila rongga - rongganya terisi air. Saat air dan udara keluar, tanah menjadi jenuh sebagian.



Gambar 2.1 Diafragma Fase Tanah (Das 1995)

2.2.1 Landasan Teori Lempeng Tektonik

Gempa bumi merupakan suatu pergerakan secara tiba-tiba yang berasal dari tanah dan bersifat acak (*transient*) yang berasal dari daerah terbatas dan menyebar dari satu titik ke berbagai macam arah. Gempa bumi merupakan guncangan serta getaran dari bagian bumi yang ditimbulkan dari pelepasan energi dalam secara tiba-tiba yang mengakibatkan gelombang seismic, benturan antar lempeng bumi, tanah longsor atau dampak patahan aktif yang berasal dari aktifitas gunung berapi.

Banyaknya kejadian gempa bumi di wilayah Indonesia berpotensi terjadinya peristiwa peledakan tanah atau biasa disebut dengan likuifaksi, fenomena likuifaksi adalah peristiwa kekuatan lapisan pasir lepas (*loose sand*) dampak meningkatnya tekanan air karena menerima getaran gempa bumi (Tohari *et al*, 2015).

2.2.2 Landasan Teori Lempeng Tektonik

Menurut para ahli landasan dasar lempeng tektonik yang diperkenalkan pada tahun 1960 – an merupakan suatu landasan menjelaskan bagaimana terjadinya gempa bumi, dimana permukaan bumi berasal dari lempengan-lempengan tektonik yang berbeda (*lithosphere*), dengan setiap plat memiliki bagian kerak yang lebih kaku di mantel terluar.

Batasan lempeng bumi (*Plate Boundaries*) bisa dibedakan dengan tiga jenis berdasarkan pada lempeng tersebut bergerak relative satu dengan lainnya. Ada tiga jenis batasan lempeng yang bergerak relative yaitu :

1. Batas Divergen

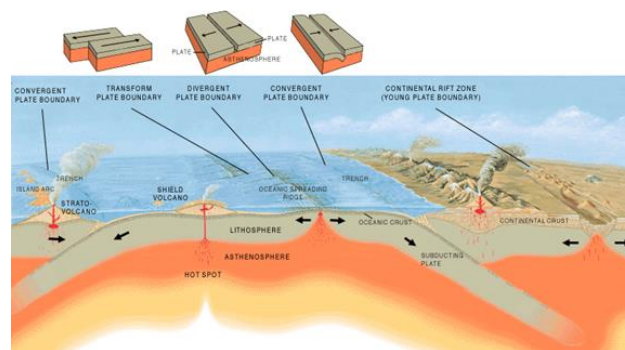
Batas Divergen terjadi dimana terjadi pergerakan dua lempeng yang saling berpisah. Keluarnya magma panas ke permukaan yang diakibatkan dari Bergeraknya dua lempeng yang menyebabkan terjadi proses pembekuan dan menghasilkan puncak – puncak bukit. Efek Gempa bumi yang terjadi dari dampak ini cukup kecil serta terjadi di kedalaman yang dangkal.

2. Batas Konvergen

Batas Konvergen terjadi pada saat dua lempeng bergerak bergesek saling mendekati akibatnya menghasilkan zona subduksi saat salah satu lempeng bergerak dibawah lempeng lainnya.

3. Batas Transform

Batas yang sering disebut dengan patahan terjadi saat lempeng bergerak serta mengalami gesekan dengan yang lain tanpa mengakibatkan dampak konstruktif atau destruktif di lapisan bumi.



Gambar 2.2 Tiga Jenis Lempeng (*Plate Boundaries*)

2.2.3 Besaran Kekuatan Gempa

Ada dua acara dasar untuk mengukur kekuatan pada gempa, yang pertama sesuai dengan intensitas kerusakan yang diakibatkan (*earthquake intensity*) dan yang kedua sesuai magnitude gempanya (*earthquake magnitude*).

1. *Earthquake Intensity*

Intensitas gempa pertama kali ditemukan oleh De Rossi dan Forrel pada tahun 1880 dan dikembangkan kembali oleh Mercari pada tahun 1931. Menurut versi lain, yaitu oleh H.O.Wood dan Frank Neumann. Negara Jepang menerbitkan pengukur intensitas gempanya sendiri.

2. *Earthquake Magnitude*

Untuk membandingkan besaran gempa, perlu digunakan metode pengukuran yang tidak hanya mengandalkan intensitas gempa, tetapi juga sertifikasi magnitudo gempa yang pertama kali diajukan oleh Wadatsu dari Jepang pada tahun 1931.

2.3 Likuifaksi

Pengertian Likuifaksi sendiri adalah hilangnya kekuatan pada tanah yang diakibatkan oleh peningkatan tanah air pori dan penurunan pada tekanan efektif dari lapisan tanah yang ditimbulkan akibat beban siklik. Karena struktur tanah berpasir mengalami tegangan geser terus menerus, maka struktur tanah berpasir mengalami pemadatan, sehingga peristiwa siklus ini memiliki durasi yang sangat cepat, maka tidak terjadi proses pemadatan, dan tegangan air pori meninggi. (Tijow, 2018)

Proses Likuifaksi biasa terjadi di tanah jenuh, dimana seluruh rongga tanah penuh dengan air. Saat mengalami getaran, air tersebut memberi tekanan pada partikel tanah sehingga mempengaruhi kerapatan berdasarkan pada tanah. Sebelum gempa terjadi, tekanan air di tanah sangat rendah, namun ketika sudah menerima getaran, tekanan air akan tumbuh, akibatnya tekanan air dapat mengalir ke tanah tanpa masalah. Setelah selesai digerakkan oleh air, maka partikel-partikel tanah tidak lagi mempunyai daya.

Pada likuifaksi yang sudah terjadi bahwa likuifaksi lebih sering terjadi deposit tanah berbutir yang halus dan lepas pada keadaan jenuh. Tanah berbutir yang halus mempunyai sifat yang buruk dalam drainase di dalam tanah. Deposit tanah yang

biasanya mengalami likuifaksi pada saat gempa adalah pasir halus, pasir berlanau, pasir biasa, dan pasir berlumpur.

Fenomena yang terkait dengan peristiwa likuifaksi adalah likuifaksi aliran dan transportasi melingkar. Pencairan fluida adalah peristiwa dimana terjadi sirkulasi tanah. Proses ini terjadi ketika tegangan geser tidak aktif yang digunakan untuk mencapai keseimbangan dalam massa tanah tertentu jauh lebih besar daripada tegangan geser yang diperoleh dari tegangan geser tanah yang dicairkan. Mobilitas siklik adalah fenomena lain yang menyebabkan deformasi permanen yang besar akibat gempa bumi. Dalam migrasi siklik, tegangan geser tidak aktif dan lebih kecil dari pada tanah yang dicairkan.



Gambar 2.3 Kejadian Likuifaksi di Palu (www.bing.com)

2.3.1 Faktor yang mempengaruhi Likuifaksi

Untuk bisa mengetahui terjadinya likuifaksi diperlukan pengenalan kondisi yang masih ada dalam tanah sebelum terjadinya gempa bumi. Tanah terdiri berdasarkan partikel yang tersusun. Bila dilihat secara seksama maka akan terlihat bahwa setiap partikel berafiliasi dengan partikel lainnya. Sebab adanya gaya berat, maka terdapatlah gaya diantara partikel. Gaya ini yang membentuk setiap partikel tanah agar tetap pada posisinya.

Likuifaksi terjadi ketika tegangan yang berlebihan merusak tanah jenuh, dan strukturnya berubah bentuk secara ireversibel. Partikel komposisi tanah cenderung bermigrasi dan membentuk komposisi yang lebih keras. Dalam kasus ekstrim, beban air pori menjadi sangat besar sehingga fragmen tanah tidak saling bersentuhan. Dalam hal ini, tanah kehilangan kekuatannya dan berperilaku seperti cairan. Oleh karena itu, peristiwa ini disebut likuifaksi.

2.3.2 Bahaya yang Diakibatkan oleh Likuifaksi

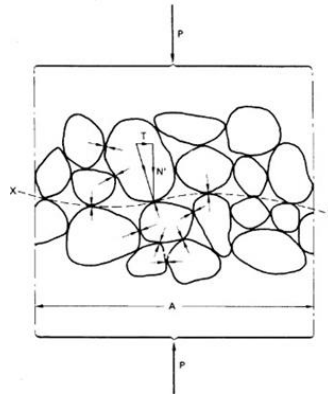
Likuifaksi paling mudah terjadi di tanah jenuh, sehingga efeknya paling sering ditentukan di daerah dekat perairan seperti sungai, danau, dan lautan. Dampak likuifaksi bisa berupa longsor besar atau retakan tanah yang sejajar dengan badan air.

Ketika likuifaksi terjadi, tenaga tanah berkurang serta kemampuan tanah guna membantu tenaga diatasnyajuga akan berkurang. Pencairan juga bisa mengakibatkan tekanan luar biasa di dinding penahan yang dapat mengakibatkan dinding penahannya miring dan bergeser. Timbulnya regangan air pori juga memicu penyebab terjadinya longsor atau *land slide*.

2.4 Tegangan dalam Tanah

Pada tahun 1923 besarnya dampak gaya yang menjalar antar partikel dalam kerangka tanah telah diketahui, bahasan ini mengenai prinsip-prinsip perhitungan besaran kenaikan teganga pada tanah yang diakibatkan oleh bermacam-macam pembebanan berdasarkan teori elastis. Walaupun pada aslinya tanah tidak elastis penuh, tidak isotropis, dan juga tidak homogen. Kompresibilitas kerangka tanah yang asli tergantung pada susunan structural partikel tersebut.

Prinsip tersebut dapat diwakilkan oleh contoh fisis yang sudah dijelaskan pada buku mekanika tanah R.F.Craig edisi keempat. Tinjaulah sebuah 'bidang' x-x pada suatu tanah jenuh sempurna yang melewati titiktitik singgung antar partikel, contohnya pada gambar berikut. Bidang x-x yg bergelombang tersebut, pada skala besar, sama menggunakan bentuk bidang yang sebenarnya. Lantaran ukuran partikel tanah relative kecil. Gaya-gaya antar partikel seluruh tanah, baik besar atau arahnya tidak beraturan, namun dalam setiap titik singgung menggunakan bidang yang bergelombang dan bisa menjadi komponen-komponen gaya yang arahnya tangensial terhadap bidang x-x yang sebenarnya. Komponen normal menggunakan N' sedangkan komponen tengsial menggunakan T .



Gambar 2.4 Interpretasi Tegangan Efektif (R.F Craig, 1991)

2.4.1 Tegangan Vertikal Total

Tegangan vertikal total merupakan tegangan pada dalam lapisan tanah, akibatnya berat tanah di atasnya memperhitungkan tegangan air pori yang dihasilkan melalui air (μ). Semakin sama intensitas tanah, semakin besar tegangan vertikal keseluruhan.

Tegangan vertikal total dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.1)

$$\sigma_v = \gamma_{\text{sat}} \times (z) \dots \dots \dots (2.1)$$

Dimana :

- σ_v : Tegangan vertikal total (kN/m^2)
- γ_{sat} : Berat isi lapisan tanah (kN/m^3)
- z : Kedalaman yang ditinjau (m)

2.4.2 Tegangan Vertikal Efektif

Tegangan vertikal efektif merupakan tekanan di lapisan tanah yang diperoleh dari beban tanah di atasnya dengan memperhitungkan tegangan air pori dampak air (μ). Tegangan air pori tekanan yang berasal dari tanah akibatnya berkurang.

Tegangan vertikal efektif dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.2)

$$\sigma'_v = \sigma_v - \mu \dots \dots \dots (2.2)$$

Dimana :

$\sigma'v$: Tegangan vertikal efektif (kN/m²)

σv : Tegangan vertikal total (kN/m²)

μ : Tegangan air pori (kN/m²)

$$\mu = \gamma_w \cdot z \dots \dots \dots (2.3)$$

Dimana :

μ : Tegangan air pori (kN/m²)

γ_w : Berat isi air (kN/m³)

z : Kedalaman lapisan tanah (m)

2.5 Metode Analisa Potensi Likuifaksi

Ada dua acara dalam menganalisis terjadinya likuifaksi yaitu dengan menggunakan tes uji coba laboratorium dan melalui perhitungan pendekatan dari data uji di lapangan. Untuk penyusunan tugas akhir ini penulis menggunakan hasil uji lapangan menggunakan data SPT (*Standard Penetration Test*) bertujuan untuk mendapatkan hasil nilai potensi likuifaksi. Pada dasarnya untuk menganalisis potensi likuifaksi dapat dilakukan dengan menggunakan dua parameter yang pertama dengan CSR (*Cyclic Stress Ratio*) dan CRR (*Cyclic Resistance Ratio*).

Metode menganalisis terjadinya likuifaksi dengan menggunakan nilai factor keamanan hasil dari perbandingan nilai CSR dengan nilai CRR, dimana CSR adalah ratio tegangan siklik yang disebabkan oleh beban seismic (gempa) dan CRR adalah kapasitas tahanan tanah dari tegangan siklik yang bisa memicu terjadi likuifaksi.

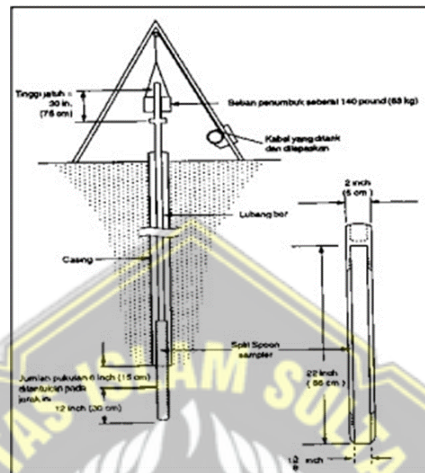
Faktor keamanan (SF) yang tidak diperbolehkan adalah kurang dari satu maka tanah akan terjadi likuifaksi. Dimana dapat dinyatakan dengan persamaan (2.4)

2.5.1 *Standard Penetration Test (SPT)*

Standard Penetration Test sering digunakan untuk memperoleh daya dukung tanah secara langsung. Metode SPT ini merupakan percobaan yang dilakukan dalam suatu tempat bor dengan memasukkan tabung sempel yang berdiameter dalam 305 mm menggunakan palu seberat 63,5 kg yang jatuh dari tinggi 760 mm. banyak pukulan

palu tersebut untuk memasukkan tabung sempel sedalam 305 mm dinyatakan dengan nilai N.

Tujuan percobaan SPT tersebut untuk menentukan kepadatan relative lapisan tanah dari pengambilan sehingga diketahui jenis tanah untuk ketebalan tiap-tiap lapisan tanah dan menentukan kepadatan dari tanah yang tidak berkoheisi.



Gambar 2.5 Alat Percobaan Penetrasi Standard (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2005)

2.5.2 Menentukan nilai $(N1)_{60}$.

Youd dan idriss (2001) dan Cetin, dll (2004) memberikan koreksi untuk mendapatkan nilai $(N1)_{60}$:

$$(N1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \dots \dots \dots (2.5)$$

Dimana :

- N_m = N-SPT yang diperoleh dari test lapangan.
- C_N = faktor normalisasi N_m terhadap tegangan overburden pada umumnya.
- C_E = koreksi rasio energy hammer (ER)
- C_B = koreksi untuk diameter lubang bor
- C_R = faktor koreksi dari panjang batang
- C_S = koreksi untuk sampel

Karena terdapat adanya peningkatan nilai N-SPT dengan meningkatnya tegangan overburden efektif, faktor koreksi tegangan overburden harus digunakan (Seed dan Idriss, 1982). Faktor ini umumnya dihitung dari persamaan

$$CN = \frac{2,2}{(1,2 + (\frac{\alpha \cdot v_0}{pa}))} \dots\dots\dots(2.6)$$

Dimana nilai CN tidak boleh melebihi dari 1,7.

Faktor koreksi (normalisasi) nilai Standard Penetration Test (SPT) yang dapat ditentukan melalui tabel berikut :

Tabel 2. 1 Faktor Koreksi Terhadap SPT

Tabel 1 Koreksi-koreksi yang digunakan dalam uji SPT (Youd, T.L. & Idriss, I.M., 2001)			
Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
Tegangan vertikal efektif		C _N	2,2 / (1,2 + (σ _{vd} /Pa))
Tegangan vertikal efektif		C _N	C _N ≤ 1,7
Rasio tenaga	Palu donat (<i>Donut hammer</i>)	C _E	0,5 s.d 1,0
Rasio tenaga	Palu pengaman (<i>Safety hammer</i>)	C _E	0,7 s.d 1,2
Rasio tenaga	Palu otomatis (<i>Automatic-trip Donut-type hammer</i>)	C _E	0,8 s.d 1,3
Diameter bor	65 s.d 115 mm	C _B	1,0
Diameter bor	150 mm	C _B	1,05
Diameter bor	200 mm	C _B	1,15
Panjang batang	< 3 m	C _R	0,75
Panjang batang	3 s.d 4 m	C _R	0,8
Panjang batang	4 s.d 6 m	C _R	0,85
Panjang batang	6 s.d 10 m	C _R	0,95
Panjang batang	10 s.d 30 m	C _R	1,0
Pengambilan contoh	tabung standar	C _S	1,0
Pengambilan contoh	tabung dengan pelapis (<i>liner</i>)	C _S	1,1 s.d 1,3

(Sumber : Youd dan Idriss, 2001)

Menentukan Fines Content (FC) lalu hitung nilai (N₁)_{60cs} yang dipengaruhi oleh nilai Fines Content itu sendiri (Youd dan Idriss, 2001)

$$(N1)_{60cs} = \alpha + \beta \cdot (N1)_{60} \dots\dots\dots(2.7)$$

Dimana nilai-nilai α dan β dipengaruhi oleh persentase fines content (FC):

$$\alpha = 0, \beta = 1, \quad FC \leq 5\% \dots\dots\dots(2.8)$$

$$\alpha = \exp [1,76 - (190/FC^2)] \quad 5\% < FC < 35\% \dots\dots\dots(2.9)$$

$$\beta = [0,99 - (FC^{1,5}/1000)] \quad 5\% < FC < 35\% \dots\dots\dots(2.10)$$

$$\alpha = 5, \beta = 1,2 \quad FC \geq 35\% \dots\dots\dots(2.11)$$

2.5.3 CSR (Cyclic Stress Ratio)

CSR (Cyclic Stress Ratio) adalah tegangan geser siklik yang terjadi dampak gempa dibagi menggunakan tegangan efektif lain, Nilai CSR bisa dihitung menggunakan rumus persamaan.

$$CSR = 0,65 \times \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \times \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right) \times r_d \dots\dots\dots(2.12)$$

Dimana :

CSR : Cyclic Stress Ratio (tidak berdimensi)

a_{max} : Percepatan maksimum di permukaan tanah

g : Percepatan gravitasi (g)

σ_v : Tegangan vertikal total (kPa)

σ'_v : Tegangan vertical efektif (kPa)

r_d : koefisien tegangan reduksi

Dimana r_d adalah nilai factor reduksi tahanan pada suatu tegangan yang dirumuskan mengestimasi besarnya koefisien reduksi besaran CSR.

Menurut Liao dan Whitman, 1968 formulasi yang digunakan untuk mengestimasi koefisien reduksi tegangan adalah :

$$\text{Untuk } z \leq 9,5 \text{ m } R_d = 1,0 - 0,00765z \dots\dots\dots(2.13)$$

$$\text{Untuk } 9,5 \leq z \leq 23 \text{ m } R_d = 1,174 - 0,0267z \dots\dots\dots(2.14)$$

$$\text{Untuk } 23 \leq z \leq 30 \text{ m } R_d = 0,744 - 0,008z \dots\dots\dots(2.15)$$

2.5.4 CRR (Cyclic Resistance Ratio)

Jika $(N1)_{60cs} > 37,5$ maka tanah tersebut tidak perlu dievaluasi karena nilai yang rentan akan likuifaksi ialah ketika $(N1)_{60cs} < 37,5$. Jika $(N1)_{60cs} > 37,5$ maka tanah tersebut kuat menahan beban seismic yang dapat diwakilkan dengan nilai $CRR_{7,5} = 2$.

Sedangkan menurut I.M. Idriss dan R.W. Boulanger di tahun 2008 telah memodifikasi nilai dari beberapa parameter yaitu dengan $(N1)_{60cs}$, $\Delta(N1)_{60}$, dan $CRR_{7,5}$ yang dirangkum pada persamaan di bawah ini.

$$(N1)_{60CS} = (N1)_{60} + \Delta(N1)_{60} \dots \dots \dots (2.16)$$

$$\Delta(N1)_{60} = \exp 1.63 + \frac{97}{FC+0,01} - \left(\frac{15,7}{FC+0,01}\right)^2 \dots \dots \dots (2.17)$$

$$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{(N1)_{60CS}}{14,1} + \left(\frac{(N1)_{60CS}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60CS}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60CS}}{25,4}\right)^4 - 2,8\right) \dots \dots \dots (2.18)$$

$$CRR_{MW} = CRR_{7.5} \times MSF \times K\sigma \times K\alpha \dots \dots \dots (2.19)$$

2.5.5 Nilai Faktor Keamanan (FS)

Faktor keamanan (FS) yang tidak diperbolehkan adalah kurang dari satu maka tanah akan terjadi likuifaksi. Dimana dapat dinyatakan dengan persamaan (2.20)

$$SF = \left(\frac{CRR_{MW}}{CSR}\right) \dots \dots \dots (2.20)$$

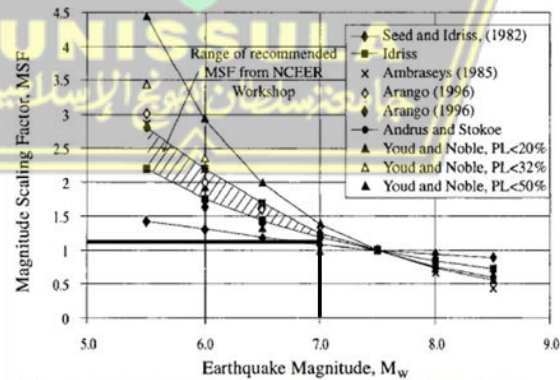
Dimana :

- Jika $FS < 1$ maka akan terjadinya likuifaksi
- Jika $FS = 1$ maka kodisinya kritis
- Jika $FS > 1$ maka tidak akan terjadinya likuifaksi

Nilai MSF untuk intensitas magnitude kurang dari 7,5 dan lebih besar dari 7,5 menurut Seed dan Idriss adalah sebagai berikut :

$$M_w < 7.5, MSF = 10^{2.24} / M_w^{2.56} \dots \dots \dots (2.21)$$

$$M_w > 7.5, MSF = (M_w / 7.5)^{-2.56} \dots \dots \dots (2.22)$$



Gambar 2.6 Magnitude Scale Factor (Seed dan Idriss, 1982)

2.6 Liquefaction Potential Index (LPI)

Liquefaction potential index (LPI) merupakan parameter tunggal untuk mengevaluasi potensi likuifaksi regional. LPI di sebuah situs dihitung dengan mengintegrasikan faktor keamanan (FS) bersama kolom tanah hingga kedalaman 20 m. Fungsi pembobotan adalah ditambahkan untuk memberi bobot lebih pada lapisan yang lebih dekat ke tanah permukaan. Liquefaction potential index (LPI) yang diusulkan oleh (Iwasaki, Tokida, and Tatsuoka 1981) diungkapkan di persamaan (2.23)

$$LPI = \int F(z) \times w(z) dz \dots \dots \dots (2.23)$$

Dimana z adalah kedalaman titik tengah lapisan tanah (0 hingga 20 m) dan dz adalah selisih kenaikan kedalaman. faktor bobot $w(z)$, dan faktor keparahan $F(z)$, dihitung sebagai persamaan berikut :

$$F(z) = 1 - SF \text{ untuk } SF < 1,0$$

$$F(z) = 0 \text{ untuk } SF > 1,0$$

$$w(z) = 10 - 0,5(z) \text{ untuk } z < 20 \text{ meter}$$

$$w(z) = 0 \text{ untuk } z > 20 \text{ meter}$$

untuk melihat keterangan tingkat keparahan LPI dapat dilihat pada tabel 2.2

Tabel 2. 2 Tingkat Keparahan LPI

LPI	Iwasaki et al. (1982)	Luna and Forst (1998)	MERM (2003)
LPI = 0	Very Low	Little to none	None
0 < LPI < 5	Low	Minor	Low
5 < LPI < 15	High	Moderate	Medium
15 < LPI	Very High	Mjor	High

2.7 Pembebanan Jembatan

Pada peraturan SNI1725:2016 tentang pembebanan jembatan. Peraturan ini menetapkan sebagai persyaratan minimum untuk pembebanan jembatan beserta batasan penggunaan setiap beban, perencanaan jembatan pada jalan raya ataupun jembatan pejalan kaki serta bangunan lain yang terkait dengan jembatan menggunakan faktor beban dan kombinasi beban yang sudah tercantum pada persyaratan. Ketentuan standar pembebanan dapat digunakan juga untuk penilaian atau evaluasi struktur yang sudah berjalan dan memberikan faktor beban minimum yang diperlukan untuk menentukan besarnya beban-beban rencana selama masa konstruksi.

Pembebanan rencana yang diperhitungkan berdasarkan peraturan yang dijelaskan SNI 1725:2016.

2.7.1 Beban Permanen

Beban mati karena berat sendiri dari komponen pada jembatan. Berat masing-masing bangunan dihitung berdasarkan dimensi yang direncanakan dalam gambar perencanaan dan berat spesifik yang digunakan. Massa dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah $9,81 \text{ m/detik}^2$.

1. Berat Mati (M_S)

Beban mati jembatan merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural dan non-struktural. Pada setiap komponen ini harus dianggap sebagai suatu kesatuan aksi yang tidak terpisah pada waktu menerapkan faktor beban normal dan faktor beban terkurangi. Bersarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan dan faktor beban yang digunakan sendiri dapat dilihat pada tabel 2.2 dan tabel 2.3 (*SNI 1725:2016, Pasal 7.1 Tabel 2 dan Tabel 3*)

Tabel 2. 3 Berat isi untuk beban mati

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	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25 - 19,6	1250 - 2000
7	Beton $f_c < 35$ Mpa	22,0 - 25,0	2320
	$35 < f_c < 105$ 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	1125

(sumber : SNI 1725:2016)

Tabel 2. 4 Faktor beban untuk berat sendiri

Tipe Beban	Faktor Beban			
	Keadaan Batas Layan		Keadaan Batas Ultimit	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

(sumber : SNI 1725, 2016)

2. Berat Mati Tambahan/ utilitas (MA)

Beban mati tambahan adalah berat total semua material yang membentuk beban nonstruktural jembatan, yang besarnya dapat bervariasi selama umur layan jembatan sebagai berikut :

- a. Pelapisan ulang permukaan aspal (*overlay*)
 $\gamma_{aspal} = 22 \text{ kN/m}^3$.
- b. Pagar pengaman, parapet dan sarana umum seperti pipa air, lampu jalan dll.
- c. Genangan air hujan

2.7.2 Beban Lalu Lintas

1. Beban lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” dibagi menjadi dua bagian: beban merata (BTR) dan beban garis terkonsentrasi (BGT). Beban lajur 'D' bekerja pada lebar lajur penuh, menciptakan efek jembatan yang sebanding dengan konvoi mobil sungguhan. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung dari lebar track kendaraan itu sendiri.

- a. Beban terbagi merata (BTR) mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang bentang total L yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

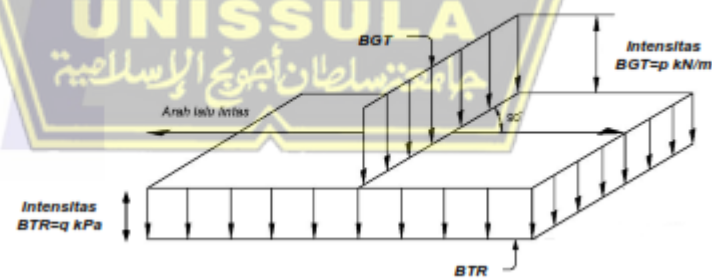
$$L \leq 30 \text{ m} \quad \rightarrow \quad q = 9,0 \text{ kPa}$$

$$L \geq 30 \text{ m} \quad \rightarrow \quad q = 9,0 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \dots \dots \dots (2.24)$$

(Sumber: SNI 1725:2016, Pasal 8.3).

Beban lajur “D” ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.4.

- b. Beban garis (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan dalam ditempatkan di sepanjang jembatan dan tegak lurus. Besarnya nilai BGT mempunyai intensitas, $p = 49,0$ kN/m, (Sumber: SNI 1725:2016, Pasal 8.3).

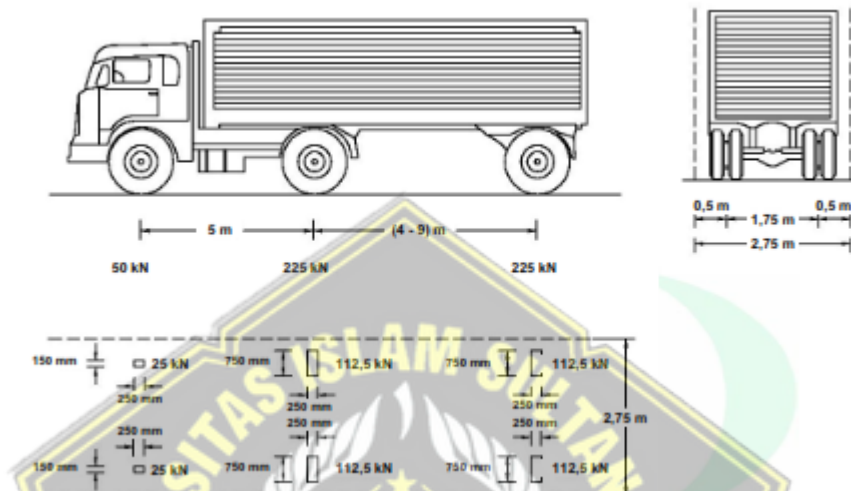


Gambar 2. 7 Beban Lajur “D” (SNI 1725:2016)

Distribusi beban “D” dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Beban lajur “D” pada seluruh lebar balok dengan intensitas 100% untuk panjang yang terbebani.

2. Beban *Truck* "T" (T)

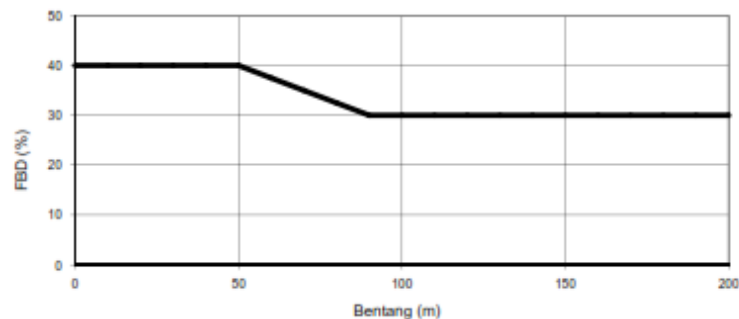
Beban *Truck* 'T' terdiri dari truk semi traailer dengan pengaturan gandar dan bobot seperti yang ditunjukkan. Berat masing-masing poros dibagi menjadi dua beban yang sama, yaitu bidang kontak antara roda dan tanah. Jarak antara dua sumbu dapat bervariasi antara 4,0m dan 9,0m untuk dampak longitudinal maksimum pada jembatan.



Gambar 2. 8 Beban *Truck* "T" (SNI 1725:2016)

3. Faktor Beban Dinamis (FBD)

Faktor beban dinamis (FBD) adalah hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Faktor beban dinamis diterapkan pada simulasi beban impact kendaraan travel beban 'D' dan beban truk 'T' pada struktur jembatan. Beban saluran FBD dapat dilihat pada Gambar Grafik 2.9



Gambar 2. 9 Faktor beban dinamis (FBD) (SNI 1725:2016)

Tabel 2. 5 Faktor beban dinamik untuk beban garis

BENTANG EKUIVALEN L_E (m)	FBD (untuk kedua keadaan batas)
$L_E \leq 50$	0.4
$50 < L_E < 90$	$0,525 - 0.0025 (L_E)$
$L_E \geq 90$	0.3

(Sumber: SNI 1725:2016)

Catatan :

Untuk bentang sederhana $L_E =$ panjang bentang aktual

Untuk bentang menerus $L_E = \sqrt{L_{rata-rata} - L_{maks}}$

Keterangan :

$L_{rata-rata}$ = panjang bentang rata-rata dari bentang-bentang menerus.

L_{maks} = panjang bentang maksimum dari bentang-bentang menerus

4. Gaya Rem

GGaya pengereman diasumsikan bekerja horizontal dalam arah sumbu jembatan pada jarak 1,8 m dari lantai kendaraan. Efek ini harus dihitung dengan gaya pengereman berikut:

- 25% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR atau,
- 5% dari berat gandar truk desain

2.7.3 Beban Lingkungan

2.7.3.1 Beban Angin

- Angin pada struktur (EWs)

Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen yang diambil tegak lurus terhadap arah angin.

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_b} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \dots\dots\dots(2.25)$$

Keterangan :

V_{DZ} = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)

- V_{10} = kecepatan angin pada elevasi 10 m diatas permukaan tanah atau diatas permukaan air rencana 90 – 126 km/jam
- V_B = kecepatan angin rencana 90 – 126 km/jam Z = elevasi struktur diukur dari
- Z = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung.
- V_0 = kecepatan gesekan angin (Tabel 2.6)
- Z_0 = panjang gesekan di hulu jembatan (Tabel 2.6)

Tabel 2. 6 Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	25000

(Sumber: SNI 1725:2016)

Sehingga, beban angin pada struktur dapat menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \dots \dots \dots (2.26)$$

Dimana :

P_B = tekanan angin dasar (tabel 2.7)

Tabel 2. 7 Tekanan Angin Dasar

Komponen bangunan atas	Angin tekanan (MPa)	Angin Hisap (Mpa)
Rangka, Kolom, dan Pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan Datar	0,0019	N/A

(Sumber: SNI 1725:2016)

Nilai P_D harus lebih besar dari 4,4 kN/m

Untuk struktur bawah tenakanan angin dasar sebesar 0,0019 Mpa.

b. Beban angin pada kendaraan (EW1)

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan yang diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar $1,46 \text{ N/mm}$

2.7.3.2 Beban Gempa (EQ)

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa.

a. Koefisien geser dasar (base shear)

Koefisien geser dasar (C_{sm}) elastis untuk analisis dinamis dapat ditentukan dengan rumus berikut :

$$C_{sm} = \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T^{\frac{2}{3}}} \dots \dots \dots (2.27)$$

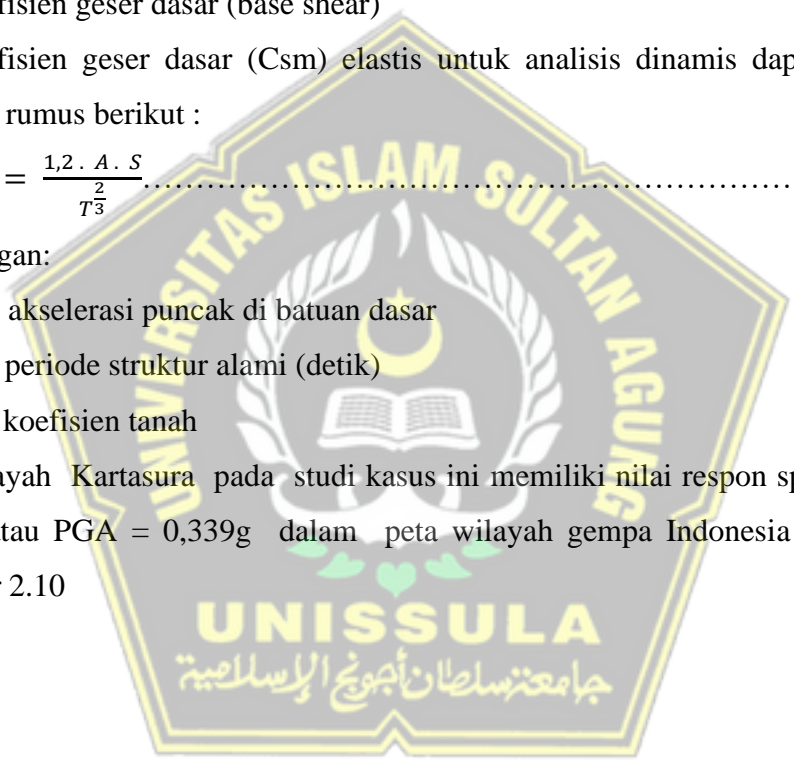
Dengan:

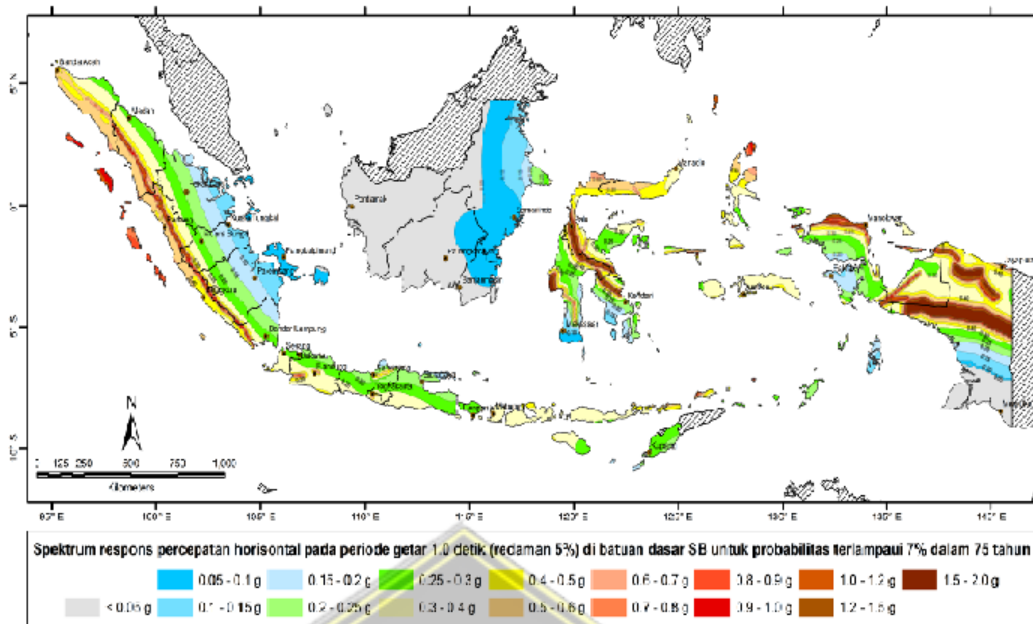
A = akselerasi puncak di batuan dasar

T = periode struktur alami (detik)

S = koefisien tanah

Wilayah Kartasura pada studi kasus ini memiliki nilai respon spektra batuan dasar atau PGA = 0,339g dalam peta wilayah gempa Indonesia seperti pada gambar 2.10





Gambar 3 - Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Gambar 2. 10 Peta respon spektra batuan dasar terlampaui 7% dalam 75 tahun
(SNI 2833 : 2016)

Tabel 2. 8 Faktor amplikasi untuk PGA

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 S _w ≤ 0,25	PGA = 0,2 S _w = 0,5	PGA = 0,3 S _w = 0,75	PGA = 0,4 S _w = 1,0	PGA > 0,5 S _w ≥ 1,25
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 2. 9 Besarnya nilai faktor amplikasi

Kelas situs	S _r ≤ 0,1	S _r = 0,2	S _r = 0,3	S _r = 0,4	S _r ≥ 0,5
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \dots\dots\dots(2.28)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots(2.29)$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots(2.30)$$

Koefisien respon gempa elastic

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots(2.31)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(2.32)$$

$$T_0 = 0,2 \times T_s \dots\dots\dots(2.33)$$

b. Periode Alami Jembatan

Persamaan periode alami (T) ditentukan berdasarkan sistem dinamis dengan satu derajat kebebasan tunggal sebagai berikut:

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{Wt}{gK}} \dots\dots\dots(2.34)$$

Dimana :

Wt = berat total struktur terdiri dari beban mati beserta tambahan (kN)

K = konstanta kekakuan (kN/m)

g = percepatan gravitasi (m/s²)

2.8 Gaya Prategang, Eksentrisitas dan Jumlah Tendon

2.8.1 Cek Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas dan Jumlah Tendon

Berikut ini adalah teori dan persamaan yang digunakan dalam perhitungan yang meliputi material gelagar yaitu beton.

Persamaan yang digunakan dalam perhitungan beton .

Kuat Tekan Beton

$$f'c = 0,83 \times K \times 100 \dots\dots\dots(2.35)$$

Kuat tekan beton pada kondisi awal

$$f'ci = 0,80 \times f'c \dots\dots\dots(2.36)$$

Perencanaan penampang balok prategang meliputi perhitungan luaspenampang balok, titik berat, momen inersia dan modulus penampang balok. Persamaan yang digunakan dalam perencanaan penampang balok dapat dilihat pada Persamaan 2.37 sampai Persamaan 2.41.

Letak Titik Berat

$$y_b = \frac{\sum A \times y}{\sum A} \dots\dots\dots(2.37)$$

$$y_a = h - y_b \dots\dots\dots(2.38)$$

Momen Inersia

$$I_b = \sum A \times y^2 + \sum I_o \dots\dots\dots(2.39)$$

Modulus Tahanan

$$W_a = \frac{I_x}{y_a} \dots \dots \dots (2.40)$$

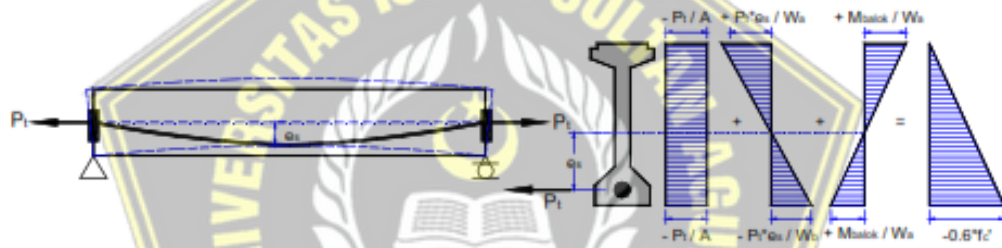
$$W_h = \frac{I_y}{y_b} \dots \dots \dots (2.41)$$

2.8.2 Tegangan yang Terjadi pada Gelagar Prategang

Tegangan yang terjadi pada balok prategang dihitung berdasarkan kondisi awal dan kondisi akhir.

1. Kondisi Awal (Saat Transfer)

Tegangan yang terjadi pada kondisi awal adalah kondisi pada saat penarikan tendon prategang dimana beban yang bekerja adalah baban sendiri balok. Penampang yang dipakai pada kondisi awal adalah penampang bersih/netto. Gambar diagram tegangan beton pada saat transfer dapat dilihat pada Gambar 2.8



Gambar 2. 11 Diagram Tegangan pada Saat Tranfer

Persamaan yang dipakai untuk menghitung tegangan yang terjadi pada kondisi awal dapat dilihat pada persamaan 2.42 dan 2.43 berikut.

Tegangan Serat Atas :

$$0 = -\frac{Pt}{A} + \frac{Pt \times Es}{Wa} - \frac{M_{balok}}{Wa} \dots \dots \dots (2.42)$$

Tegangan Serat Bawah :

$$0,6 \times f_c' = -\frac{Pt}{A} + \frac{Pt \times Es}{Wb} - \frac{M_{balok}}{Wb} \dots \dots \dots (2.43)$$

Eksentrisitas Beton :

$$Es = Y_b - Z_o \dots \dots \dots (2.44)$$

2. Kondisi Awal (Saat Transfer) dan Keadaan Setelah *LOSS OF PRESTRESS*

Tegangan yang terjadi pada kondisi akhir adalah kondisi pada saat semua gaya sudah bekerja. Penampang yang dipakai dalam kondisi akhir adalah penampang dalam kondisi komposit dengan gaya prategang yang digunakan adalah gaya prategang efektif. Gaya prategang efektif adalah gaya prategang yang sudah dikurangi kehilangan gaya prategang seperti pada persamaan 2.12.

$$P_{eff} = 70\% \times P_j \dots \dots \dots (2.45)$$

Mencari Jumlah Tendon dan Untaian (*Strands Cable*) yang dibutuhkan menggunakan persamaan

$$n_t = \frac{P_t}{0,85 \times 0,80 \times P_{b1}} \dots \dots \dots (2.46)$$

$$n_s = \frac{P_t}{0,85 \times 0,80 \times P_{bs}} \dots \dots \dots (2.47)$$



Gambar 2. 12 Diagram Tegangan pada Saat Kondisi Terakhir

Persamaan menentukan Tegangan di Serat Atas dan Tegangan di Serat Bawah sebagai berikut

Tegangan di Serat Atas

$$f_a = \frac{-P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \times e_s}{W_a} + \frac{M_{balok}}{W_a} \dots \dots \dots (2.48)$$

Tegangan di Serat Bawah

$$f_b = \frac{-P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \times e_s}{W_b} + \frac{M_{balok}}{W_b} \dots \dots \dots (2.49)$$

2.9 Kombinasi Pembebanan Jembatan

Perencanaan struktur jembatan, digunakan nilai terbesar dari kombinasi pembebanan pada keadaan ultimit (P_u). Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam desain jembatan sungai Pepe dapat dilihat pada tabel 2.10 berikut ini.

Tabel 2. 10 Kombinasi Pembebanan Struktur Atas Jembatan

beban	Keadaan batas									
	Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V	Ekstrem I	Layan I	Layan II	Layan III	Layan IV
MS (mati)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1	1	1	1
MA (mati tambahan)	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1
PR (prategang)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SH (susut/rangkak)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1	1	1	1
TD (lajur)	1.8	1.4	-	-	-	0.5	1	1.3	0.8	-
TT (lajur)	1.8	1.4	-	-	-	0.5	1	1.3	0.8	-
TB (rem)	1.8	1.4	-	-	-	0.5	1	1.3	0.8	-
TP (pejalan kaki)	1.8	1.4	-	-	-	0.5	1	1.3	0.8	-
Arus Air (EU)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
EWs (angin struktur)	-	-	1.4	-	0.4	-	0.3	-	-	0.7
EWL (angin kendaraan)	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-
BF (gesekan perletakan)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Eun (temperature sragam)	1	1	1	1	1	-	1	1	1	1
TG (temperature gradien)	-	-	-	-	-	-	0.5	-	0.5	-
EQ (gempa)	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-

(Sumber : keadaan batas dilihat pada SNI 1725:2016.)

2.10 Fondasi Dalam (*Deep Foundation*)

Fondasi dalam pada umumnya dipakai pada bangunan dengan beban yang cukup besar dan pada kondisi tanah keras jauh dari permukaan tanah.

2.10.1 Fondasi Tiang

Fondasi dalam biasa disebut juga dengan fondasi tiang, dilihat dari segi pelaksanaannya dapat dibagi menjadi dua bagian yaitu :

- Fondasi tiang pancang untuk beton bertulang pracetak (*Precast reinforced concrete pile*)
- Fondasi *Bored Pile* atau fondasi untuk cor di tempat (*Cast in place*)

Menurut (Saputra 2020), fondasi tiang digunakan untuk beberapa maksud, yaitu :

- a. Untuk meneruskan beban aksial bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak, ke tanah pendukung yang kuat.
- b. Untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai pada kedalaman tertentu, sehingga fondasi bangunan mampu memberikan daya dukung yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan dinding tiang dengan tanah di sekitarnya.
- c. Untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas akibat tekanan hidrostatik atau momen penggulingan.
- d. Untuk menahan gaya-gaya aksial dan gaya yang arahnya miring.
- e. Untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas daya dukung tanah tersebut bertambah.
- f. Untuk mendukung fondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

Fondasi tiang dapat dibagi menjadi 3 kategori yaitu sebagai berikut:

- a. Tiang perpindahan besar (*large displacement pile*)

Merupakan tiang pejal atau berlubang dengan ujung tertutup yang dipancang ke dalam tanah sehingga terjadi perpindahan volume yang relatif besar. Termasuk dalam tiang perpindahan besar adalah tiang kayu, tiang beton pejal, tiang beton prategang (pejal atau berlubang), tiang baja bulat (tertutup pada ujungnya).

- b. Tiang perpindahan kecil (*small displacement pile*)

Sama seperti tiang pada kategori pertama hanya volume tanah yang dipindahkan saat pemancangan relatif kecil, contohnya pada tiang beton berlubang dengan ujung terbuka, tiang beton prategang berlubang dengan ujung terbuka, tiang baja *H*, tiang baja bulat terbuka, tiang ulir.

- c. Tiang tanpa perpindahan (*non displacement pile*)

Terdiri dari tiang yang dipasang di dalam tanah dengan cara menggali atau mengebor tanah. Termasuk dalam perpindahan adalah tiang bor, yaitu tiang beton yang pengecorannya langsung dalam lubang hasil pengeboran tanah (pipa baja diletakkan dalam lubang dan dicor beton).

fondasi tiang digolongkan berdasarkan kualitas materialnya, cara pelaksanaan, pemakaian bahan-bahan dan sebagainya (Saputra 2020).

Penggolongan berdasarkan kualitas materialnya dan cara pembuatannya, diperlihatkan dalam tabel 2.11 dan penggolongan berdasarkan cara pelaksanaan di lapangan, berikut pada Gambar 2.10

Tabel 2. 11 Jenis-jenis fondasi tiang

Kualitas Bahan	Nama Tiang	Cara Pembuatan	Bentuk	
Tiang Baja	Pipa tiang baja	Di sambung secara elektris, di arah datar, mengeliling	Lingkaran	
	Tiang dengan Flens lebar (penampang H)	Diasian dalam keadaan panas, dilas	H	
Tiang Beton	Tiang beton pracetak	1. Diaduk dengan gaya sentrifugal	Lingkaran segitiga dan lain-lain.	
		2. Diaduk dengan pengetar		
	Tiang beton prategang pracetak	1. Sistem penarikan awal	Lingkaran	
		2. Sistem penarikan akhir		
	Tiang yang dicor ditempat	1. Tiang alas	Sistem pemancangan	Lingkaran
		2. Tiang beton Reymond		
		1. Dengan menggoyangkan semua tabung pelindung	Sistem pengeboran	
2. Dengan membor tanah				
3. Dengan pemutaran				
4. Dengan pemutaran berlawanan				
5. Dengan pondasi dalam				



Gambar 2. 13 Penggolongan dan penggunaan fondasi tiang

Ditinjau berdasarkan penyaluran beban ke tanah, fondasi tiang dibedakan menjadi tiga yaitu :

- a. Pondasi tiang dengan tahanan geser (*friction pile*). Dimana tiang meneruskan beban ke tanah melalui tahanan geser selimut tiang.
- b. Pondasi tiang dengan tahanan ujung (*end bearing pile*). Dimana tiang meneruskan beban ke tanah melalui tahanan ujung tiang ke lapisan pendukung tanah.
- c. Kombinasi antara tahanan geser (*friction pile*) dan tahanan ujung (*end bearing pile*).

2.10.2 Fondasi *Bored Pile*

Fondasi *Bored Pile* merupakan tiang fondasi dalam yang berbentuk tabung, berfungsi meneruskan beban struktur bangunan di atasnya dari permukaan tanah sampai lapisan tanah keras di bawahnya. Memiliki fungsi yang sama dengan pondasi tiang pancang atau pondasi dalam lainnya. Perbedaan diantara keduanya terletak pada cara pelaksanaan pengerjaannya. Pelaksanaan pekerjaan fondasi *Bored Pile* dimulai dari pembuatan lubang di tanah dengan cara mengebor terlebih dahulu kemudian penginstalan besi tulangan ke dalam lubang yang dilanjutkan dengan pengecoran *Bored Pile*.

Secara umum tipe fondasi ditinjau dari segi pelaksanaannya dibagi menjadi 3 macam tipe, yaitu :

a. *Sistim Augering*

Pada sistem ini selain augernya sendiri untuk kondisi lapangan tanah yang mudah longsor diperlukan *casing* atau *bentonite slurry* sebagai penahan longsor.

b. *Sistim Grabbing*

Pada penggunaan sistim ini diperlukan *casing* (*continuous semitory motion casing*) sebagai penahan longsor. *Casing* tersebut dimasukkan ke dalam tanah dengan cara ditekan sambil diputar. Sistim ini cocok untuk semua kondisi tanah, tetapi paling sesuai adalah untuk kondisi tanah yang sulit untuk ditembus.

c. *Sistim Wash Boring*

Pada sistim ini diperlukan *casing* sebagai penahan kelongsoran dan juga pompa air untuk sirkulasi air yang dipakai untuk pengeboran. Sistim ini cocok digunakan pada kondisi tanah pasir lepas.

Penggunaan fondasi *Bored Pile* juga memiliki pertimbangan keuntungan dan kerugian saat digunakan yaitu antara lain :

Keuntungan penggunaan fondasi *Bored Pile* :

1. *Bored pile* dapat digunakan pada tiang kelompok atau *Pile Cap*.
2. *Bored pile* dapat di dirikan sebelum penyelesaian tahapan selanjutnya.
3. Kedalaman tiang bisa divariasikan sesuai kebutuhan perencanaan
4. Berbeda dengan proses pemancangan fondasi tiang pancang dimana getaran tanah mengakibatkan kerusakan pada bangunan di dekatnya, berbeda dengan menggunakan fondasi *Bored Pile* hal ini dapat diminimalisirkan atau dicegah.
5. Fondasi *Bored Pile* mempunyai ketahanan yang tinggi terhadap beban lateral.

Kerugian penggunaan fondasi *Bored Pile* :

1. Pengeboran dapat mengganggu kepadatan, bila tanah berupa pasir dan tanah kerikil maka perlu menggunakan bentonite sebagai penahan supaya tanah tidak longsor.
2. Cuaca yang buruk dapat mempersulit proses pengeboran dan pengecoran.
3. Pengecoran beton menjadi sulit bila di pengaruhi oleh air tanah, karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik maka diatasi dengan cara ujung pipa *tremie* berjarak 25-30 cm dari dasar lubang pondasi.
4. Berkurangnya kapasitas daya dukung tanah terhadap tiang dikarenakan air yang mengalir ke dalam lubang bor.
5. Akan terjadi tanah runtuh (*ground loss*) jika tidak dilakukan pemasangan *casing* yang sebagai penahan kelongsoran pada saat pengeboran.

2.11 Kapasitas Daya Dukung Fondasi

Kapasitas dukung beban fondasi harus mampu menopang beban struktur teknik yang ditempatkan di lantai tanpa kegagalan geser dan dengan penurunan struktur yang dapat diterima (Bowles 1992). Keruntuhan pondasi disebabkan oleh dua jenis perilaku struktur pondasi. Pertama, fondasi atau beberapa elemennya terus jatuh ke tanah karena tidak dapat menahan beban tanpa meruntuhkan struktur di atasnya. Kedua, meskipun lantai penahan beban tidak runtuh, penurunan bangunan sangat besar sehingga retak dan merusak suprastruktur. Penurunan kinerja pertama terkait dengan kekuatan tanah yang menahan beban, yang juga dikenal sebagai penurunan daya dukung. Kegagalan kedua untuk beroperasi terkait dengan sifat deformasi tanah dan tekanan batuan dan disebut penurunan destruktif. Pada kenyataannya, kedua perilaku kegagalan tersebut saling terkait. Pada kenyataannya, kedua perilaku kegagalan tersebut saling terkait.

2.11.1 Daya Dukung yang Diijinkan

Pada umumnya daya dukung tiang diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang (*End Bearing Pile*) dan tahanan geser pada dinding tiang (*Friction Pile*). Seperti diperlihatkan pada (gambar 2.11) dan besarnya daya dukung yang diijinkan, diperoleh persamaan sebagai berikut :

$$Qa = \frac{1}{SF} (Pu + Ps) \dots\dots\dots (2.50)$$

Dimana :

- Qa = Daya dukung yang diijinkan (ton)
- Pu = Daya dukung terpusat tiang (ton)
- Ps = Gaya geser dinding tiang (ton)
- SF = Nilai keamanan



Gambar 2. 14 Mekanisme daya dukung tiang

2.11.2 Perhitungan Daya Dukung Fondasi

Yang dimaksud dengan kapasitas Tiang (*Pile Capacity*) adalah kapasitas daya dukung tiang terhadap beban. Variasi kondisi tanah dan pengaruh tipe cara pelaksanaan dapat menimbulkan perbedaan yang besar pada beban ultimit tiang dalam satu lokasi bangunan yang sama. Menurut (Sardjono, 1991) ditinjau dari cara mendukung beban tiang dapat dibagi menjadi dua, yaitu Tahanan Gesek Tiang (*Friction Pile*) dan Daya Dukung Ujung Tiang (*End Bearing Pile*).

2.11.2.1 Perhitungan Daya Dukung fondasi menurut Reese & Wright (1977)

Perhitungan daya dukung tiang menggunakan metode *Reese & Wright (1977)* berdasarkan data pengujian tanah (SPT) yaitu :

Persamaan untuk daya dukung ujung fondasi tiang (*end bearing*) dan daya dukung selimut (*Skin Friction*):

1. Fondasi Tiang Pancang

Daya dukung ujung fondasi tiang (*end bearing*)

$$Q_p = q_p \times A_p \dots\dots\dots (2.51)$$

Untuk tanah kohesif :

$$q_p = 9 \times C_u \dots\dots\dots (2.52)$$

$$C_u = (N - SPT \times \frac{2}{3} \times 10) \dots\dots\dots (2.53)$$

Sedangkan untuk mendapatkan nilai Q_p pada tanah non kohesif dapat dilihat pada rumus Persamaan 3.4.

Untuk tanah non kohesif :

$$Q_p = 7 \times \frac{N_1 + N_2}{2} \times A_p \dots\dots\dots (2.54)$$

a. Daya dukung selimut tiang (*Skin Friction*)

$$Q_s = f \times L_i \times p \dots\dots\dots (2.55)$$

Untuk tanah kohesif :

$$f = \alpha \times C_u \dots\dots\dots (2.56)$$

dimana:

α = faktor adhesi (penelitian *Reese & Wreight, 1977*)
= 0,55

C_u = Kohesi tanah (t/m²)

Untuk tanah non kohesif :

$$N < 53, \text{ maka } f = 0,32 \text{ N (t/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.57)$$

$$53 < N \leq 100, \text{ maka } f = \left(\frac{N-53}{450} \right) \times \left(\frac{1}{0,3048^2} \right) \dots\dots\dots (2.58)$$

Dimana :

Q_s = Daya dukung selimut tiang (ton)

f = Tahanan suatu *Skin Friction* (t/m^2)

L_i = Panjang lapisan tanah (m)

P = Keliling tiang (m)

2. Fondasi *Bored Pile*

a. Daya dukung ujung fondasi tiang (*end bearing*)

$$Q_p = q_p \times A_p \dots \dots \dots (2.59)$$

Untuk tanah kohesif :

$$q_p = 9 \times C_u \dots \dots \dots (2.60)$$

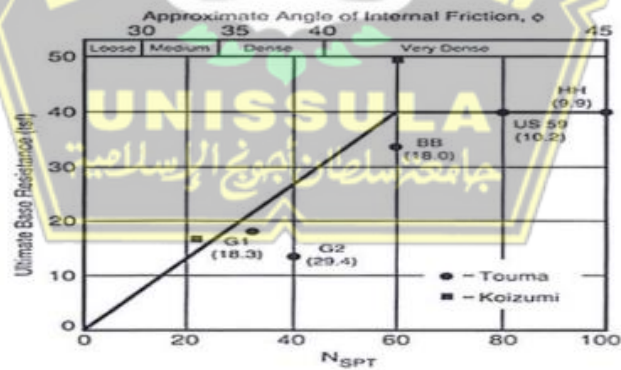
$$C_u = (N - SPT \times \frac{2}{3} \times 10) \dots \dots \dots (2.61)$$

Untuk tanah non kohesif :

Dan pada tanah tidak kohesif q_p di dapat dari grafik yang menghubungkan SPT menurut (*Reese & Wright, 1977*). seperti pada Gambar 2.12 Daya dukung ujung tiang berikut :

$$\text{Untuk } N \leq 60, \quad q_p = 7N \text{ (t/m}^2\text{)} < 400 \text{ (t/m}^2\text{)} \dots \dots \dots (2.62)$$

$$\text{Untuk } N > 60 \text{ maka } q_p = 400 \text{ (ton/m}^2\text{)} \dots \dots \dots (2.63)$$



Gambar 2. 15 Daya dukung ujung tiang bor (*Reese & Wright, 1977*)

Dimana :

Q_p = Daya dukung ujung tiang (ton)

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

A_p = Luas penampang tiang bor (m^2)

N = Nilai rata-rata SPT

Cu = Kohesi tanah (t/m^2)

b. Daya dukung selimut tiang (*Skin Friction*)

Untuk tanah kohesif :

$$Q_s = \alpha \times Cu \times P \times Li \dots\dots\dots(2.64)$$

Untuk tanah non kohesif :

$$Q_s = 2 \times N - SPT \times P \times Li \dots\dots\dots(2.65)$$

Dimana :

Q_s = Daya dukung selimut tiang (kN)

P = Keliling penampang tiang (m)

Li = Tebal Lapisan tanah ke-i (m)

2.11.2.2 Perhitungan Daya Dukung fondasi menurut Mayerhof (1956)

Perhitungan daya dukung ujung tiang (*end bearing*) dan selimut tiang (*Skin Friction*) berdasarkan data pengujian tanah (SPT) menggunakan metode persamaan *Mayerhof* (*Bowles, 1997*), yaitu :

1. Tiang Pancang

a. Daya dukung ujung fondasi tiang (*end bearing*)

$$Q_p = 9 \times Cu \times A_p \dots\dots\dots(2.66)$$

Untuk tanah kohesif :

$$Cu = (N - SPT \times \frac{2}{3} \times 10) \dots\dots\dots(2.67)$$

Untuk tanah non kohesif

$$Q_p = 40 \times N - SPT \times \frac{L_b}{D} \times A_p \dots\dots\dots(2.68)$$

Hasil analisa harus $\leq 380 \times N \times A_p$

Daya dukung ujung fondasi tiang (*Skin Friction*)

$$Q_s = \alpha \times Cu \times P \times Li \dots\dots\dots(2.68)$$

Keterangan :

Q_p = daya dukung ujung tiang (kN)

L_b = kedalaman setiap lapis pondasi (m)

D = diameter pondasi (m)

A_p = luas penampang pondasi (m^2)

Q_s = Daya dukung selimut (kN)

P = Keliling *bored pile* (m)

Li = tebal tiap lapisan tanah (m)

2. Fondasi Bore Pile

a. Daya dukung ujung fondasi tiang (*end bearing*)

$$Q_p = q_p \times A_p \dots\dots\dots(2.69)$$

$$q_p = 20 \times N_b \text{ (tanah kohesif)} \dots\dots\dots (2.70)$$

Keterangan :

A_p = Luas penampang tiang bor

Q_p = 20 N_b tanah kohesif (t/m^2)
= 40 N_b tanah non-kohesif (t/m^2)

N_b = Nilai rata-rata SPT dapat zona $\geq 8D$ dan $\leq 3D$ ujung tiang

b. Daya dukung ujung fondasi tiang (*Skin Friction*)

Tanah Kohesif

$$Q_s = X_m \times N_i \times P \dots\dots\dots(2.71)$$

$$X_m = 0,5 \text{ ton}/m^2 = 5 \text{ kN}/m^2$$

Tanah Non Kohesif

$$Q_s = 2 \times N - SPT \times P \times Li \dots\dots\dots(2.72)$$

Keterangan :

Q_p = daya dukung ujung tiang (kN)

N_b = Nilai rata-rata SPT dapat zona $\geq 8D$ dan $\leq 3D$ ujung tiang

A_p = luas penampang pondasi (m^2)

Q_s = Daya dukung selimut tiang (kN/m^2)

N_i = Rata-rata N-SPT

P = Keliling tiang (m)

2.11.2.3 Daya Dukung Ultimit Fondasi

Tanah kohesif :

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots(2.73)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \dots\dots\dots(2.74)$$

(SF menurut Reese & O'Neill 1977 = 2,5)

(SF menurut Mayerhof = 3)

Tanah non kohesif :

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (2.75)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \dots \dots \dots (2.76)$$

(SF menurut Reese & O'Neill 1977 = 2,5)

2.12 Efisiensi Daya Dukung Fondasi Bored Pile Kelompok (Group)

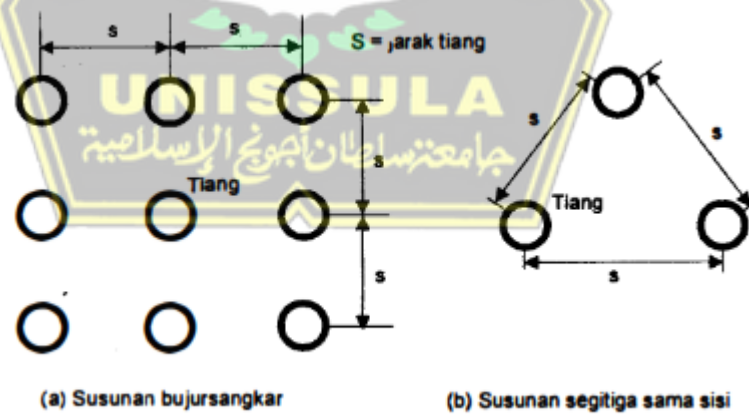
Analisa kapasitas tiang fondasi Bored Pile kelompok menurut Converse – Labarre Formula, menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$E_g = 1 - \left(\frac{(n_1-1) \times n_2 + (n_2-1)n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right) \times \phi \dots \dots \dots (2.77)$$

$$Q_{all(group)} = n \times E_g \times Q_{all(single)} \dots \dots \dots (2.78)$$

Keterangan :

- E_g = efisiensi kelompok tiang
- n_1 = Jumlah tiang dalam satu baris
- n_2 = Jumlah baris tiang
- D = Diameter fondasi
- s = Jarak antar as tiang (lihat gambar 2.10)
- ϕ = diameter tiang



Gambar 2. 16 Definisi jarak s dalam hitungan efisiensi tiang. (Hardiyatmo, 2002)

2.13 Perhitungan Kebutuhan Tiang Fondasi yang Digunakan

2.11.1 Perhitungan berat *Pile Cap*

Dalam perhitungan berat *pile cap*, persamaan yang digunakan yaitu menghitung volume *Pile Cap*.

$$V = P \times L \times T \dots\dots\dots(2.79)$$

Kemudian dikalikan dengan berat jenis beton yaitu :

$$(\rho) = 2400 \text{ kg/m}^2$$

2.11.2 Perhitungan Kebutuhan Jumlah Tiang Fondasi

$$n = \frac{Pu_1 + W_{(pile\ cap)}}{Q_{all}} \dots\dots\dots(2.80)$$

Dimana :

n = Jumlah kebutuhan tiang

Pu = Beban yang diterima pondasi (dari perhitungan aplikasi SAP)

$W_{(pile\ cap)}$ = Berat *Pile Cap* (kN)

Q_{all} = Daya dukung ijin (kN)

2.14 Perhitungan Jarak Antar Tiang

Penentuan jarak fondasi tiang sangat penting, karena akan berpengaruh besar pada gaya *friksi* yang terjadi di dalam tanah. Jarak antar tiang juga mempengaruhi besarnya penurunan yang terjadi terhadap fondasi tiang. Dengan itu jarak antar pondasi tidak hanya ditentukan dengan metode perkiraan, tetapi harus memperhatikan analisisnya. Efisiensi jarak antar fondasi dapat di tentukan menggunakan rumus analisis sebagai berikut :

$$2,5 \times D < s < 3 \times D \dots\dots\dots(2.81)$$

Dan untuk menentukan jarak as fondasi ke tepi *pile cap* dapat di ketahui nilainya dengan menggunakan persamaan :

$$S < 1,25 \times D \dots\dots\dots(2.82)$$

Dimana nilai D di dapat dari nilai diameter fondasi tiang.

2.15 Perhitungan Daya Dukung Lateral Tiang Pancang dengan Metode *Brooms*

Daya dukung lateral yang digunakan adalah jenis tanah *sand* (tanah granuler). Untuk itu nilai-nilai n_h pada tanah dapat dilihat pada tabel 2.12 dan 2.13

Tabel 2. 12 Nilai-nilai n_h untuk tanah granuler ($c=0$)

Kerapatan relatif (D_r)	Tak Padat	Sedang	Padat
Interval nilai A	100 - 300	300 - 1000	1000 - 2000
Nilai A dipakai	200	600	1500
n_h , pasir kering atau lembab (Terzaghi) (kN/m^3)	2425	7275	19400
N_h , pasir terendam air (kN/m^3)			
Terzaghi	1386	4850	11779
Reese et al	5300	16300	34000

Tabel 2. 13 Nilai-nilai n_h untuk tanah kohesif

Tanah	$N_h(kN/m^3)$	Referensi
Lempung terkonsolidasi normal lunak	166 - 3518 277 - 554	Reese dan Matlock (1956) Davisson - Prakash (1963)
Lempung terkonsolidasi Normal organik	111 - 277 111 - 831	Peck dan Davissonn (1962) Davisson (1970)
Gambut	55 27,7 - 111	Davisson (1970) Wilson dan Hitls (1967)
Loess	8033-11080	Bowles (1968)

Untuk perhitungan daya dukung lateral :

2.13.1 Cek Kekakuan Tiang Akibat Beban Lateral

$$E = 4700 \times \sqrt{fc} \dots \dots \dots (2.83)$$

$$I = \frac{1}{6} \times \pi \times (D)^4 \dots \dots \dots (2.84)$$

Untuk mencari faktor kekakuan tanah (T) adalah :

$$T = \left(\frac{Ep \times Ip}{nh} \right)^{1/5} \dots \dots \dots (2.85)$$

$$4T = 4 \times T \dots \dots \dots (2.86)$$

2.13.2 Cek Keruntuhan Tanah Akibat Beban Lateral

Untuk mengetahui terjadinya tanah runtuh atau tidak yang di akibatkan beban lateral yang terjadi pada tiang, maka dihitung besarnya momen maksimum yang ditahan oleh tiang jika tanah menerima beban ke arah horisontal tiang tidak terjadi keruntuhan.

$$M_{max} = B \times \gamma \times L^3 \times K_p \dots \dots \dots (2.87)$$

Untuk $M_{max} > M_y$, maka tanah tidak akan runtuh sehingga gaya horisontal ultimit (H_u) ditentukan oleh kekuatan bahan tiang dalam menahan beban momen.

2.13.3 Cek Nilai H_u

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{D \times K_p \times \gamma}} \dots \dots \dots (2.88)$$

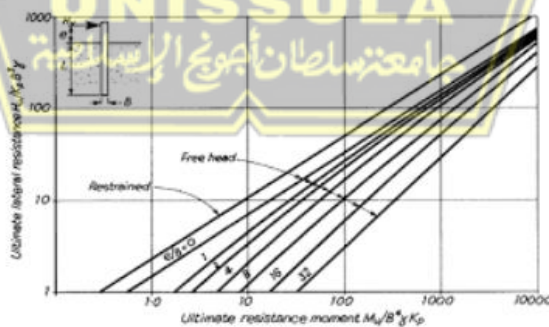
$$H_u = \left(\frac{2my}{e + \frac{s}{s}} \right) \dots \dots \dots (2.89)$$

$$H_{ijin} = \frac{H_u}{SF} \dots \dots \dots (2.90)$$

Pada tahanan momen ultimit :

$$\text{Tahanan Momen Ultimit} = \frac{M_u}{D \gamma \times K_p} \dots \dots \dots (2.91)$$

Untuk mencari nilai tahanan momen ultimit menggunakan grafik pada gambar 2.14



Gambar 2. 17 Grafik Nilai Tahanan Momen Ultimit

Persamaan perhitungan pada tahanan lateral ijin :

$$5,2 = \frac{H_u}{K_p \times \gamma \times D^3} \dots \dots \dots (2.92)$$

2.14 Penurunan Pada Fondasi *Bored Pile*

Penurunan (*Settlement*) digunakan untuk menunjukkan gerakan pada titik tertentu bangunan terhadap titik referensi yang tetap (Hardiatmo, 2020). Penurunan fondasi dapat diakibatkan oleh beban yang diterima dari bangunan di atasnya. Jika fondasi mengalami penurunan yang seragam antara titik satu dengan lainnya, maka tidak berakibat fatal pada bangunan di atasnya. Apabila penurunan yang terjadi tidak seragam, maka bisa berakibat sangat fatal bagi bangunan di atasnya atau akan terjadi keruntuhan dan kerusakan pada konstruksi bangunan.

Kondisi atau karakteristik tanah dan penyebaran tanah bergantung pada besarnya penurunan pada fondasi. Penurunan fondasi dapat dianalisis berdasarkan data tanah atau dengan analisis persamaan empiris yang juga berhubungan dengan hasil uji tanah.

2.14.1 Penurunan Elastis Tiang Tunggal

Perhitungan penurunan tiang tunggal dan distribusi beban pada tiang fondasi dapat dihitung menggunakan metode transfer beban (*load transfer*), (Coyle and Reese, 1966). Menurut Vesic (1977), perhitungan penurunan elastis fondasi *bored pile* tunggal dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut serta melihat pada tabel 2.14 Dan 2.15 :

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \dots \dots \dots (2.93)$$

Untuk mendapatkan nilai $S_{e(1)}$ digunakan rumus :

$$E_p (\text{beton}) = 4700 \sqrt{f_c'} \dots \dots \dots (2.94)$$

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \dots \dots \dots (2.95)$$

$\xi = 0,67$ (faktor empiris dari tipe variasi tahanan selimut tiang)

Untuk nilai $S_{e(2)}$

$$S_{e(2)} = \frac{qp \times D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \dots \dots \dots (2.96)$$

Tabel 2. 14 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas tanah

Macam Tanah	E (Kn/m ²)
Lempung	
Sangat Lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak Padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Pasir dan Kerikil	
Padat	80000 – 200000
Tidak Padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
<i>Loose</i>	15000 – 60000
Serpih	140000 - 1400000

(Sumber : Das, 1998)

Tabel 2. 15 Jenis Tanah dan Nilai Poisson's Ratio

Jenis Tanah	<i>Poisson's Ratio</i>
Lempung Jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir	0,1 – 1,0
Batuan	0,1 – 0,4
Umum dipakai untuk tanah	0,3 – 0,4

(Sumber : Das, 1998)

Dan untuk nilai $S_{e(3)}$

$$S_{e(3)} = \frac{qp \times D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) / Iws \dots \dots \dots (2.97)$$

$$Iws = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \dots \dots \dots (2.98)$$

Dari persamaan yang didapat, total penurunan pada tiang fondasi tunggal dapat diketahui. Pada penurunan fondasi tiang juga memperhatikan batasan-batasan yang

perlu diperhatikan agar penurunan tidak melebihi dari nilai penurunan yang diijinkan. Untuk mengetahui besarnya nilai penurunan yang diijinkan, maka perhitungan dapat menggunakan persamaan :

$$S_{ijin} = 10\% \times D \dots \dots \dots (2.99)$$

Nilai D di dapat dari diameter fondasi, dan nilai dari total penurunan < nilai penurunan yang diijinkan.

2.14.2 Penurunan Elastis Tiang Kelompok (Group)

Penurunan fondasi tidak hanya terjadi pada fondasi tunggal, tetapi penurunan fondasi kelompok juga perlu dilakukan analisis agar dapat diketahui berapa total penurunan fondasi kelompok. Perhitungan penurunan fondasi kelompok dihitung berdasarkan nilai yang di dapat dari perhitungan penurunan fondasi tunggal.

Penurunan fondasi menurut *Vesic (1977)*, dapat dilakukan perhitungan menggunakan persamaan :

$$S_g = S_e \times \sqrt{\frac{B_g}{D}} \dots \dots \dots (2.100)$$

Keterangan :

- S_g = Penurunan pondasi tiang kelompok (m)
- B_g = Lebar Kelompok Pondasi Tiang (m)
- D = Diameter pondasi (m)

2.15 Permodelan Menggunakan Software

Perkembangan zaman di era digital sekarang ini terutama pada dunia Teknik Sipil sudah semakin pesat dalam hal kemajuan teknologi. Dalam dunia kerja baik dilapangan ataupun tidak, teknologi sangat membantu meringankan pekerjaan suatu proyek. Analisis perhitungan juga semakin mudah dengan adanya bantuan *software* perhitungan yang tersedia. Adapun jenis *software* yang sering digunakan untuk memudahkan perencanaan, pelaksanaan suatu proyek seperti *software* ETABS, SAP2000, Midas *Civil*, Allpile (untuk *software* perhitungan fondasi) dan masih banyak lagi *software* yang dapat membantu dalam dunia Teknik Sipil.

2.15.1 *Software Allpile*

Allpile merupakan salah satu aplikasi yang digunakan *engineer* untuk melakukan perencanaan atau perancangan suatu fondasi didalam suatu proyek kontruksi. *Software Allpile* digunakan untuk mendesain fondasi tiang, baik itu fondasi pancang maupun *bored pile* dan juga bisa digunakan untuk mendesain fondasi dangkal. *Software Allpile* dalam pengoprasiannya sangat sederhana dan mudah untuk digunakan. Output yang dihasilkan salah satunya terdapat keterangan hasil perhitungan berapa besar daya dukung fondasi yang direncanakan serta ada grafik-grafik pendukung



BAB III

METODE PENELITIAN

3.1 Pendahuluan

Pada penyusunan tugas akhir ini yang bertujuan merencanakan dan menganalisis pondasi tiang *Bored Pile* pada proyek Pembangunan Jembatan Sungai Pepe yang berlokasi di Kabupaten Kartasura. Pembangunan jembatan dengan bentang mencapai 42,2 m dan menggunakan balok girder beton prategang (PCI). Perhitungan analisis besarnya beban bangunan pada tugas akhir ini menggunakan *software* SAP2000, dimana hasil *output* dari SAP2000 ini sebagai hasil besarnya beban bangunan dan besarnya reaksi yang terjadi pada pilar jembatan akibat beban bangunan. Perhitungan daya dukung pondasi dilakukan secara manual dengan perbandingan perhitungan hasil menggunakan *software* Allpile.

3.2 Pengumpulan Data

Data yang digunakan dalam penyusunan tugas akhir ini menggunakan data yang diperoleh dari PT. Adhi Karya (Persero) berupa data hasil penyelidikan tanah uji bor log, SPT dan gambar rencana denah pondasi yang akan digunakan sebagai perhitungan perencanaan dan analisa pondasi. Data sekunder merupakan data yang didapatkan secara tidak langsung atau melalui media perantara yang ada, atau mencari dari sumber data dari pustaka, serta data yang diperoleh dari instansi yang terkait.

3.3 Data Proyek

3.3.1 Data Umum Proyek

Data umum Proyek Perencanaan Jembatan Sungai Pepe pada Ruas Pembangunan Tol Solo – Yogyakarta – Nyia Kulon Progo dijelaskan pada Tabel 3.1.

Tabel 3. 1 Data Umum Proyek

Jenis Data	Keterangan
Nama Proyek	Proyek Perencanaan Jembatan Sungai Pepe pada Ruas Pembangunan Tol Solo – Yogyakarta – Nyia Kulon Progo
Alamat Proyek	Jl. Nasional 16, Ngasem, Kec. Colomadu, Kabupaten Karanganyar Jawa Tengah (Ruas Pembangunan Tol Solo – Yogyakarta – Nyia Kulon Progo STA 1+585)

3.3.2 Lokasi Proyek

Lokasi Proyek Perencanaan Jembatan Sungai Pepe pada Ruas Pembangunan Tol Solo – Yogyakarta – Nyia Kulon Progo dapat dilihat pada Gambar 3.1



Gambar 3. 1 Lokasi Proyek

3.4 Metode Analisis

Dalam perencanaan fondasi *Bored Pile* ini penulis melakukan langkah-langkah perhitungan sebagai berikut :

1. Mengidentifikasi tanah berpotensi liquifaksi menggunakan metode CSR, CRR dan LPI dari data tanah SPT bertujuan mengetahui Faktor Keamanan (*SF*).
2. Perhitungan beban ultimit pada struktur jembatan menggunakan *Software* SAP2000 dengan kombinasi pembebanan pada tabel 2.14

3. Permodelan 3D Perencanaan Struktur Jembatan menggunakan *Software* 3D

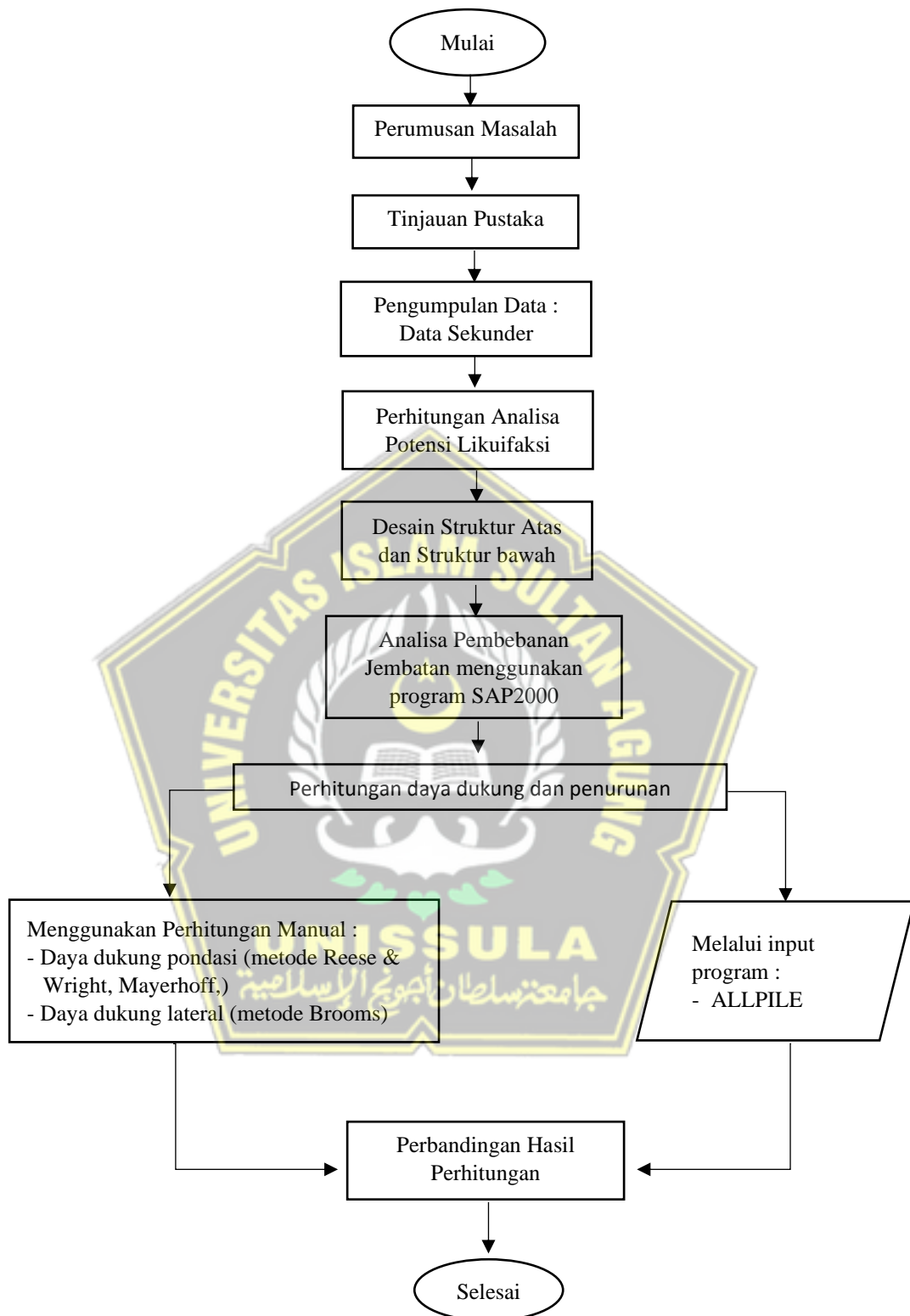


Gambar 3. 2 Permodelan 3D Perencanaan Struktur Jembatan

4. Perhitungan secara manual Daya Dukung Fondasi *Bored Pile* dengan menggunakan teori (metode) yang sudah ada berdasarkan hasil Boring (Bor Log) dan uji Standar Penetrasi Test (SPT).
5. Menghitung dan menganalisa Daya Dukung Ultimit dan Ijin Fondasi *Bored Pile* dan Tiang Pancang dengan metode Reese & Wright dan Mayerhoff.
6. Menghitung dan menganalisa Daya Dukung Lateral Fondasi *Bored Pile* dan Tiang Pancang dengan metode Brooms
7. Menganalisa menggunakan *Software* Allpile dengan tujuan untuk membandingkan dengan perhitungan manual.

3.5 Pengolahan dan Analisa Data

Data sekunder yang sudah terkumpul akan diuraikan dan dianalisis untuk mengetahui potensi adanya likuifaksi dan besarnya nilai daya dukung berdasarkan data-data yang ada. Langkah pertama mengidentifikasi potensi likuifaksi menggunakan beberapa metode, setelah mengidentifikasi langkah berikutnya menghitung besarnya kapasitas daya dukung fondasi dan langkah terakhir membandingkan menggunakan aplikasi untuk mencari efisiensi penggunaan fondasi. Dalam melakukan pengolahan atau analisis data dengan metode perhitungan dapat dilihat pada diagram alur metodologi pada gambar 3.3



Gambar 3. 3 Diagram alur Metodologi

BAB IV

ANALISA DAN PERHITUNGAN

4.1 Tinjauan Umum

Dalam penulisan Tugas Akhir pada bab ini adalah menganalisa data N-SPT yang telah didapat dari hasil pengolahan data tanah pada proyek pembangunan Jembatan sungai Pepe Kartasura yang berpotensi dengan terjadinya likuifaksi. Permasalahan yang timbul yaitu jenis fondasi apakah yang paling cocok, dengan menggunakan beban dan dimensi yang sama pada proyek Jembatan sungai Pepe. Tujuan dari membandingkan perencanaan fondasi, dapat digunakan sebagai alternatif di lapangan yaitu antara penggunaan fondasi tiang pancang atau fondasi *bored pile* yang sesuai dengan kondisi proyek tersebut.

Dalam perhitungan beban pada struktur atas menggunakan program software SAP2000. pada perhitungan struktur atas, pedoman yang digunakan adalah SNI 1725-2016 yaitu Peraturan Pembebanan untuk Jembatan, dan SNI 2833-2016 yaitu Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan.

Langkah pertama dalam menganalisis potensi likuifaksi adalah menentukan apakah tanah tersebut rawan likuifaksi. Sebagian besar tanah yang rentan terhadap likuifaksi adalah tanah yang tidak lengket. Karena tanah yang lengket hanya dapat menyebabkan likuifaksi pada kondisi tertentu.

4.2 Analisa Likuifaksi berdasarkan Data SPT

Pengolahan data SPT bisa diketahui potensi likuifaksi di tiap titik tersebut pada kedalaman tertentu. Pada pengolahan data SPT dapat dianalisis dengan menggunakan nilai $(N1)_{60cs}$ yang dipengaruhi oleh *finer content* itu sendiri. Dari analisis tersebut dapat diperoleh nilai CRR untuk digunakan memperoleh nilai SF (*Safety Factor*) yaitu dengan cara membagi antara CRR dengan CSR. Rumus dari CRR dapat di formulasikan pada (2.16).

Dan rumus-rumus yang lainnya pada metodologi ini untuk mencari nilai $(N1)_{60cs}$. Dari rumus-rumus yang ada di bab 2 dapat memperoleh nilai CRR

dari data SPT maka bisa diformulasikan dalam perhitungan menggunakan *software microsoft excel*.

Contoh perhitungan di DB sta 01+585 ada di kedalaman 14 m, karena di kedalaman tersebut diperoleh angka CSR, CRR dan FS :

a) Data

- | | |
|---|-------------------------------------|
| - Kedalaman : 14 m | - γ_w : 10 kN/m ³ |
| - N-SPT : 8 | - FC : 93,59 % |
| - γ_{sat} : 20 kN/m ³ | - GWL : -0,55 m |
| - a_{max} : 0,35 g | - Jenis Tanah : Sand |
| - $M_{sfm} 5.6$: 2,1117 | |

b) Tegangan Total (σ_v) (dari persamaan 2.1)

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \gamma_{sat} \times (z) \\ &= 20 \times 14 \\ &= 280 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

c) Tegangan Efektif (σ_v') (dari persamaan 2.2)

$$\begin{aligned}\sigma_v' &= \sigma_v - \mu \\ &= \sigma_v - (\gamma_w \cdot z) \\ &= 280 - (10 \cdot 14) \\ &= 140 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

d) Reduksi tegangan siklik (r_d) (dari persamaan 2.14)

$$\begin{aligned}R_d &= 1,174 - (0,00267 \cdot 14) \\ &= 0,80\end{aligned}$$

e) *Cyclic Stress Ratio* (CSR) (dari persamaan 2.12)

$$\begin{aligned}CSR &= 0,65 \cdot (a_{max}) \cdot \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}\right) \cdot r_d \\ &= 0,65 \cdot \left(\frac{0,355 \text{ g}}{g}\right) \cdot \left(\frac{280}{140}\right) \cdot 0,80 \\ &= 0,36\end{aligned}$$

f) Faktor Koreksi $(N1)_{60}$ (dari persamaan 2.6)

$$\begin{aligned}CN &= \frac{2,2}{\left(1,2 + \left(\frac{\alpha' v_0}{pa}\right)\right)} \\ &= \frac{2,2}{\left(1,2 + \left(\frac{1}{98,066}\right)\right)} \\ &= 0,84\end{aligned}$$

$$C_E = 1,115 \quad (\text{Tabel 2.1})$$

$$C_B = 1 \quad (\text{Tabel 2.1})$$

$$C_R = 1 \quad (\text{Tabel 2.1})$$

$$C_S = 1 \quad (\text{Tabel 2.1})$$

$$\begin{aligned} (N1)_{60} &= N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \text{ (dari persamaan 2.5)} \\ &= 23 \cdot 0,84 \cdot 1,115 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \\ &= 7,47 \end{aligned}$$

g) Menentukan $(N1)_{60cs}$ (dari persamaan 2.16)

$$(N1)_{60cs} = (N1)_{60} + \Delta(N1)_{60}$$

$$\begin{aligned} \Delta(N1)_{60} &= \exp\left(1,63 + \left(\frac{9,7}{(Fc+0,01)}\right) - \left(\frac{15,7}{(Fc+0,01)^2}\right)\right) \\ &= \exp\left(1,63 + \left(\frac{9,7}{(93,59+0,01)}\right) - \left(\frac{15,7}{(93,59+0,01)^2}\right)\right) \\ &= 5,50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (N1)_{60cs} &= (N1)_{60} + \Delta(N1)_{60} \\ &= 7,47 + 5,50 \\ &= 12,97 \end{aligned}$$

h) *Cyclis Resistance Ratio* (CRR) (dari persamaan 2.18)

$$\begin{aligned} CRR &= \exp\left(\frac{(N1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{25,4}\right)^4 - 2,8\right) \\ &= \exp\left(\frac{12,97}{14,1} + \left(\frac{12,97}{126}\right)^2 - \left(\frac{12,97}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{12,97}{25,4}\right)^4 - 2,8\right) \\ &= 0,14 \end{aligned}$$

i) *Cyclis Resistance Ratio* (CRR) (dari persamaan 2.18 dan 2.19)

$$CRR_{MW} = CRR_{7.5} \times MSF$$

$$\begin{aligned} M_w < 7.5, MSF &= 10^{2.24} / M_w^{2.56} \\ &= 10^{2.24} / 5,6^{2.56} \\ &= 2,1117 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} CRR_{MW} &= 0,14 \times 2,1117 \\ &= 0,30 \end{aligned}$$

j) *Safety Factor* (SF) (dari persamaan 2.20)

$$\begin{aligned} SF &= \left(\frac{CRR_{mw}}{CSR}\right) \\ &= \left(\frac{0,30}{0,36}\right) \\ &= 0,80 < 1 \text{ maka berpotensi likuifaksi} \end{aligned}$$

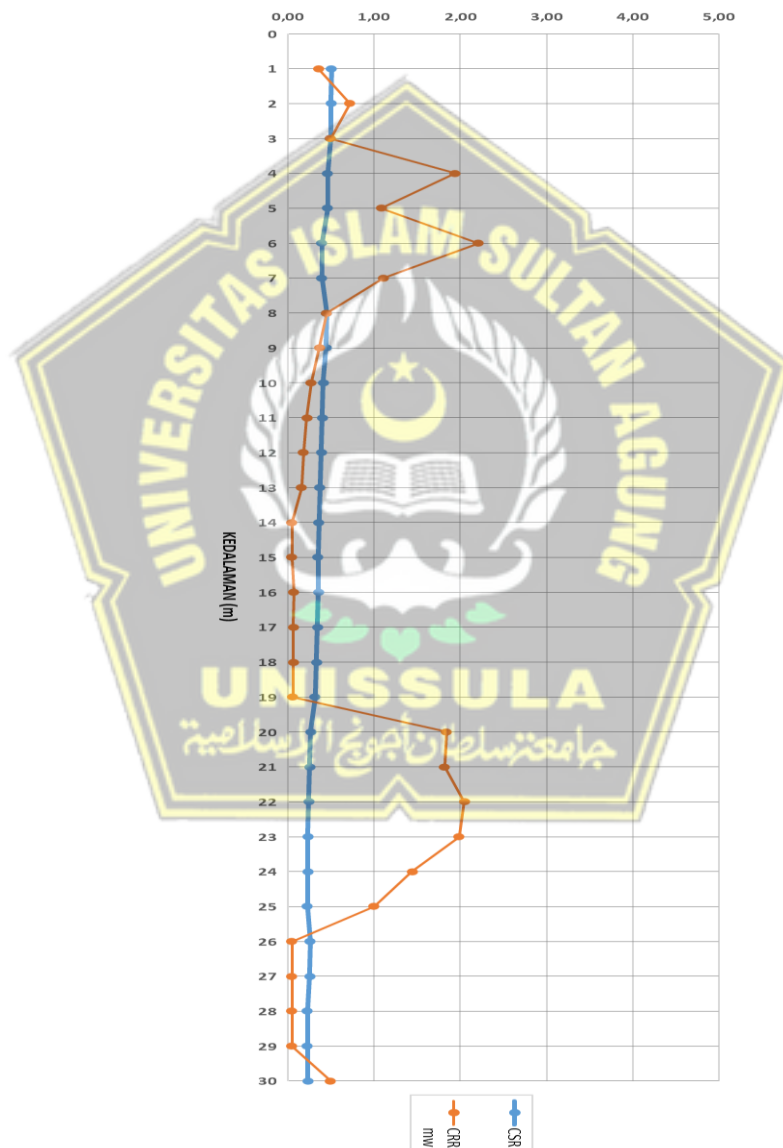
Tabel 4. 1 Hasil Perhitungan *Safety Factor* (SF) di DB sta 01+585.

kedalaman (m)	N-SPT	konsistensi	jenis	qc (kg/cm2)	fc %	ysat	sv	d'v	amax	γ	Rd	CN	Ce	Cb	Cr	Cs	(N1)60	Δ(N1)60	(N1)60cs	MSFM=7	CSR	CRR	CRR mw	FS	KET.
1	17	medium dense	clay	40	5,24	18	18	8	0,35	8	0,99	1,72	1,115	1	1	1	32,54	0,00	32,54	2,111731	0,51	0,70	0,36	1,38	Tidak Berpotensi Likuifaksi
2	17	medium dense	silt	40	64,7	18	36	16	0,35	8	0,98	1,61	1,115	1	1	1	30,59	5,59	36,18	2,111731	0,50	1,44	0,72	2,85	Tidak Berpotensi Likuifaksi
3	17	medium dense	silt	40	64,7	18	54	24	0,35	8	0,98	1,52	1,115	1	1	1	28,86	5,59	34,45	2,111731	0,50	0,99	0,50	1,98	Tidak Berpotensi Likuifaksi
4	22	medium dense	silt	48	64,7	19	76	36	0,35	9	0,97	1,40	1,115	1	1	1	34,44	5,59	40,03	2,111731	0,47	4,17	1,94	8,96	Tidak Berpotensi Likuifaksi
5	22	medium dense	silt	48	64,7	19	95	45	0,35	9	0,96	1,33	1,115	1	1	1	32,53	5,59	38,12	2,111731	0,46	2,35	1,09	5,09	Tidak Berpotensi Likuifaksi
6	28	medium dense	Sand	80	30,06	22	132	72	0,35	12	0,95	1,14	1,115	1	1	1	35,51	5,37	40,88	2,111731	0,40	5,56	2,21	13,97	Tidak Berpotensi Likuifaksi
7	28	medium dense	Sand	80	30,06	22	154	84	0,35	12	0,95	1,07	1,115	1	1	1	33,40	5,37	38,76	2,111731	0,39	2,82	1,11	7,14	Tidak Berpotensi Likuifaksi
8	23	medium dense	Sand	48	30,06	19	152	72	0,35	9	0,94	1,14	1,115	1	1	1	29,17	5,37	34,53	2,111731	0,45	1,01	0,45	2,24	Tidak Berpotensi Likuifaksi
9	23	medium dense	Sand	48	58,06	19	171	81	0,35	9	0,93	1,09	1,115	1	1	1	27,85	5,61	33,45	2,111731	0,45	0,82	0,37	1,84	Tidak Berpotensi Likuifaksi
10	24	medium dense	Sand	51	58,06	20	200	100	0,35	10	0,91	0,99	1,115	1	1	1	26,52	5,61	32,13	2,111731	0,41	0,66	0,27	1,59	Tidak Berpotensi Likuifaksi
11	24	medium dense	silt	51	54,8	20	220	110	0,35	10	0,88	0,95	1,115	1	1	1	25,36	5,61	30,97	2,111731	0,40	0,55	0,22	1,38	Tidak Berpotensi Likuifaksi
12	24	medium dense	Sand	51	50,62	20	240	120	0,35	10	0,85	0,91	1,115	1	1	1	24,29	5,61	29,91	2,111731	0,39	0,48	0,19	1,23	Tidak Berpotensi Likuifaksi
13	24	medium dense	Sand	51	50,62	20	260	130	0,35	10	0,83	0,87	1,115	1	1	1	23,31	5,61	28,92	2,111731	0,38	0,43	0,16	1,13	Tidak Berpotensi Likuifaksi
14	8	loose	Sand	20	93,59	20	280	140	0,35	10	0,80	0,84	1,115	1	1	1	7,47	5,50	12,97	2,111731	0,36	0,14	0,30	0,80	Berpotensi Likuifaksi
15	8	loose	Sand	20	93,59	20	300	150	0,35	10	0,77	0,81	1,115	1	1	1	7,19	5,50	12,69	2,111731	0,35	0,14	0,05	0,14	Berpotensi Likuifaksi
16	15	medium dense	silt	35	62,03	19	304	144	0,35	9	0,75	0,82	1,115	1	1	1	13,79	5,60	19,39	2,111731	0,36	0,20	0,07	0,20	Berpotensi Likuifaksi
17	15	medium dense	silt	35	62,03	19	323	153	0,35	9	0,72	0,80	1,115	1	1	1	13,33	5,60	18,93	2,111731	0,35	0,19	0,07	0,19	Berpotensi Likuifaksi
18	16	medium dense	clay	35	62,03	19	342	162	0,35	9	0,69	0,77	1,115	1	1	1	13,76	5,60	19,36	2,111731	0,33	0,20	0,07	0,20	Berpotensi Likuifaksi
19	16	medium dense	clay	35	62,03	19	361	171	0,35	9	0,67	0,75	1,115	1	1	1	13,33	5,60	18,93	2,111731	0,32	0,19	0,06	0,19	Berpotensi Likuifaksi
20	60	very dense	andesit	200	62,03	22	440	240	0,35	12	0,64	0,60	1,115	1	1	1	40,35	5,60	45,95	2,111731	0,27	50,47	13,47	189,06	Tidak Berpotensi Likuifaksi
21	60	very dense	Sand	200	62,03	22	462	252	0,35	12	0,61	0,58	1,115	1	1	1	39,04	5,60	44,64	2,111731	0,26	26,16	6,69	102,28	Tidak Berpotensi Likuifaksi
22	60	very dense	Sand	200	62,03	22	484	264	0,35	12	0,59	0,57	1,115	1	1	1	37,82	5,60	43,41	2,111731	0,24	14,98	3,66	61,22	Tidak Berpotensi Likuifaksi
23	60	very dense	andesit	200	62,03	22	506	276	0,35	12	0,56	0,55	1,115	1	1	1	36,66	5,60	42,26	2,111731	0,23	9,31	2,17	39,85	Tidak Berpotensi Likuifaksi
24	60	very dense	andesit	200	62,03	22	528	288	0,35	12	0,56	0,53	1,115	1	1	1	35,58	5,60	41,18	2,111731	0,23	6,18	1,44	26,48	Tidak Berpotensi Likuifaksi
25	60	very dense	Sand	200	62,03	22	550	300	0,35	12	0,55	0,52	1,115	1	1	1	34,56	5,60	40,15	2,111731	0,23	4,35	1,00	18,88	Tidak Berpotensi Likuifaksi
26	19	medium dense	silt	40	53,24	19	494	234	0,35	9	0,54	0,61	1,115	1	1	1	13,00	5,61	18,61	2,111731	0,26	0,19	0,05	0,73	Berpotensi Likuifaksi
27	19	medium dense	silt	40	53,24	19	513	243	0,35	9	0,54	0,60	1,115	1	1	1	12,67	5,61	18,29	2,111731	0,26	0,19	0,05	0,72	Berpotensi Likuifaksi
28	27	medium dense	silt	50	53,24	21	588	308	0,35	11	0,53	0,51	1,115	1	1	1	15,26	5,61	20,87	2,111731	0,23	2,03	0,47	8,85	Tidak Berpotensi Likuifaksi
29	27	medium dense	andesit	50	53,24	21	609	319	0,35	11	0,52	0,49	1,115	1	1	1	14,87	5,61	20,49	2,111731	0,23	2,09	0,47	9,25	Tidak Berpotensi Likuifaksi
30	60	very dense	andesit	200	53,24	22	660	331	0,35	12	0,51	0,48	1,115	1	1	1	32,17	5,61	37,78	2,111731	0,23	2,14	0,50	9,23	Tidak Berpotensi Likuifaksi

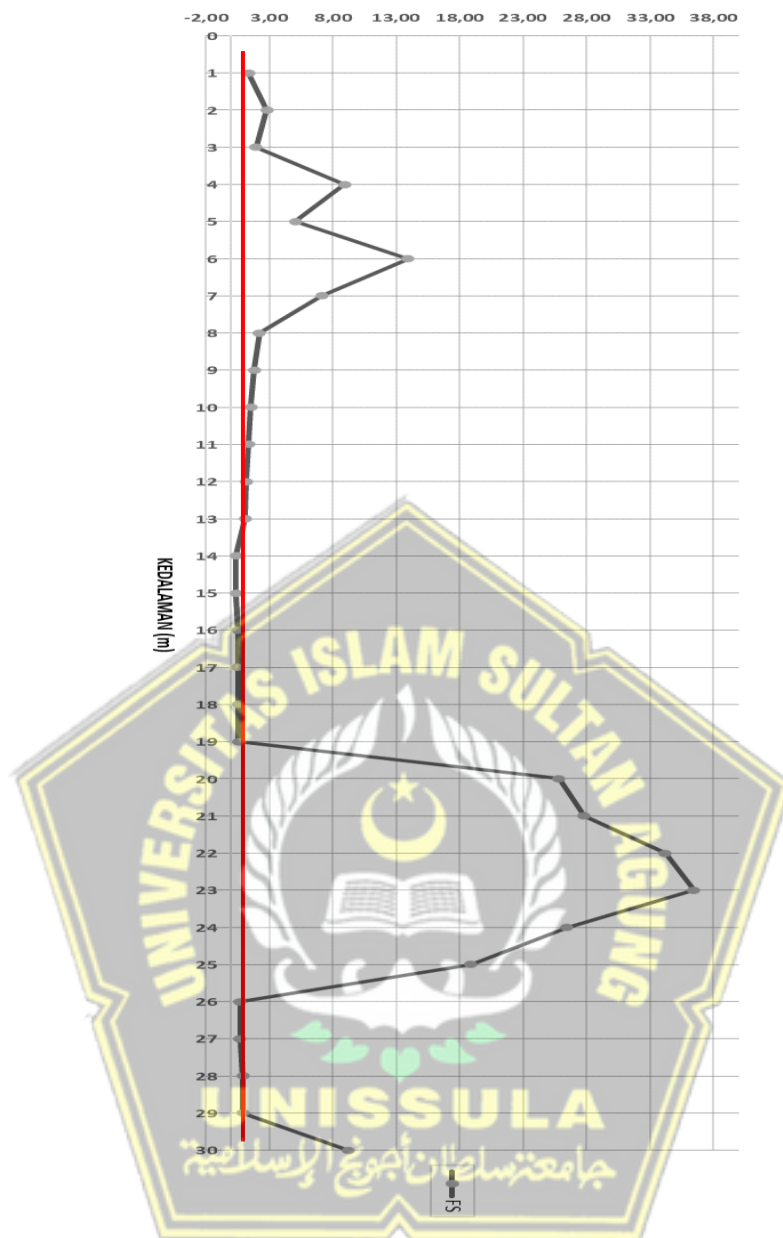
4.2.1 Hasil Pengolahan Data

4.2.2.1 Grafik CSR, CRR, dan SF

Data dari Boring Log pada Pryek Jalan Tol Solo-Yogyakarta yang akan dikaji sebanyak 1 titik pada jembatan, dimana maksimal kedalamannya mencapai 30 meter yang akan disajikan dalam grafik CSR, CRR, dan SF. Berikut adalah grafik-grafik dari kajian 1 titik pada jembatan dengan kedalaman sampai 30 meter yang telah dihitung dalam *software microsoft excel* pada grafik 4.1.



Gambar 4. 1 Grafik CSR dan CRR di DB sta 01+585



Gambar 4. 2 Grafik SF di DB sta 01+585

Dari data diatas maka bisa dianalisis jika angka SF itu kurang dari 1 maka berpotensi untuk adanya terjadinya likuifaksi, dan jika angka SF lebih dari 1 maka dapat dikatakan bahwa kondisi tersebut rentan terhadap adanya potensi likuifaksi.

Jika dilihat dari grafik data SPT diatas bisa diketahui bahwa titik tersebut terjadi potensi likuifaksi, karena garis SF grafik di sebelah kiri dan memiliki angka kurang dari 1, sehingga bisa dikatakan bahwa titik tersebut mengalami adanya potensi likuifaksi.

4.3 Perhitungan *Liquifaction Potential Index*

Di perhitungan *liquefaction potential index* menggunakan data SPT, ini untuk mengevaluasi potensi likuifaksi regional. Menurut Iwasaki et al. ditahun 1982 terbagi menjadi beberapa kategori. Mulai dari *Very Low* sampai ke *Very High*.

Untuk perhitungan LPI. Menggunakan formula dimana z adalah kedalaman titik tengah lapisan tanah (0 hingga 20 m) dan dz adalah selisih kenaikan kedalaman. faktor bobot $w(z)$, dan faktor keparahan $F(z)$.

4.3.1 Perhitungan *Liquifaction Potential Index SPT*

Untuk perhitungan *liquefaction potential index* bisa dihitung dengan rumus diatas dan bisa diformulasikan dengan menggunakan *software microsoft excel* bisa dilihat pada tabel 4.1

Contoh Perhitungan LPI di DB sta 01+585 ada di kedalaman 14, karena potensi likuifaksi ada di kedalaman tersebut menggunakan persamaan 2.23 :

a) Data

$$- Z : 14 \text{ m}$$

$$- SF : 0,80$$

b) Menghitung Nilai $F(z)$

$$\begin{aligned} - F(z) &= 1 - SF \\ &= 1 - 0,80 \\ &= 0,20 \end{aligned}$$

c) Menghitung Nilai $w(z)$

$$\begin{aligned} - w(z) &= 10 - (0,5 \cdot z) \\ &= 10 - (0,5 \cdot 14) \\ &= 3 \end{aligned}$$

d) Menghitung Nilai LPI (dari persamaan 2.23)

$$\begin{aligned} - LPI &= \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) \\ &= \int_0^{20} 0,20 \cdot 3 \\ &= 0,60 \text{ (LOW)} \end{aligned}$$

Tabel 4. 2 Hasil Perhitungan *Liquefaction Potential Index* di DB sta 01+585

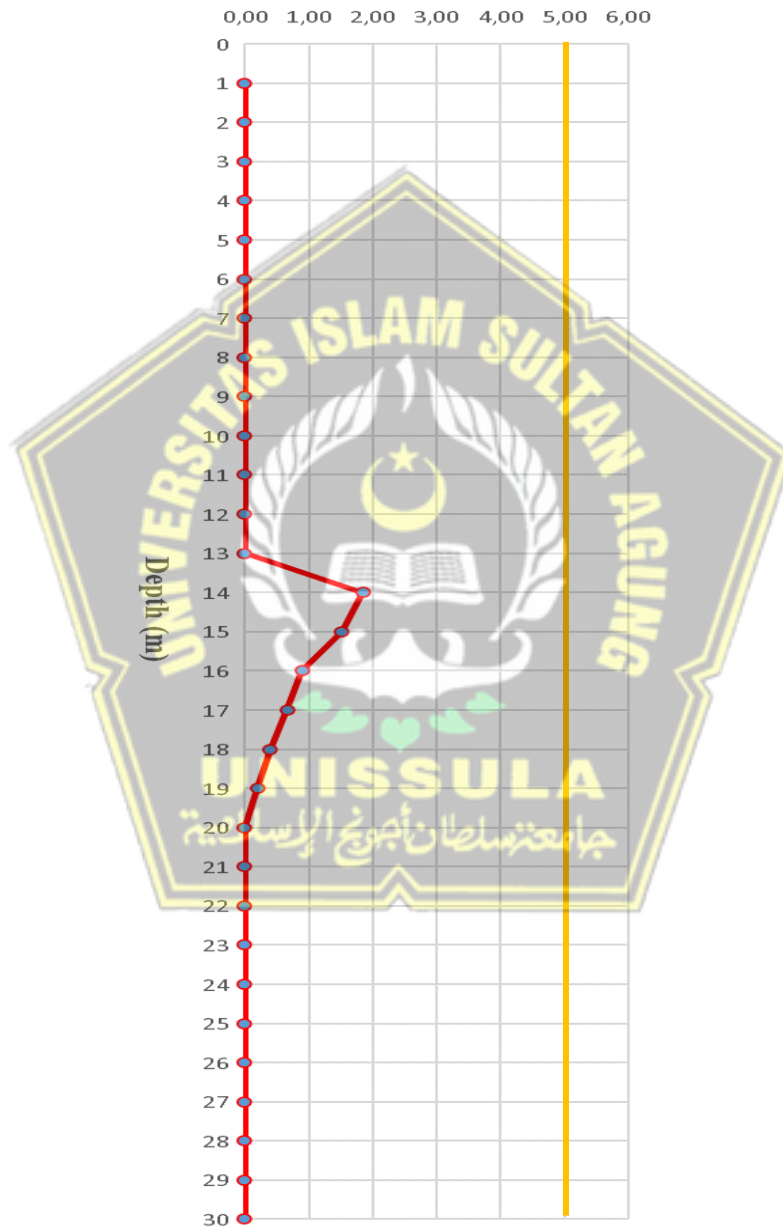
Kedalaman (m)	F(z)	w(z)	LPI	Kategori
1	0,00	9,5	0,00	
2	0,00	9	0,00	
3	0,00	8,5	0,00	
4	0,00	8	0,00	
5	0,00	7,5	0,00	
6	0,00	7	0,00	
7	0,00	6,5	0,00	
8	0,00	6	0,00	
9	0,00	5,5	0,00	
10	0,00	5	0,00	
11	0,00	4,5	0,00	
12	0,00	4	0,00	
13	0,00	3,5	0,00	
14	0,62	3	1,85	LOW
15	0,61	2,5	1,52	LOW
16	0,45	2	0,89	LOW
17	0,44	1,5	0,66	LOW
18	0,40	1	0,40	LOW
19	0,40	0,5	0,20	LOW
20	0,00	0	0,00	
21	0,00	0	0,00	
22	0,00	0	0,00	
23	0,00	0	0,00	
24	0,00	0	0,00	
25	0,00	0	0,00	
26	0,27	0	0,00	LOW
27	0,28	0	0,00	LOW
28	0,00	0	0,00	
29	0,00	0	0,00	
30	0,00	0	0,00	

Dari tabel *liquefaction potential index*, kategori ini termasuk ke dalam kategori *high*. Menurut Iwasaki et al di tahun 1982 LPI (*liquefaction potential index*) lebih dari 5 dan kurang dari 15. Itu semua karena disebabkan dari faktor keamanan dan juga dari faktor keparahan.

Tabel 4. 3 Tingkat keparahan LPI

LPI	Iwasaki et al. (1982)	Luna and Frost (1998)	MERM (2003)
LPI = 0	Very low	Little to none	None
0 < LPI < 5	Low	Minor	Low
5 < LPI < 15	High	Moderate	Medium
15 < LPI	Very high	Major	High

4.3.2 Grafik LPI



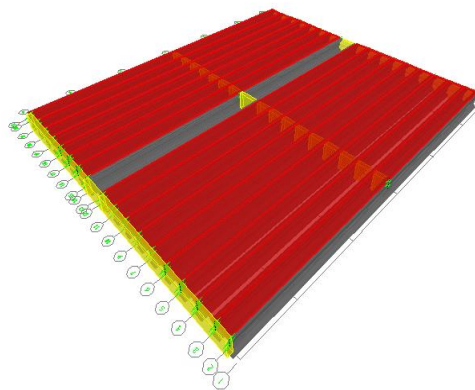
Gambar 4. 3 Grafik Liquefaction Potential Index di DB sta 01+585

Hasil dari grafik diatas menunjukkan bahwa Likuifaction Potential Index di STA 01+585 berada pada tingkat keparahan dengan kategori *LOW* karena hanya memiliki tingkat keparahan dengan angka $LPI < 5$.

Perhitungan identifikasi potensi likuifaksi menggunakan beberapa metode, maka direncanakan kedalaman fondasi berada pada kedalaman - 21 m. Karena pada kedalaman -14 m sampai -19 m terdapat titik yang berpotensi likuifaksi, sedangkan pada kedalaman -26 m dan -27 m juga terdapat potensi likuifaksi. Berdasarkan analisa itu, perencanaan dipancangkan di kedalaman -21 m. Apabila potensi likuifaksi tepat berada pada struktur yang direncanakan dan pada saat likuifaksi itu terjadi peningkatan air pori dimana partikel tanah saling lepas dan tegangan efektif tanah menjadi sama dengan nol atau daya dukungnya menjadi lemah, sehingga mengakibatkan penurunan pada bangunan struktur diatasnya bahkan lebih fatalnya sampai mengalami keruntuhan pada strukturnya.

4.4 Permodelan Struktur Jembatan Menggunakan *Software* SAP2000

Pada proyek perencanaan jembatan ini permodelan pembebanan menggunakan program software SAP2000. Permodelan ini berfungsi untuk mengetahui besarnya gaya yang terjadi. Gaya – gaya ini yang nantinya digunakan untuk menentukan perhitungan selanjutnya pada analisa daya dukung pondasi. Beton Prategang atau Girder dan Diafragma dimodelkan sebagai *frame* kemudian untuk *Slab* dan Deckslab dimodelkan menjadi *shell* seperti pada Gambar 4.3.



Gambar 4. 4 Permodelan Jembatan Menggunakan SAP2000

4.5 Pembebanan Jembatan

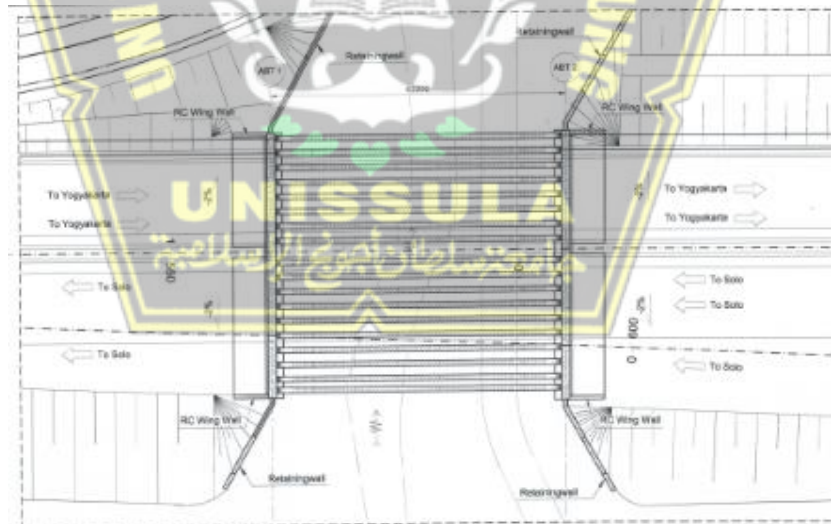
4.5.1 Data Teknis

Data perencanaan struktur Jembatan Sungai Pepe sebagai berikut pada tabel 4.4.

Tabel 4. 4 Data Teknis Jembatan

Lebar Jembatan	=	38,2	m	
Jumlah Lajur	=	6	m	
Lebar Lajur	=	3,6	m	7,2 untuk jalan utama
Lebar Bahu Jalan Luar	=	1,5	m	
Lebar Bahu Jalan dalam	=	3	m	
Lebar Barirer	=	0,5	m	
Panjang Bentang	=	40	m	
Panjang PCI Girder	=	40,8	m	
Total Panjang ABT to ABT	=	42,2	m	

Adapun data lainnya yang terdapat pada Jembatan Sungai Pepe berupa data denah yang berdasarkan Gambar 4.4 berikut.



Gambar 4. 5 Denah Jembatan Sungai Pepe Kartasura

Data yang di butuhkan untuk perhitungan kapasitas daya dukung fondasi berupa data propertis tanah dan beban struktur dari jembatan. Data standart penetration test dan hasil uji sampel tanah di laboratorium termasuk dalam data

Tabel 4. 5 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban Tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah (n)	Volume (kN/m ³)	Berat (kN)
Lap Aspal dan Overlay	0,05	7,2	40	1	22	7,92
Air hujan	0,05	7,2	40	1	9,8	3,53
Σ total berat						11,45

3. Beban Lajur “D” (TD)

Beban Lajur “D” terdiri dari dua perhitungan, beban terbagi merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT).

a. Beban Terbagi Merata (BTR)

Panjang bentang, $L = 40$ M

Lebar antar gelagar, $s = 2,1$ M

$q = 9,0 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{L}\right)$ kPa $L \geq 30$ m

$q = 9,0 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{40}\right)$
 $= 7,88$ kPa

Pembebanan beban terbagi merata :

$QTR = q \times s$
 $= 16,54$ kN/m

b. Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban garis terpusat (BGT) memiliki nilai intensita $p = 49,0$ kN/m

Panjang Jembatan (L) = 40 m $<$ 50 m, sehingga :

Faktor beban dinamis (Dynamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut :

DLA = 0.4	untuk $L \leq 50$ m
DLA = $0.4 - 0.0025 \cdot (L - 50)$	untuk $50 < L < 90$ m
DLA = 0.3	untuk $L \geq 90$ m

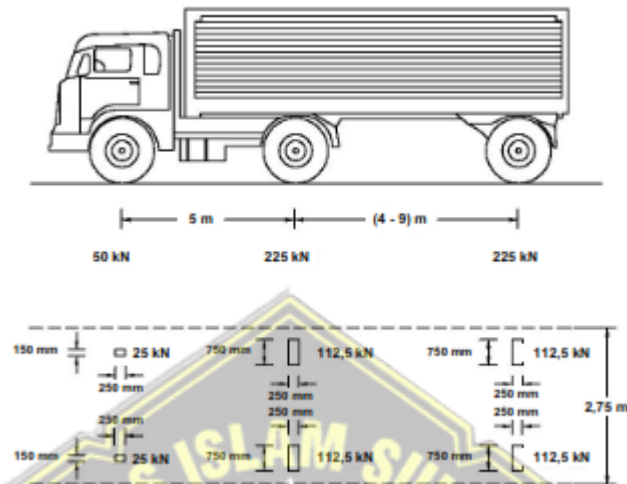
$FDB = 0,4$

Beban terpusat pada balok :

$BGT = (1 + FDB) \times p \times s$
 $= 144,06$ kN/m

4. Beban Truk “T” (TT)

Pembebanan truk “T” terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti terlihat dalam gambar 4.6



Gambar 4. 7 Susunan dan Berat As beban Truk

Beban Total kendaraan	= 500 kN
Beban roda depan	= 50 kN
Beban roda tengah	= 225 kN
Beban roda belakang	= 225 kN

5. Gaya Rem “TB” (TB)

Pengaruh pengereman diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m diatas lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang panjang total jembatan (L).

- c. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR atau,
- d. 25% dari berat gandar truk desain.

Berat gandar truk desain (T) = 500 kN

Panjang Jembatan, (L) = 40 m

- a. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

$$\begin{aligned} \text{Gaya rem} &= 5\% \times (T + L \times QTR) \\ &= 58,075 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. 25% dari berat gandar truk desain.

$$\begin{aligned}\text{Gaya rem} &= 25\% \times T \\ &= 125 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya rem yang diambil 25% = 125 kN

6. Beban Angin “EW” (EW)

a. Beban angin arah melintang pada Struktur Jembatan (Y)

$$V_{10} = 100 \text{ m/dt}$$

$$V_b = 100 \text{ m/dt}$$

$$V_0 = 13,2 \text{ mm} \quad (\text{tabel SNI 1725:2016})$$

$$Z_0 = 70 \text{ km/jam} \quad (\text{tabel SNI 1725:2016})$$

$$Z = 7650 \text{ mm}$$

$$P_b = 0,0024 = 2,4 \text{ kPa} \quad (\text{tabel SNI 1725:2016})$$

Untuk mencari kecepatan angin rencana menggunakan rumus sebagai berikut.

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_b} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

$$\begin{aligned}V_{DZ} &= 2,5 \cdot 13,2 \cdot \left(\frac{100}{100} \right) \ln \left(\frac{7650}{70} \right) \\ &= 154,90 \text{ km/jam}\end{aligned}$$

Tekanan Angin Rencana didapatkan menggunakan rumus perhitungan.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$= 2,4 \left(\frac{154,90}{100} \right)^2$$

$$= 5,76 \text{ kNm} > 4,4 \text{ kNm (oke)} \quad \text{Nilai } P_D \text{ harus lebih besar dari } 4,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Bentang jembatan, (L)} = 40 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Bidang sampign Jembatan} = 2,37 \text{ m}$$

$$\text{Luas bidang Samping, (Ab)} = 94,8 \text{ m}^2$$

Sehingga, Beban Akibat Angin total :

$$\text{TEW} = P_D \times \text{Ab}$$

$$= 5,76 \times 94,8$$

$$= 545,92 \text{ kN}$$

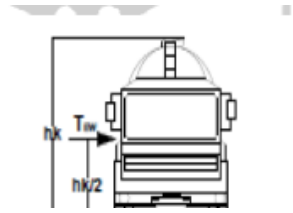
b. Beban angin pada kendaraan

$TEW_1 = 1,46 \text{ kN/m}$ (berdasarkan SNI 1725:2016)

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

$x = 1,75 \text{ m}$

$L = 40 \text{ m}$



Tabel 3 - Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 $S_s \leq 0,25$	PGA = 0,2 $S_s = 0,5$	PGA = 0,3 $S_s = 0,75$	PGA = 0,4 $S_s = 1,0$	PGA > 0,5 $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Dimana x , adalah jarak antar roda.

Maka, beban angin pada kendaraan dapat dihitung sebagai berikut,

$$PEW = \left(\frac{h}{x}\right) \times TEW \times L$$

$$PEW = \left(\frac{1,8}{1,75}\right) \times 1,46 \times 40$$

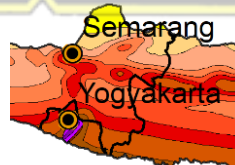
$$= 60,07 \text{ kN}$$

7. Beban Gempa (EQ)

Beban gempa diperhitungan berdasarkan SNI 2833-2016 dengan probabilitas 7% dalam 75 tahun atau periode ulang 1000 tahun. Berdasarkan peraturan SNI-2833-2016. Diambil pada peta gempa berada pada kota Kartasura, Jawa Tengah



PGA



SS



S1

Tabel 4. 6 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v)

Tabel 4 - Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_r \leq 0.1$	$S_r = 0.2$	$S_r = 0.3$	$S_r = 0.4$	$S_r \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Dari peta gempa dan tabel pada SNI 2833:2016 didapatkan nilai sebagai berikut.

Tabel 4. 7 Nilai yang didapatkan dari Peta Gempa

PGA	=	0,339	As	=	0,646
Ss	=	0,761	Sds	=	0,906
S1	=	0,346	Sd1	=	0,896
R	=	1,500	To	=	0,198
FPGA	=	1,905	Ts	=	0,990
Fa	=	1,190			
Fv	=	2,590			

Mencari nilai kekakuan girder dan Waktu getar untuk menentukan respon spectrum gempa, diketahui data sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 f_c &= 50 \text{ Mpa} \\
 L \text{ penampang} &= 0,752 \text{ m}^2 \\
 \text{tinggi girder, } h &= 2,1 \text{ M} \\
 \text{tebal} &= 0,8 \text{ M} \\
 \text{Lebar ekuivalen} &= 0,358 \text{ M} \\
 \text{Inersia penampang} &= 0,015 \text{ m}^4 \\
 \text{Panjang Jembatan} &= 40 \text{ M} \\
 \text{Modulus Elastis} &= 4700 \times \sqrt{f'_c}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 4700 \times \sqrt{50} \times 1000 \\
 &= 33234018,72 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai Kekakuan, } (K_p) &= 48 \times E_c \times \left(\frac{I}{L^3}\right) \\
 &= 48 \times 33234018,72 \times \left(\frac{0,015}{40^3}\right) \\
 &= 380,982 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

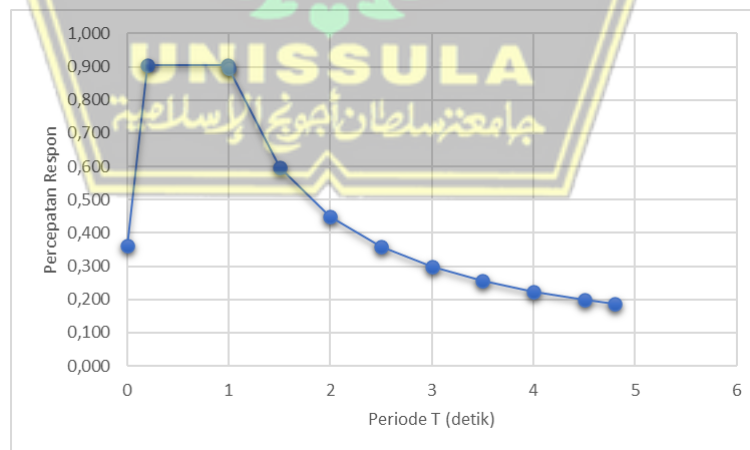
$$\begin{aligned}
 W_t &= (Q_{ms} + Q_{ma}) \times L \\
 &= (43,19 + 11,45) \times 40 \\
 &= 2185,44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu Getar} &= 2 \times \pi \sqrt{\frac{WT}{g.Kp}} \\
 &= 2 \times 3,14 \sqrt{\frac{2185,44}{9,81 \times 380,982}} \\
 &= 4,80 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Sehingga didapat tabel periode waktu getar dan grafik respon spectrum sebagai berikut.

Tabel 4. 8 Periode Waktu Getar

T	Sa
0	0,362
0,198	0,906
0,990	0,906
1	0,896
1,5	0,597
2	0,448
2,5	0,358
3	0,299
3,5	0,256
4	0,224
4,5	0,199
4,8	0,187



Gambar 4. 8 Grafik Respon Spectrum Gempa

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan beban yang terjadi pada struktur jembatan yang dapat dilihat pada Tabel 4.9 berikut ini.

Tabel 4. 9 Rekaputilasi hasil perhitungan pembebanan

Beban	Q (kN)	P (kN)	Keterangan
MS (mati)	otomatis	-	Beban merata Qms
MA (mati tambahan)	11,45	-	Beban merata Qma
TD (lajur)	16,54	144,06	Beban merata BTR & terpusat BGT (P)
TB (rem)	125,00	-	Beban merata Tb
EWs (angin struktur)	545,92	-	Beban merata Ews
EWL (angin kendaraan)	60,07	-	Beban merata EWL
EQ (gempa)	-	-	Respon Spectrum

4.5.3 Kombinasi Pembebanan

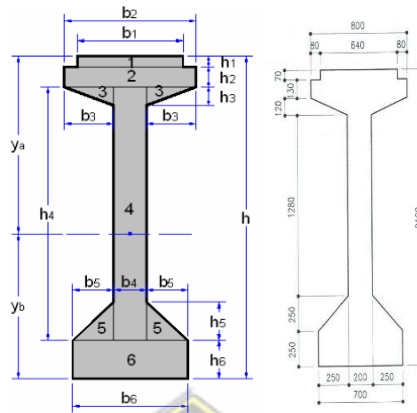
Berikut ini adalah kombinasi pembebanan pada pilar berdasarkan SNI 1725:2016 yang dapat dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4. 10 Kombinasi Pembebanan

Beban	Keadaan batas									
	Kuat	Kuat	Kuat	Kuat	Kuat	Ekstrem	Layan I	Layan II	Layan III	Layan IV
	I	II	III	IV	V	I				
MS (mati)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1	1	1	1
MA (mati tambahan)	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1
TD (lajur)	1.8	1.4	-	-	-	0.5	1	1.3	0.8	-
TT (lajur)	1.8	1.4	-	-	-	0.5	1	1.3	0.8	-
TB (rem)	1.8	1.4	-	-	-	0.5	1	1.3	0.8	-
EWs (angin struktur)	-	-	1.4	-	0.4	-	0.3	-	-	0.7
EWL (angin kendaraan)	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-
EQ (gempa)	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-

4.5.4 Cek Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas dan Jumlah Tendon

Tabel 4. 11 Section Propertis Balok Prategang



NO	DIMENSI		A (m ²)	Jarak thd alas (m ²)	Statis Momen A*y (m ³)	Inersia Momen A*y ² (m ⁴)	Inersia Momen I _o (m ⁴)
	b (m)	h (m)					
1	0,640	0,070	0,045	2,070	0,093	0,192	0,00002
2	0,800	0,130	0,104	1,965	0,204	0,402	0,00015
3	0,300	0,120	0,036	1,860	0,067	0,125	0,00003
4	0,200	1,650	0,330	1,075	0,355	0,381	0,0749
5	0,250	0,250	0,063	0,333	0,021	0,007	0,00022
6	0,700	0,250	0,175	0,125	0,022	0,003	0,0009
Σ		2,1	0,752		0,7615	1,109	0,07620

Tinggi total balok Prategang $h = 2,1 \text{ m}$

Luas Penampang balok Prategang $A = 0,752 \text{ m}^2$

Letak titik berat $y_b = \frac{\sum A \times y}{\sum A} = 1,012 \text{ m}$
 $y_a = h - y_b = 1,088 \text{ m}$

Momen inersia terhadap balok $I_b = \sum A \times y^2 + \sum I_o = 1,185 \text{ m}^4$

Momen inersia terhadap titik berat balok $I_w = I_h - A \times y_b^2 = 0,414 \text{ m}^4$

Tahanan momen sisi atas $W_a = \frac{I_x}{y_a} = 0,3810 \text{ m}^3$

Tahanan momen sisi bawah $W_h = \frac{I_y}{y_b} = 0,4095 \text{ m}^3$

a. Pada Saat Kondisi Awal (Saat Tranfer)

Mutu beton K – 500 $f_c' = 0,83 \times K \times 100 = 41500 \text{ kPa}$

Kuat tekan beton pada kondisi awal $f_{ci}' = 0,80 \times f_c' = 33200 \text{ kPa}$

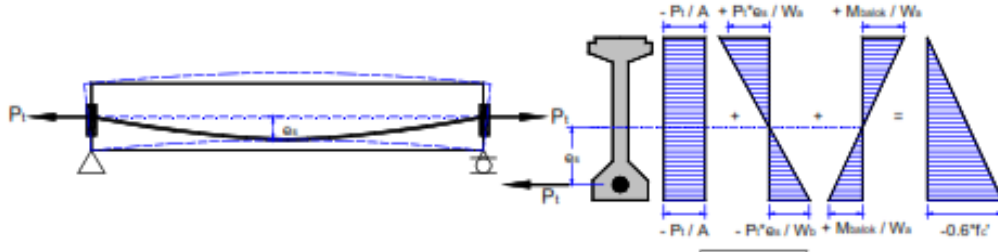
(saat tranfer)

Section Properties

$$W_a = 0,38105 \text{ m}^3$$

$$W_b = 0,4095 \text{ m}^3$$

$$A = 0,752 \text{ m}$$



Gambar 4.9 Diagram Regangan pada Tendon

Ditetapkan jarak titik berat tendon terhadap alas balok $Z_o = 0,1375 \text{ m}$

Eksentrisitas tendon $Es = Y_b - Z_o = 0,875 \text{ m}$

Momen akibat berat sendiri balok (Mms Balok) $M_{balok} = 3611,04 \text{ kN}$

Tegangan di Serat Atas

$$0 = -\frac{Pt}{A} + \frac{Pt \times Es}{W_a} - \frac{M_{balok}}{W_a} \quad \text{Persamaan 1}$$

Tegangan di Serat Bawah

$$0,6 \times f_c' = -\frac{Pt}{A} + \frac{Pt \times Es}{W_b} - \frac{M_{balok}}{W_b} \quad \text{Persamaan 2}$$

Besarnya gaya prategang Awal sebagai berikut.

$$\text{Persamaan (1)} \quad Pt = \frac{M_{balok}}{\frac{Es - W_a}{A}} = 9799,65 \text{ kN}$$

$$\text{Persamaan (2)} \quad Pt = \frac{[0,60 \times f_c' \times W_b] + M_{balok}}{\frac{W_b}{A} + Es} = 8291,39 \text{ kN}$$

Maka diambil nilai terkecil dari kedua persamaan diatas $Pt = 8291,39 \text{ kN}$

b. Pada Saat Kondisi Akhir

Data *STRANDS CABLE* - STANDAR VSL

Tabel 4. 12 Data *STRANDS CABLE* - STANDAR VSL

Data STRANDS CABLE - STANDAR VSL			
Jenis Strands	Uncoated 7 Wire Super Strands ASTM A-416 Grade 270		
Tegangan leleh Strand	F _{py} =	1580000	kPa
Kuat Tarik Strand	F _{pu} =	1860000	kPa
Diameter Nominal		0,01270	m
Luas Tampang Nominal Satu Strands	A _{st} =	0,00010	m ²
Beban Putus Minimal Satu Strands	P _{bs} =	187,32	kN (100% UTS atau 100% beban putus)
Jumlah Kawat Untaian (Strands Cable)		19	Kawat untaiian tiap tendon
Diameter Selubung Ideal		84	mm
Luas Tampang Strands		0,00188	m ²
Beban Putus Satu Tendon	P _{b1} =	3559,08	kN (100% UTS atau 100% beban putus)
Modulus Elastis Strands	E _s =	190000000	kPa
Tipe Dongkrak		VSL 19	

Gaya Prategang Awal $P_t = 8291,39$ kN
 Beban putus satu tendon $P_{b1} = 3559,08$ kN
 Beban putus minimal satu strand $P_{bs} = 187,32$ kN

Perhitungan Gaya Prategang pada saat Jacking memiliki dua persamaan sebagai berikut.

$$P_j = \frac{P_t}{0,85} \quad \text{Persamaan 1}$$

$$P_j = 0,80 \times P_{b1} \times n_t \quad \text{Persamaan 2}$$

Untuk mencari Nilai n_t (jumlah tendon) dari persamaan (1) dan persamaan (2).

$$n_t = \frac{P_t}{0,85 \times 0,80 \times P_{b1}} = 3,426 \quad \text{Tendon}$$

$$n_t = 4 \quad \text{Tendon}$$

Menentukan Jumlah kawat Untaian (*Strands Cable*) yang dibutuhkan.

$$n_s = \frac{P_t}{0,85 \times 0,80 \times P_{bs}} = 65,093 \quad \text{Strands}$$

$$n_s = 67 \quad \text{Strands}$$

Presentase Tegangan leleh yang ditimbulkan pada kawat baja (% *Jacking Force*).

$$P_o = \frac{P_t}{0,85 \times n_s \times P_{bs}} = \frac{8291,39}{0,85 \times 67 \times 187,32} = 77,72 \% < (80\% \text{ (OK)})$$

Gaya Prategang yang terjadi akibat *Jacking Force*

$$P_j = P_o \times ns \times P_{bs} = 9754,58 \text{ kN}$$

Diperkirakan Kehilangan Tegangan (*Loss Of Prestress*) = 30 %

Gaya prategang akhir setelah kehilangan tegangan (*loss of prestress*) sebesar 30%.

$$P_{eff} = 70\% \times P_j = 6828,21 \text{ kN}$$

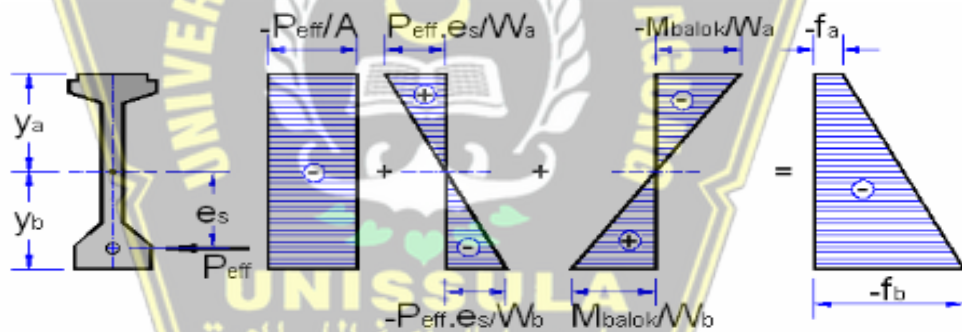
c. Keadaan Setelah *LOSS OF PRESTRESS*

Mutu beton balok prategang K – 500

Kuat tekan beton $f_c' = 0,83 \times K \times 100 = 41500 \text{ kPa}$

Tegangan ijin tekan beton $-0,45 \times f_c' = -18675 \text{ kPa}$

$P_{eff} =$	6828,21	kN	$W_a =$	0,38105	m ³
$M_{balok} =$	3611,04	kN/m	$W_b =$	0,40949	m ³
$A =$	0,7523	m ²	$E_s =$	0,875	m



Gambar 4. 10 Diagram Regangan pada Tendon setelah *Loss Of Prestress*

Persamaan menentukan Tegangan di Serat Atas dan Tegangan di Serat Bawah sebagai berikut

Tegangan di Serat Atas

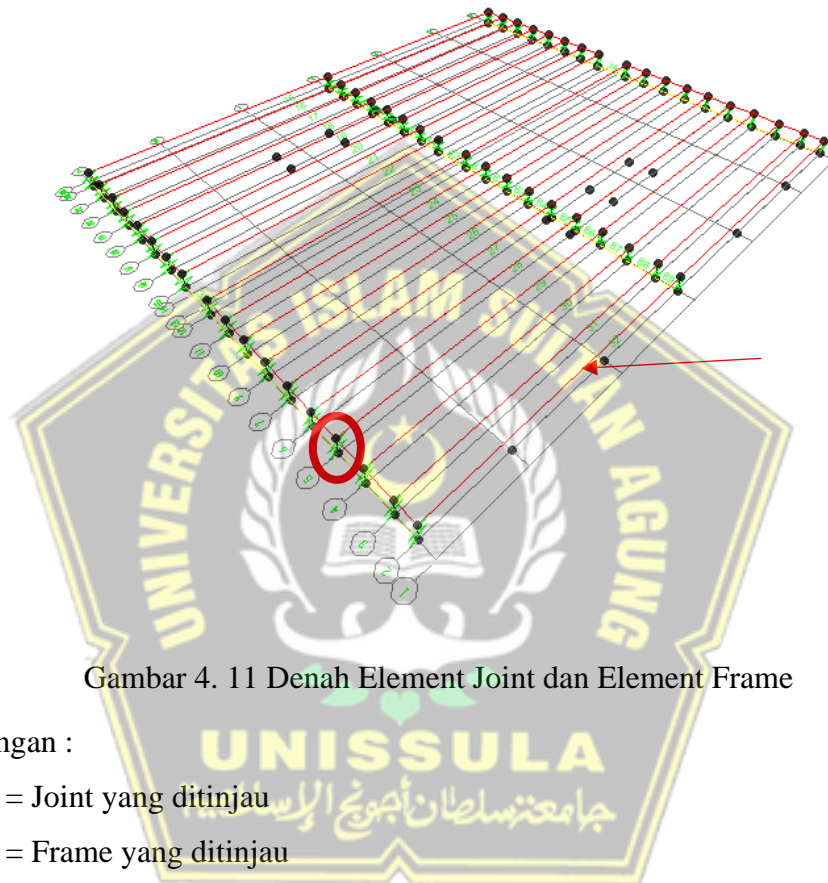
$$f_a = \frac{-P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \times e_s}{W_a} + \frac{M_{balok}}{W_a} = -2873,47$$

Tegangan di Serat Bawah

$$f_b = \frac{-P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \times e_s}{W_b} + \frac{M_{balok}}{W_b} = -14848,54$$

Dimana diambil nilai tertinggi untuk menentukan aman atau tidaknya pada saat kondisi *LOSS OF PRESTRESS*, dengan itu maka, $F_b = 14848,54 < -18675$ (AMAN), Tegangan di Serat Bawah < Tegangan ijin tekan beton

Setelah semua beban di input kedalam permodelan struktur pada Gambar 4.6 menggunakan program SAP2000 didapatkan hasil *output Joint Reaction Force* dan Momen Maximal pada Frame yang dapat dilihat pada Tabel 4.9.



Gambar 4. 11 Denah Element Joint dan Element Frame

Keterangan :

- = Joint yang ditinjau
- = Frame yang ditinjau

Untuk melihat besar beban dari struktur atas daan beban tiap tipe pondasi yang akan direncanakan dapat dilihat pada Tabel 4.13.

Tabel 4. 13 Hasil Output Beban P (kN) Menggunakan SAP2000

Joint	Beban P (kN)
52	15822,69
44	12842,36
49	9003,28
45	8447,81
43	6961,32

4.6 Perhitungan Daya Dukung Fondasi

Diketahui :

Beban yang di terima pondasi di 1 titik

$$J 52 = 15822,69 \text{ kN}$$

Data Tiang Pancang

$$\text{Diameter (D)} = 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling (P)} &= \pi \times D \\ &= 3,14 \times 0,8 \\ &= 2,512 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang (Ap)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,8^2 \\ &= 0,5024 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

4.6.1 Perhitunganan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Metode Reese & Wright

Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang Pancang

Menurut persamaan (2.51) daya dukung ultimate pada ujung tiang pada tanah non kohesif pada tanah kedalaman 21 m adalah sebagai berikut :

Dari persamaan

$$Q_p = q_p \times A_p$$

Untuk tanah non kohesif (kedalaman 21 m) :

$$\begin{aligned} Q_p &= 7 \times \frac{N_1 + N_2}{2} \times A_p \\ &= 7 \times \frac{100 + 100}{2} \times 0,5024 \\ &= 351,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk daya dukung selimut pada tanah non kohesif sepanjang 21 m adalah sebagai berikut :

$$Q_s = f \times L_i \times p$$

Untuk tanah non kohesif :

$$f = \left(\frac{N - 53}{450} \right) \times \left(\frac{1}{0,3048^2} \right)$$

$$= \left(\frac{100 - 53}{450} \right) \times \left(\frac{1}{0,3048^2} \right)$$

$$= 1,12 \text{ kN}$$

$$Q_s = f \times L_i \times p$$

$$= 1,12 \times 1 \times 2,512$$

$$= 2,82 \text{ kN}$$

$$= 1903,83 \text{ kN (hasil komulatif)}$$

(Untuk perhitungan selanjutnya di komulatifkan)

Daya Dukung Ultimit (Q_{ult}) untuk kedalaman 21 m

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

$$= 351,68 + 1903,83$$

$$= 2255,51 \text{ kN}$$

Daya dukung ijin (Q_{all}) untuk kedalaman 21 m

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

$$= \frac{2255,51}{2,5}$$

$$= 902,20 \text{ kN}$$

4.6.2 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Metode

Mayerhoff

Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang Pancang

Daya dukung ultimate pada ujung tiang pada tanah kohesif pada tanah kedalaman 21 m adalah sebagai berikut :

Dari persamaan (2.66)

Untuk tanah non kohesif (kedalaman 21 m) :

$$Q_p = 40 \times N - SPT \times \frac{L_b}{D} \times A_p$$

$$= 40 \times 8 \times \frac{1}{0,8} \times 0,5024$$

$$= 2512 \text{ kN}$$

Untuk tanah non kohesif (kedalaman 21 m) :

$$\begin{aligned} Q_s &= 2 \times N - SPT \times P \times Li \\ &= 2 \times 100 \times 2,512 \times 1 \\ &= 502,40 \text{ kN} \\ &= 3627,32 \text{ kN (hasil dikumulatitkan)} \end{aligned}$$

(Untuk perhitungan selanjutnya di komulatifkan)

Daya Dukung Ultimit (Q_{ult}) untuk kedalaman 21 m

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\ &= 2512 + 3627,32 \\ &= 6139,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

Daya dukung ijin (Q_{all}) untuk kedalaman 21 m

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{6139,32}{2,5} \\ &= 2455,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan daya dukung pondasi Tiang Pancang metode *Reese & Wright* dan *Mayerhoff* dapat dilihat pada Tabel 4.11

Data Tiang Bor (*Bored Pile*)

$$\text{Diameter (D)} = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Keliling (P)} = \pi \times D$$

$$= 3,14 \times 0,8$$

$$= 2,512 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang (A}_p\text{)} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,8^2$$

$$= 0,5024 \text{ m}^2$$

4.6.3 Perhitunganan Daya Dukung Pondasi *Bored Pile* Metode Reese & Wright

Daya dukung ujung fondasi tiang (*end bearing*)

Dari persamaan (2.59)

$$Q_p = q_p \times A_p$$

Untuk tanah non kohesif (kedalaman 21 m) :

$$\text{Untuk } N \leq 60, \quad q_p = 7N \text{ (t/m}^2\text{)} < 400 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\text{Untuk } N > 60 \text{ maka } q_p = 400$$

$$N = 100$$

$$q_p = 400$$

$$Q_p = 400 \times 0,5024$$

$$= 200,96 \text{ kN}$$

(Untuk tanah non kohesif kedalaman 21 m) :

$$Q_s = 2 \times N - SPT \times P \times Li$$

$$= 2 \times 100 \times 2,512 \times 1$$

$$= 502,40 \text{ kN}$$

$$= 3626,81 \text{ kN (hasil komulatif)}$$

(Untuk perhitungan selanjutnya di komulatifkan)

Daya Dukung Ultimit (Q_{ult}) untuk kedalaman 21 m

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

$$= 200,96 + 3626,81$$

$$= 3827,77 \text{ kN}$$

Daya dukung ijin (Q_{all}) untuk kedalaman 21 m

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

$$= \frac{3827,77}{2,5}$$

$$= 1531,11 \text{ kN}$$

4.6.4 Perhitunganan Daya Dukung Pondasi *Bored Pile* Metode Mayerhoff

Daya dukung ujung fondasi tiang (*end bearing*)

Dari persamaan (2.69)

$$Q_p = q_p \times A_p$$

Untuk tanah non kohesif (kedalaman 21 m) :

$$q_p = 40 \times N_b$$

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

$$= 4D \rightarrow 3 \times 0,8 = 3,2 \text{ m}$$

$$= 62,63$$

$$q_p = 40 \times N_b$$

$$= 40 \times 62,63$$

$$= 2505 \text{ kN}$$

$$Q_p = q_p \times A_p$$

$$= 2505 \times 0,5024$$

$$= 1258,51 \text{ kN}$$

Untuk daya dukung selimut pada tanah non kohesif sepanjang 21 m adalah sebagai berikut :

(Untuk tanah non kohesif kedalaman 21 m) :

$$Q_s = 2 \times N - SPT \times P \times L_i$$

$$= 2 \times 100 \times 2,512 \times 1$$

$$= 502,40 \text{ kN}$$

$$= 8086,97 \text{ kN (hasil komulatif)}$$

(Untuk perhitungan selanjutnya di komulatifkan)

Daya Dukung Ultimit (Q_{ult}) untuk kedalaman 21 m

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

$$= 1258,51 + 6828,45$$

$$= 8086,97 \text{ kN}$$

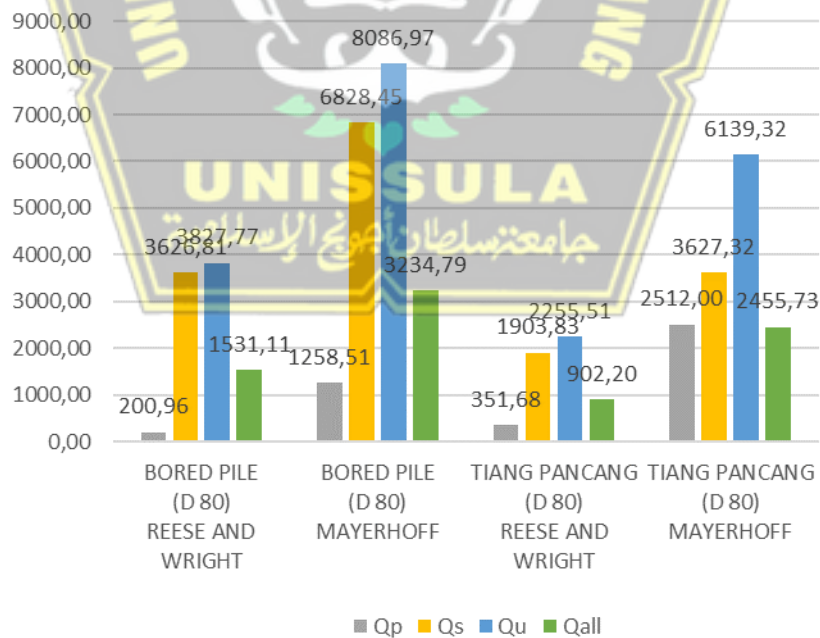
Daya dukung ijin (Qall) untuk kedalaman 21 m

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{8086,97}{2,5} \\
 &= 3234,79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan daya dukung pondasi *Bored Pile* metode *Reese & Wright* dan *Mayerhoff* dapat dilihat pada Tabel 4.13

Tabel 4. 14 Hasil Rekapitulasi Daya Dukung Fondasi

Jenis Pondasi	Qp	Qs	Qu	Qall
BORED PILE (D 80) REESE AND WRIGHT	200,96	3626,81	3827,77	1531,11
BORED PILE (D 80) MAYERHOFF	1258,51	6828,45	8086,97	3234,79
TIANG PANCANG (D 80) REESE AND WRIGHT	351,68	1903,83	2255,51	902,20
TIANG PANCANG (D 80) MAYERHOFF	2512,00	3627,32	6139,32	2455,73



Gambar 4. 12 Hasil Perbandingan Daya dukung fondasi

Tabel 4. 15 Hasil perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang metode *Reese & Wright*

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis	Cu (kN/m)	α	f	Ap	P	(N1+N2) /2	Qp	Qs		Qu (kN)	Qall (kN)
										Local	Commulative		
1	17	clay	113,39	0,55	62,36	0,502	2,512		512,70	156,66	156,66	669,36	267,75
2	17	silt	113,39	0,55	62,36	0,502	2,512		512,70	156,66	313,32	826,02	330,41
3	17	silt	113,39	0,55	62,36	0,502	2,512		512,70	156,66	469,98	982,68	393,07
4	22	silt	146,74	0,55	80,71	0,502	2,512		663,50	202,74	672,71	1336,21	534,49
5	22	silt	146,74	0,55	80,71	0,502	2,512	22	77,37	202,74	875,45	952,82	381,13
6	28	Sand			8,96	0,502	2,512	25	87,92	22,51	897,96	985,88	394,35
7	28	Sand			8,96	0,502	2,512	28	98,47	22,51	920,47	1018,94	407,57
8	23	Sand			7,36	0,502	2,512	25,5	89,68	18,49	938,95	1028,63	411,45
9	23	Sand			7,36	0,502	2,512	23	80,89	18,49	957,44	1038,33	415,33
10	24	Sand			7,68	0,502	2,512	23,5	82,64	19,29	976,73	1059,38	423,75
11	24	silt	160,08	0,55	88,04	0,502	2,512		723,82	221,17	1197,90	1921,72	768,69
12	24	Sand			7,68	0,502	2,512	24	84,40	19,29	1217,19	1301,60	520,64
13	24	Sand			7,68	0,502	2,512	24	84,40	19,29	1236,49	1320,89	528,36
14	8	Sand			2,56	0,502	2,512	16	56,27	6,43	1242,92	1299,19	519,67
15	8	Sand			2,56	0,502	2,512	8	28,13	6,43	1249,35	1277,48	510,99
16	15	silt	100,05	0,55	55,03	0,502	2,512		452,39	138,23	1387,58	1839,96	735,98
17	15	silt	100,05	0,55	55,03	0,502	2,512		452,39	138,23	1525,81	1978,19	791,28
18	16	clay	106,72	0,55	58,70	0,502	2,512		482,55	147,44	1673,25	2155,79	862,32
19	16	clay	106,6667	0,55	58,67	0,502	2,512		482,30	147,37	1820,62	2302,92	921,17
20	100	andesit			32,00	0,502	2,512	58	203,97	80,38	1901,00	2104,98	841,99
21	100	Sand			1,12	0,502	2,512	100	351,68	2,82	1903,83	2255,51	902,20
22	100	Sand			1,12	0,502	2,512	100	351,68	2,82	1906,65	2258,33	903,33
23	100	andesit			1,12	0,502	2,512	100	351,68	2,82	1909,48	2261,16	904,46
24	100	andesit			1,12	0,502	2,512	100	351,68	2,82	1912,30	2263,98	905,59
25	100	Sand			1,12	0,502	2,512	100	351,68	2,82	1915,12	2266,80	906,72
26	19	silt	126,73	0,55	69,70	0,502	2,512		573,02	175,09	2090,21	2663,24	1065,29
27	19	silt	126,73	0,55	69,70	0,502	2,512		573,02	175,09	2265,30	2838,33	1135,33
28	27	silt	180	0,55	99,00	0,502	2,512		813,89	248,69	2513,99	3327,88	1331,15
29	27	andesit		0,32	8,64	0,502	2,512	27	94,95	21,70	2535,70	2630,65	1052,26
30	100	andesit		0,32	32,00	0,502	2,512	63,5	223,32	80,38	2616,08	2839,40	1135,76

Tabel 4. 16 Hasil perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang metode *Mayerhoff*.

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis	α	Cu	qp	Ap	P	Qp	Qs		Qu	Qall
									Local	Commulative		
1	17	clay	0,55	113,39	1020,51	0,5024	2,512	512,70	156,66	156,66	669,36	267,75
2	17	silt	0,55	113,39	1020,51	0,5024	2,512	512,70	156,66	313,32	826,02	330,41
3	17	silt	0,55	113,39	1020,51	0,5024	2,512	512,70	156,66	469,98	982,68	393,07
4	22	silt	0,55	146,74	1320,66	0,5024	2,512	663,50	202,74	672,71	1336,21	534,49
5	22	silt	0,55	146,74	1320,66	0,5024	2,512	663,50	202,74	875,45	1538,95	615,58
6	28	Sand		186,76		0,5024	2,512	1573,14	140,67	1016,12	2589,26	1035,71
7	28	Sand		186,76		0,5024	2,512	1573,14	140,67	1156,79	2729,93	1091,97
8	23	Sand		153,41		0,5024	2,512	1573,14	115,55	1272,35	2845,49	1138,19
9	23	Sand		153,41		0,5024	2,512	1573,14	115,55	1387,90	2961,04	1184,42
10	24	Sand		160,08		0,5024	2,512	1573,14	120,58	1508,47	3081,61	1232,65
11	24	silt	0,55	160,08	1440,72	0,5024	2,512	723,82	221,17	1729,64	2453,46	981,38
12	24	Sand		160,08		0,5024	2,512	1573,14	120,58	1850,22	3423,36	1369,34
13	24	Sand		160,08		0,5024	2,512	1573,14	120,58	1970,79	3543,93	1417,57
14	8	Sand		53,36		0,5024	2,512	1573,14	40,19	2010,99	3584,13	1433,65
15	8	Sand		53,36		0,5024	2,512	1573,14	40,19	2051,18	3624,32	1449,73
16	15	silt	0,55	100,05	900,45	0,5024	2,512	452,39	138,23	2189,41	2641,79	1056,72
17	15	silt	0,55	100,05	900,45	0,5024	2,512	452,39	138,23	2327,64	2780,02	1112,01
18	16	clay	0,55	106,72	960,48	0,5024	2,512	482,55	147,44	2475,08	2957,63	1183,05
19	16	clay	0,55	106,72	960,48	0,5024	2,512	482,55	147,44	2622,52	3105,07	1242,03
20	100	andesit		667		0,5024	2,512	2512,00	502,40	3124,92	5636,92	2254,77
21	100	Sand		667		0,5024	2,512	2512,00	502,40	3627,32	6139,32	2455,73
22	100	Sand		667		0,5024	2,512	2512,00	502,40	4129,72	6641,72	2656,69
23	100	andesit		667		0,5024	2,512	2512,00	502,40	4632,12	7144,12	2857,65
24	100	andesit		667		0,5024	2,512	2512,00	502,40	5134,52	7646,52	3058,61
25	100	Sand		667		0,5024	2,512	2512,00	502,40	5636,92	8148,92	3259,57
26	19	silt	0,55	126,73	1140,57	0,5024	2,512	573,02	175,09	5812,01	6385,04	2554,01
27	19	silt	0,55	126,73	1140,57	0,5024	2,512	573,02	175,09	5987,10	6560,13	2624,05
28	27	silt	0,55	180,09	1620,81	0,5024	2,512	814,29	248,81	6235,92	7050,21	2820,08
29	27	andesit		180,09		0,5024	2,512	678,24	0,00	6235,92	6914,16	2765,66
30	100	andesit		667		0,5024	2,512	2512,00	0,00	6235,92	8747,92	3499,17

Tabel 4. 17 Hasil perhitungan daya dukung pondasi *bored pile* metode *Reese & Wright, 1977*

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis	Cu (kN/m)	α	qp	Ap	P	(N1+N2) /2	Qp	Qs		Qu (kN)	Qall (kN)
										Local	Commulative		
1	17	clay	113,3333	0,55	1020,00	0,502	2,512		512,45	156,58	156,58	669,03	267,61
2	17	silt	113,3333	0,55	1020,00	0,502	2,512		512,45	156,58	313,16	825,61	330,24
3	17	silt	113,3333	0,55	1020,00	0,502	2,512		512,45	156,58	469,74	982,19	392,88
4	22	silt	146,6667	0,55	1320,00	0,502	2,512		663,17	202,63	672,38	1335,55	534,22
5	22	silt	146,6667	0,55	1320,00	0,502	2,512	22	663,17	202,63	875,01	1538,18	615,27
6	28	Sand			271,37	0,502	2,512	25	136,33	140,67	1015,69	1152,02	460,81
7	28	Sand			271,37	0,502	2,512	28	136,33	140,67	1156,36	1292,69	517,08
8	23	Sand			271,37	0,502	2,512	25,5	136,33	115,55	1271,91	1408,24	563,30
9	23	Sand			271,37	0,502	2,512	23	136,33	115,55	1387,46	1523,80	609,52
10	24	Sand			271,37	0,502	2,512	23,5	136,33	120,58	1508,04	1644,37	657,75
11	24	silt	160,08	0,55	1440,72	0,502	2,512		723,82	221,17	1729,20	2453,02	981,21
12	24	Sand			271,37	0,502	2,512	24	136,33	120,58	1849,78	1986,11	794,45
13	24	Sand			271,37	0,502	2,512	24	136,33	120,58	1970,36	2106,69	842,68
14	8	Sand			271,37	0,502	2,512	16	136,33	40,19	2010,55	2146,88	858,75
15	8	Sand			271,37	0,502	2,512	8	136,33	40,19	2050,74	2187,07	874,83
16	15	silt	100,05	0,55	900,45	0,502	2,512		452,39	138,23	2188,97	2641,36	1056,54
17	15	silt	100,05	0,55	900,45	0,502	2,512		452,39	138,23	2327,20	2779,58	1111,83
18	16	clay	106,72	0,55	960,48	0,502	2,512		482,55	147,44	2474,64	2957,19	1182,88
19	16	clay	106,6667	0,55	960,00	0,502	2,512		482,30	147,37	2622,01	3104,32	1241,73
20	100	andesit			400,00	0,502	2,512	58	200,96	502,40	3124,41	3325,37	1330,15
21	100	Sand			400,00	0,502	2,512	100	200,96	502,40	3626,81	3827,77	1531,11
22	100	Sand			400,00	0,502	2,512	100	200,96	502,40	4129,21	4330,17	1732,07
23	100	andesit			400,00	0,502	2,512	100	200,96	502,40	4631,61	4832,57	1933,03
24	100	andesit			400,00	0,502	2,512	100	200,96	502,40	5134,01	5334,97	2133,99
25	100	Sand			400,00	0,502	2,512	100	200,96	502,40	5636,41	5837,37	2334,95
26	19	silt	126,73	0,55	1140,57	0,502	2,512		573,02	175,09	5811,50	6384,53	2553,81
27	19	silt	126,73	0,55	1140,57	0,502	2,512		573,02	175,09	5986,59	6559,62	2623,85
28	27	silt	180	0,55	1620,00	0,502	2,512		813,89	248,69	6235,28	7049,17	2819,67
29	27	andesit		0,32	189,00	0,502	2,512	27	94,95	135,65	6370,93	6465,88	2586,35
30	100	andesit		0,32	400,00	0,502	2,512	63,5	200,96	502,40	6873,33	7074,29	2829,72

Tabel 4. 18 Hasil perhitungan daya dukung pondasi *bored pile* metode *Mayerhoff 1956*

Kedalaman (m)	N-SPT	Jenis	Xm	Cu	qp	Ap	P	Qp	Qs		Qu	Qall
									Local	Commulative		
1	17	clay	5	113,39	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	486,91	1116,17	446,47
2	17	silt	5	113,39	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	973,82	1603,07	641,23
3	17	silt	5	113,39	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	1460,73	2089,98	835,99
4	22	silt	5	146,74	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	1947,64	2576,89	1030,76
5	22	silt	5	146,74	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	2434,55	3063,80	1225,52
6	28	Sand	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	140,67	2575,22	3833,73	1533,49
7	28	Sand	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	140,67	2715,89	3974,40	1589,76
8	23	Sand	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	115,55	2831,44	4089,95	1635,98
9	23	Sand	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	115,55	2946,99	4205,51	1682,20
10	24	Sand	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	120,58	3067,57	4326,08	1730,43
11	24	silt	5	160,08	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	3554,48	4183,74	1673,49
12	24	Sand	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	120,58	3675,06	4933,57	1973,43
13	24	Sand	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	120,58	3795,63	5054,14	2021,66
14	8	Sand	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	40,19	3835,82	5094,34	2037,73
15	8	Sand	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	40,19	3876,02	5134,53	2053,81
16	15	silt	5	100	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	4362,93	4992,18	1996,87
17	15	silt	5	100	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	4849,83	5479,09	2191,64
18	16	clay	5	106,6667	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	5336,74	5966,00	2386,40
19	16	clay	5	106,6667	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	5823,65	6452,91	2581,16
20	100	andesit	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	502,40	6326,05	7584,57	3033,83
21	100	Sand	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	502,40	6828,45	8086,97	3234,79
22	100	Sand	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	502,40	7330,85	8589,37	3435,75
23	100	andesit	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	502,40	7833,25	9091,77	3636,71
24	100	andesit	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	502,40	8335,65	9594,17	3837,67
25	100	Sand	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	502,40	8838,05	10096,57	4038,63
26	19	silt	5	126,73	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	9324,96	9954,22	3981,69
27	19	silt	5	126,73	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	9811,87	10441,13	4176,45
28	27	silt	5	180,09	1252,5	0,5024	2,512	629,26	486,91	10298,78	10928,04	4371,21
29	27	andesit	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	486,91	10785,69	12044,20	4817,68
30	100	andesit	5		2505	0,5024	2,512	1258,51	486,91	11272,60	12531,11	5012,44

4.7 Analisa Jarak Antar Pondasi *Tiang Pancang* Dan Jarak As ke Tepi

1. Penentuan efisiensi jarak antar pondasi dapat di analisis berdasarkan (Persamaan 2.81)

$$2,5 \times D < s < 3 \times D$$

$$2,5 \times 0,8 < s < 3 \times 0,8$$

$$2 < s < 2,4$$

Dari hasil analisis persamaan maka, jarak antar pondasi dapat di ketahui nilainya yaitu $2 < s < 2,4$ dan di sini akan di menggunakan nilai 2 meter.

2. Dan untuk jarak as pondasi ke tepi pile cap dapat di ketahui menggunakan (Persamaan 2.82)

$$S < 1,25 \times D$$

$$S < 1,25 \times 0,8$$

$$S < 1$$

Dari hasil analisis persamaan maka, jarak dari as pondasi ke tepi pile cap dapat di ketahui nilainya yaitu $S < 1$ m. dan dari hasil persamaan tersebut dapat di ambil nilainya yaitu 1 meter.

4.8 Analisa Jarak Antar Pondasi *Bored Pile* Dan Jarak As ke Tepi

1. Penentuan efisiensi jarak antar pondasi dapat di analisis berdasarkan

$$2,5 \times D < s < 4 \times D$$

$$2,5 \times 0,8 < s < 4 \times 0,8$$

$$2 < s < 3,2$$

Dari hasil analisis persamaan maka, jarak antar pondasi dapat di ketahui nilainya yaitu $2 < s < 3,2$ dan di sini akan di menggunakan nilai 2,5 meter.

2. Dan untuk jarak as pondasi ke tepi pile cap dapat di ketahui menggunakan

$$S < 1,25 \times D$$

$$S < 1,25 \times 0,8$$

$$S < 1$$

Dari hasil analisis persamaan maka, jarak dari as pondasi ke tepi pile cap dapat di ketahui nilainya yaitu $S < 1$ m. dan dari hasil persamaan tersebut dapat di ambil nilainya yaitu 0,8 meter.

4.9 Kebutuhan Jumlah Pondasi Tiang Pancang

Pada hasil analisis perhitungan beban menggunakan program SAP2000, di dapat pembebanan pada bangunan sebagai berikut :

$$J_{52} = 15822,69 \text{ kN}$$

4.9.1 Perhitungan Berat Pile Cap

$$\text{Panjang (P)} = 38,2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar (L)} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi (T)} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton bertulang } (\rho) = 24 \text{ kN/m}^3$$

Perhitungan volume pile cap Abutment A1

$$\begin{aligned} V &= P \times L \times T \\ &= 38,2 \times 5 \times 1,5 \\ &= 286,5 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= \rho \times V \\ &= 24 \times 286,5 \\ &= 6876 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan pile cap untuk Abutment A2 sama dengan Abutment A1

4.9.2 Kebutuhan Jumlah Tiang Pondasi Kelompok

Kebutuhan jumlah tiang pondasi pada titik Pile Cap abutment A1 menggunakan (Persamaan 2.80)

$$J_{52} = 15822,69 \text{ kN}$$

$$W (\text{pile cap}) = 6876 \text{ kN}$$

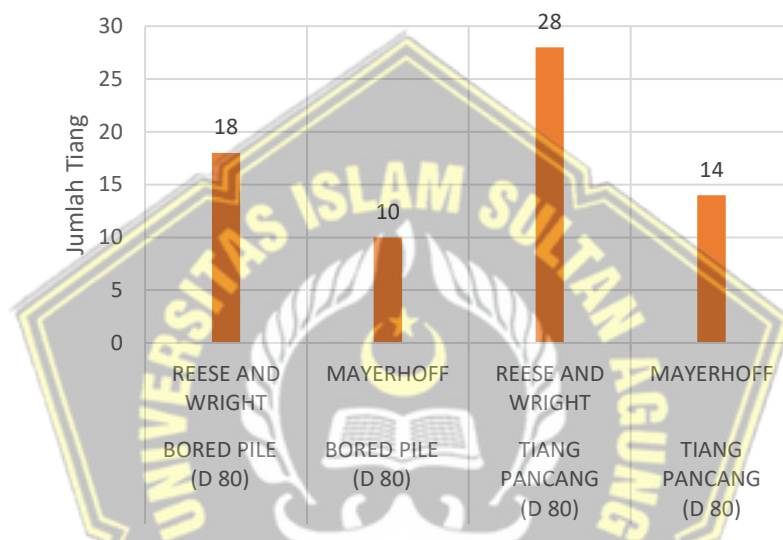
$$Q_{all} = 902,20 \text{ kN (untuk fondasi Tiang Pancang metode reese and wright)}$$

Dari persamaan (2.67)

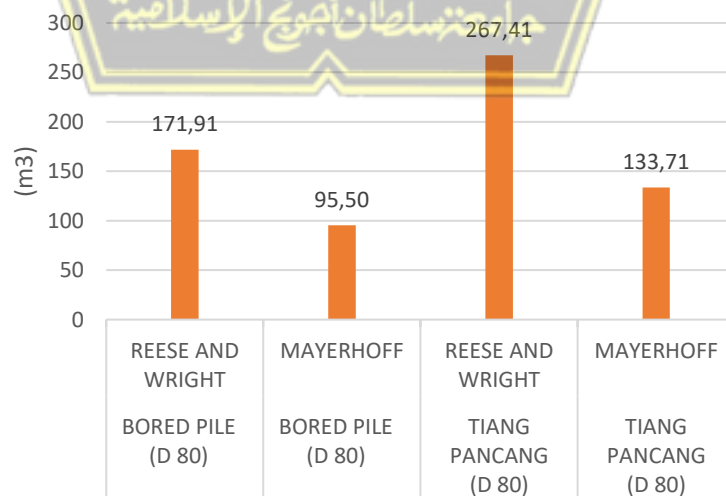
$$\begin{aligned} \text{jumlah tiang yang di butuhkan} &= \frac{J_{52} + W(\text{pile cap})}{Q_{all}} \\ &= \frac{15822,69 + 6876}{902,20} \\ &= 25,15 \approx 28 \end{aligned}$$

Tabel 4. 19 Hasil Perhitungan Jumlah Kebutuhan Tiang

Jenis Pondasi	Metode	Jumlah kebutuhan tiang	Volume (m3)
BORED PILE (D 80)	REESE AND WRIGHT	18	171,91
BORED PILE (D 80)	MAYERHOFF	10	95,50
TIANG PANCANG (D 80)	REESE AND WRIGHT	28	267,41
TIANG PANCANG (D 80)	MAYERHOFF	14	133,71



Gambar 4. 13 Hasil Perbandingan Jumlah Kebutuhan Tiang Fondasi



Gambar 4. 14 Hasil Perbandingan Volume Kebutuhan Fondasi

Persamaan dalam Analisa kapasitas tiang pondasi Bored Pile dan Tiang Pancang kelompok menurut *Converse – Labarre Formula* menggunakan (Persamaan 2.77) dan kapasitas dukung ultimit kelompok tiang dengan memperhatikan efisiensi tiang berdasarkan (Persamaan 2.78), yaitu :

$$D = 0,8 \text{ m (tiang pancang)}$$

$$S = 2 \text{ m}$$

$$n1 = 2$$

$$n2 = 14$$

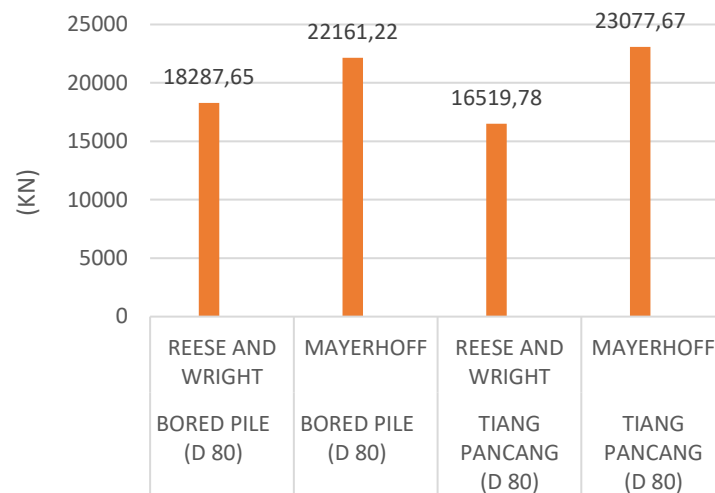
$$\phi = \tan^{-1} \frac{d}{s} = \frac{0,8}{2} = 0,4 = 21,80^\circ \text{ (dalam derajat)}$$

$$\begin{aligned} Eg &= 1 - \left(\frac{(n1 - 1) \times n2 + (n2 - 1) \times n1}{90 \cdot n1 \cdot n2} \right) \times \phi \\ &= 1 - \left(\frac{(2 - 1) \cdot 14 + (14 - 1) \cdot 2}{90 \cdot 2 \cdot 14} \right) \times 21,80 \\ &= 0,653 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{all} \text{ (grup)} &= n \times Eg \times Q_{all} \text{ (single)} \\ &= 28 \times 0,653 \times 902,20 \\ &= 16519,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4. 20 Hasil Perhitungan Efisiensi Daya Dukung Grup

Jenis Pondasi	Metode	Efisiensi Daya Dukung Grup (<i>Qall Grup</i>)	
BORED PILE (D 80)	REESE AND WRIGHT	18287,65	> beban struktur atas
BORED PILE (D 80)	MAYERHOFF	22161,22	
TIANG PANCANG (D 80)	REESE AND WRIGHT	16519,78	
TIANG PANCANG (D 80)	MAYERHOFF	23077,67	



Gambar 4. 15 Perbandingan Efisiensi Daya Dukung Fondasi

4.10 Perhitungan Daya Dukung Lateral Pondasi Tiang

1. Daya Dukung Pondasi *Tiang Pancang* Terhadap Gaya Lateral

Data tanah:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$Kp = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Kp = 3,044$$

Spesifikasi tiang

$$D = 0,8 \text{ m}$$

$$L = 21 \text{ m}$$

$$fc' = 350 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ Mpa}$$

a. Cek kekakuan tiang pondasi *Tiang Pancang* menggunakan (Persamaan 2.83)

$$\begin{aligned} E &= 4700\sqrt{fc'} \\ &= 4700\sqrt{30} \\ &= 25742,96 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Kekakuan tiang pondasi menggunakan (Persamaan 2.71)

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 \\ &= \frac{1}{64} \times 3,14 \times 0,8^4 \\ &= 0,02001 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Untuk mencari nilai kekakuan dari pondasi tiang dibutuhkan nilai ηh yang dapat di ambil dari Tabel 2.19 nilai - nilai ηh untuk tanah kohesif.

Nilai ηh di dapat 170 kN/m²

Untuk faktor kekakuan tanah berdasarkan (Persamaan 2.85) dan (Persamaan 2.86)

$$T = \left(\frac{Ep \times Ip}{\eta h} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$= \left(\frac{25742,96 \times 0,020}{170} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$= 3,028 \text{ m}$$

$$4T = 4 \times T$$

$$= 4 \times 3,028$$

$$= 12,112 \text{ m}$$

b. Secara Grafis

untuk tiang pondasi ujung jepit berdasarkan (Persamaan 2.87)

$$M_{max} = \gamma \times D \times L^3 \times Kp$$

$$= 19 \times 0,8 \times 21^3 \times 3,044$$

$$= 428495,36 \text{ kN.m}$$

$$My = 583,788 \text{ kN/m}$$

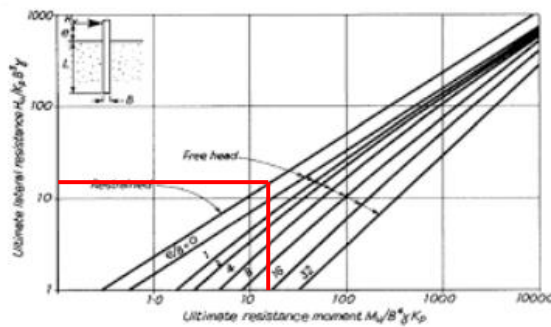
Dikarenakan tiang pondasi Panjang dan ujung tiang jepit maka, $My < M_{max}$.

$$\text{Tahanan Momen Ultimit} = \frac{My}{D^4 \times \gamma \times Kp}$$

$$= \frac{583,788}{0,8^4 \times 19 \times 3,044}$$

$$= 24,64 \text{ kN}$$

Setelah didapatkan hasil di atas, selanjutnya dilihat pada Gambar 4.15 untuk mendapatkan nilai tahanan lateral ultimit,



Gambar 4. 16 Grafik Daya Dukung Lateral Ultimit

diperoleh nilai tahanan lateral ultimit sebesar 20

Maka nilai H_u didapat
$$= \frac{H_u}{K_p \times D^3 \times \gamma} =$$

$$H_u = 3,044 \times 0,8^3 \times 19 \times 20$$

$$H_u = 592,24 \text{ kN}$$

Dengan nilai $FS = 3$, menggunakan (Persamaan 2.90) maka gaya lateral yang di iijinkan yaitu,

Daya dukung lateral ijin menurut metode *Brooms*

$$\begin{aligned} H_s &= \frac{H_u}{SF} \\ &= \frac{623,41}{3} \\ &= 197,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.11 Penurunan Pondasi *Bored Pile*

4.11.1 Analisa Penurunan Yang Terjadi Pada Fondasi Tiang Pancang

Menurut Vesic (1977), penurunan elastis pondasi *Tiang Pancang* tunggal dapat di hitung menggunakan rumus

$$L = 21000 \text{ mm}$$

$$D = 800 \text{ mm}$$

$$F_c' = 30 \text{ MpA}$$

$$A_p = 502400 \text{ mm}^2$$

1. Untuk Analisis nilai penurunan $S_{e(1)}$ menggunakan (Persamaan 2.94) :

$$\begin{aligned} E_p (\text{beton}) &= 4700 \times \sqrt{f'c'} \\ &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25742,96 \text{ Mpa} \\ &= 25,7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk nilai factor empiric pada tahanan selimut tiang.

$$\xi = 0,67$$

Untuk nilai penurunan $S_{e(1)}$ menggunakan (Persamaan 2.95) metode Reese and Wright

$$\begin{aligned} S_{e(1)} &= \frac{(Q_p + \xi Q_s) \times L}{A_p \times E_p} \\ &= \frac{(351,68 + 0,67 \times 1903,83) \times 21000}{502400 \times 25,7} \\ &= 2,64 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Analisis nilai penurunan $S_{e(2)}$:

$$\begin{aligned} Q_p &= 351,68 \text{ kN/mm}^2 \\ &= 0,000035168 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk menentukan nilai perkiraan modulus elastisitas tanah terdapat pada Tabel 4.12.

E_s untuk kondisi tanah pasir berlempung = 30000 kN/m² dan di konversikan ke satuan kN/mm², maka menjadi $E_s = 0,03 \text{ kN/mm}^2$,

Untuk menentukan nilai Poisson's Ratio di ambil dari Tabel 4.13 jenis tanah dan nilai Poisson's Ratio Maka nilai Poisson's ratio (μ) tanah berpasir diambil : 0,2

Untuk nilai $S_{e(2)}$ menggunakan (Persamaan 2.96)

$$\begin{aligned} S_{e(2)} &= \frac{q_p \times D}{E_s} \times (1 - \mu s^2) \\ &= \frac{0,000035168 \times 800}{0,03} \times (1 - 0,2^2) \\ &= 9,03 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Analisis nilai penurunan $S_{e(3)}$ menggunakan (Persamaan 2.97) dan (Persamaan 2.48) :

$$E_s = 0,03 \text{ kN/mm}^2$$

$$S_{e(3)} = \frac{Q_s}{PL} \times \frac{D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

$$\begin{aligned} I_{ws} &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \\ &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{21000}{800}} \\ &= 3,79 \end{aligned}$$

Maka nilai $S_3(3)$:

$$\begin{aligned} S_{e(3)} &= \frac{Q_s}{PL} \times \frac{D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) I_{ws} \\ &= \frac{1903,83}{2512 \times 21000} \times \frac{800}{0,03} \times (1 - 0,2^2) \times 3,79 \\ &= 3,79 \text{ mm} \end{aligned}$$

Total penurunan elastis yang terjadi pada pondasi *Tiang pancang* yaitu :

$$\begin{aligned} S_e &= S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \\ &= 2,64 + 9,03 + 3,79 \\ &= 15,15 \text{ mm} \end{aligned}$$

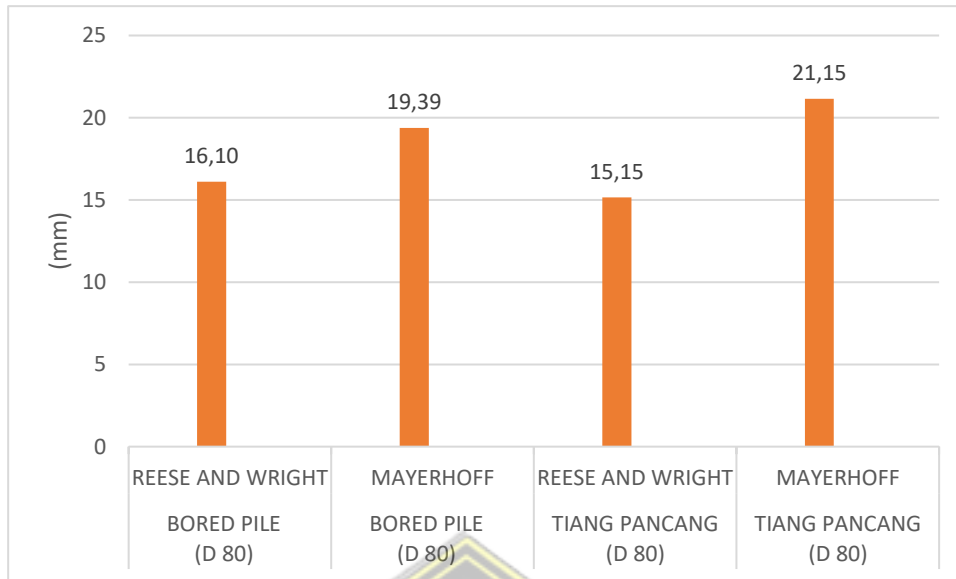
Penurunan yang diijinkan menurut *Terzaghi* (1969) berdasarkan (Persamaan 2.99):

$$\begin{aligned} S_e &= 10\% \times D \\ &= 0,1 \times 800 \\ &= 80 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi, penurunan total tiang pancang tunggal menggunakan metode *reese and wright* lebih kecil dari syarat yang diijinkan yaitu $15,15 \text{ mm} < 80 \text{ mm}$, sehingga syarat tersebut terpenuhi.

Tabel 4. 21 Hasil Perhitungan Penurunan pada Tiang Tunggal

Jenis Pondasi	Metode	Penurunan pada tiang tunggal (mm)
BORED PILE (D 80)	REESE AND WRIGHT	16,10
BORED PILE (D 80)	MAYERHOFF	19,39
TIANG PANCANG (D 80)	REESE AND WRIGHT	15,15
TIANG PANCANG (D 80)	MAYERHOFF	21,15



Gambar 4. 17 Perbandingan Penurunan Pada Tiang Tunggal

4.11.2 Penurunan Elastis Pada Pondasi *Tiang Pancang* Grup (Pile Group)

Menurut Vesic (1977), Penurunan elastis pada pondasi tiang kelompok dapat dihitung dengan persamaan 2.100 :

Diketahui :

$$S_e = 15,15 \text{ mm} = 0,001515 \text{ m}$$

$$\text{Lebar} = 5 \text{ m}$$

$$D = 0,8 \text{ m}$$

Jawaban :

Untuk penurunan pondasi kelompok menggunakan (Persamaan 2.88)

$$\begin{aligned}
 S_g &= S_e \times \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\
 &= 0,001515 \times \sqrt{\frac{5}{0,8}} \\
 &= 0,038 \text{ m} \\
 &= 37,9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi, total penurunan elastis pada kelompok *Tiang Pancang* diameter 80 cm pada pondasi Abutment A1 adalah 3,79 cm < 8 cm, memenuhi syarat karena kurang dari 10% diameter.

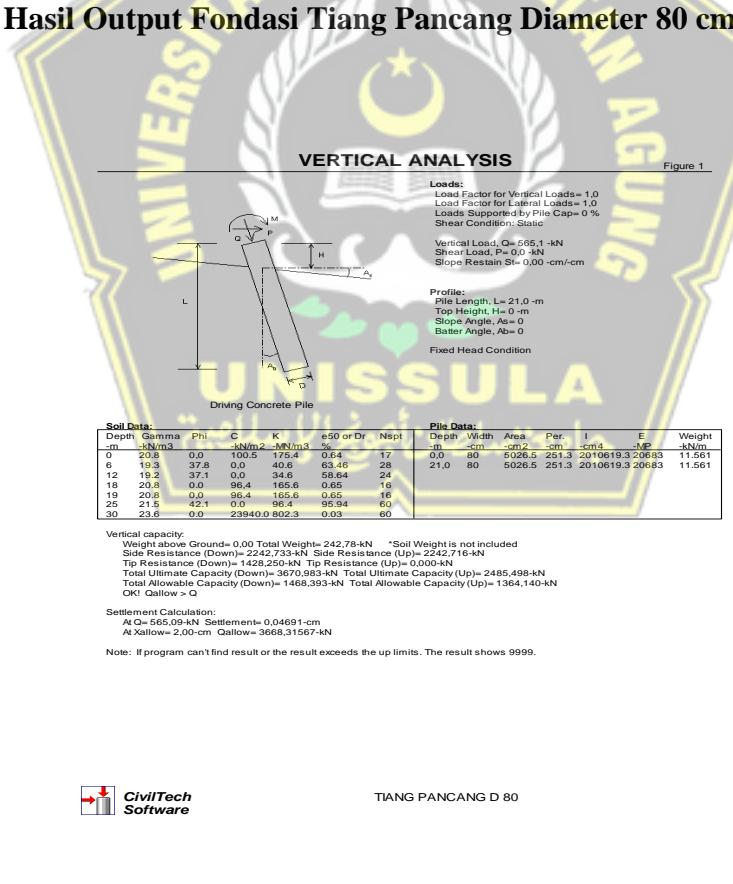
Tabel 4. 22 Hasil Perhitungan Penurunan pada Tiang Grup

Jenis Pondasi	Metode	Penurunan pada tiang tunggal (mm)
BORED PILE (D 80)	REESE AND WRIGHT	40,25
	MAYERHOFF	48,46
TIANG PANCANG (D 80)	REESE AND WRIGHT	37,89
	MAYERHOFF	52,87

4.12 Perhitungan menggunakan Software ALLPILE

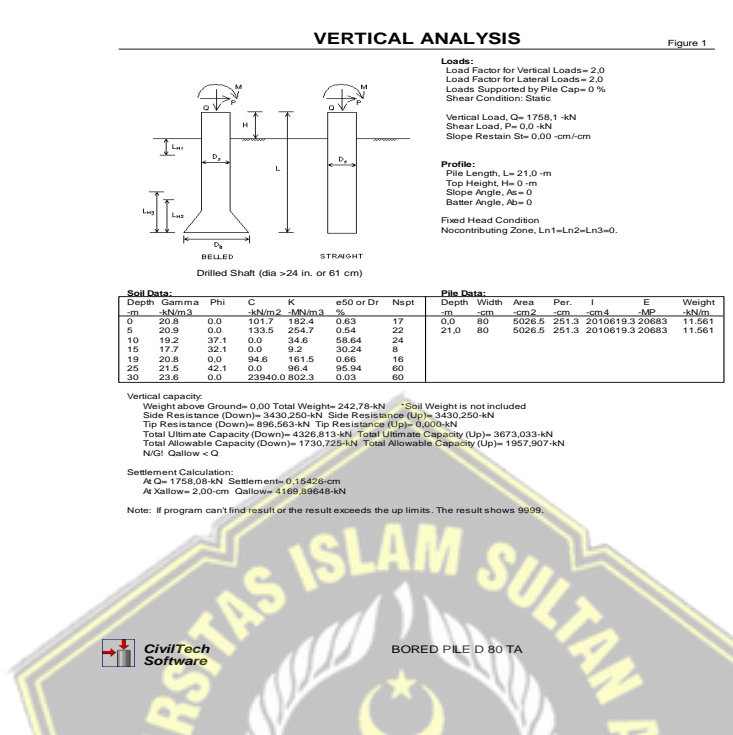
Allpile merupakan suatu program yang dapat membantu dalam menganalisa atau merencanakan sebuah pondasi. Program allpile menyediakan berbagai jenis pondasi seperti fondasi Tiang Pancang dan *bored pile*. Berikut adalah hasil Output dari aplikasi ALLPILE menggunakan angka safety factor 2,5 diambil dari metode perhitungan *Mayerhoff*.

4.12.1. Hasil Output Fondasi Tiang Pancang Diameter 80 cm



Gambar 4. 18 Hasil Output pada Aplikasi ALLPILE Fondasi Tiang Pancang

4.12.2. Hasil Output Fondasi Bored Pile Diameter 80 cm



Gambar 4. 19 Hasil Output pada Aplikasi ALLPILE Fondasi Bored pile

Tabel 4. 23 Hasil Output Daya dukung fondasi pada Aplikasi ALLPILE

Jenis Pondasi	Metode	Qult	Qall
BORED PILE (D 80)	REESE AND WRIGHT	4326,81	1730,72
TIANG PANCANG (D 80)	REESE AND WRIGHT	3670,98	1468,39

Tabel 4. 24 Hasil Output Penurunan pada Aplikasi ALLPILE

Jenis Pondasi	Metode	Penurunan pada tiang tunggal (mm)
BORED PILE (D 80)	REESE AND WRIGHT	15,42
TIANG PANCANG (D 80)	REESE AND WRIGHT	4,69

BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan dari perhitungan dengan menggunakan data SPT pada Proyek Pembangunan Jembatan Sungai Pepe Kartasura dan Analisis perbandingan daya dukung pondasi antara tiang pancang dan *boredpile*, maka dapat diambil kesimpulan :

1. Hasil output beban ultimit dan momen maksimal yang didapatkan dari SAP2000 pada struktur jembatan sebesar 15822 kN untuk beban ultimit (Pu) dan 23286,45 kN/m untuk momen maksimal.
2. Hasil perhitungan identifikasi potensi likuifaksi menggunakan data SPT hanya mengambil satu sampel pada satu STA. Konsentrasi tanah *loose* dan *medium dense* mengalami potensi likuifaksi. Nilai FS < 1 sehingga menyebabkan potensi likuifaksi pada kedalaman 14-19 m dan kedalaman 26 – 27 m. Perhitungan nilai LPI pada data SPT mempunyai tingkat keparahan dengan kategori *Low*. Untuk kategori *Low* terjadi ketika nilai $LPI\ 0 < LPI < 5$.
3. Hasil perhitungan manual kapasitas daya dukung ijin fondasi *Bored Pile* dan Tiang Pancang pada kedalaman 21 m dengan menggunakan metode *Reese and Wright* dan *Mayerhoff*, dimana didapatkan hasil rata-rata perhitungan manual fondasi *bore pile* sebesar 2382,95 kN, sedangkan fondasi Tiang Pancang sebesar 1678,97 kN. Sehingga daya dukung ijin fondasi *Bored Pile* lebih besar 29,54 % dibandingkan Tiang Pancang. Penurunan yang terjadi pada fondasi *Bore Pile* rata-rata sebesar 13,97 mm, sedangkan fondasi Tiang Pancang sebesar 11,21 mm, hanya selisih sekitar 2 mm dari fondasi *Bore Pile*.
4. Perbandingan hasil perhitungan manual dengan *Output ALLPILE* untuk metode *Reese and Wright*, Sehingga perbandingan perhitungan manual dengan ALLPILE fondasi *Bored Pile* lebih besar 11,53% dari perhitungan manual, untuk fondasi Tiang Pancang lebih besar 38,55% dari perhitungan manual. sedangkan Efisiensi penggunaan fondasi dari perbandingan kedua fondasi tersebut, fondasi borepile lebih efisien, karena dari daya dukung ijin yang cukup

dominan lebih besar daripada Tiang Pancang, serta dari segi volume penggunaan fondasi Tiang Pancang lebih besar 33,33% dari fondasi Borepile.

5.2 Saran

1. Untuk menentukan nilai dari CRR dan SF (*Safety Factor*) dari dua data yang berbeda dan dengan benda uji yang berbeda maka perlu menjadi perhatian khusus untuk hasil output yang sangat berbeda jauh. Dengan perbandingan nilai ini dapat diharapkan bisa mendapatkan sebuah keputusan yang tepat dalam mengasumsikan desain di konstruksi yang akan dibangun di atasnya dengan mengambil nilai yang paling kritis.
2. Dalam analisa pondasi ini masih terdapat banyak kekurangan karena keterbatasan data yang di peroleh penulis, sehingga perhitungan perencanaan daya dukung pondasi dan perbandingan pondasi perlu di perhitungkan ulang.
3. Perhitungan daya dukung pondasi *bored pile* dan Tiang pancang menggunakan cara manual maupun permodelan menggunakan program Allpile merupakan sebuah prediksi sehingga perlu disesuaikan dengan kondisi di lapangan.
4. Perhitungan menggunakan program dilakukan untuk membantu atau sebagai alternatif analisa daya dukung pada pondasi *bored pile* dan Tiang pancang, yang di gunakan untuk pembanding pada perhitungan manual daya dukung pondasi. Sehingga hasil perhitungan pada laporan ini perlu di kaji kembali terhadap hasil perbandingan antara perhitungan manual dan perhitungan menggunakan program Allpile.
5. Pada analisa pondasi ini diperlukan pengalaman dan keterampilan sehingga didapat hasil perencanaan yang lebih baik.

DAFTAR PUSTAKA

- Warouw, Manoppo., and Rondonuwu. 2019. "Analisis Potensi Likuifaksi Dengan Menggunakan Nilai SPT (Studi Kasus : Jembatan Ir. Soekarno Manado)." *Jurnal Sipil Statik* 7(11): 1453–64.
- Tarigan, Rasdinanta. 2022. "Kajian Potensi Likuifaksi Lapisan Tanah Menggunakan Metode Korelasi Empris Nilai Csr Dan Crr." *Jurnal Darma Agung* 30(1): 1.
- Susilo, Lokananta dan. 2018. "Mempertimbangkan Potensi Likuifaksi." *JMTS: Jurnal Mitra Teknik Sipil* 1(1): 281–89.
- Anwar, M K. 2019. "Analisis Perbandingan Penggunaan Pondasi Antara Bored Pile Dengan Tiang Pancang Pada Konstruksi Gedung Fakultas Scien and Technology Universitas Islam Negeri (UIN) Walisongo Semarang." *Skripsi*. <http://repository.unissula.ac.id/16865/>.
- Tawakal, Eka Putra Aditya and Surya Akbar. 2017. "ANALISIS PONDASI TIANG PANCANG DITINJAU DARI DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN (Studi Kasus : Jembatan UB Relokasi Jalan Tol Semarang-Batang Seksi 4-5)." *Skripsi*.
- Yuliawan, Eko et al. 2018. "ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG BERDASARKAN PENGUJIAN SPT DAN CYCLIC LOAD TEST." *Jurnal Konstruksia* 9(2): 1–13.
- Setiyo, Danipra, Suhendra Suhendra, and M Nuklirullah. 2019. "Analisa Daya Dukung Tanah Untuk Pondasi Tiang Pancang Pada Rencana Pembangunan Komplek Pendidikan Islam Al Azhar 57 Jambi." *Jurnal Civronlit Unbari* 4(2): 80.
- Tijow, Kurnia Christy. 2018. "Analisis Potensi Likuifaksi Tanah Berdasarkan Data Standart Penetration Test (SPT), Studi Kasus : Dermaga Bitung, Sulawesi Utara." *Jurnal Sipil Statik* 6(7): 492.
- Muna, M A, and M A Hakim. 2020. "Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Pada Proyek Apartemen Tamansari CENDEKIA SEMARANG." *Skripsi*.
- "Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa SNI 2833 : 2016." 2016. *SNI*: 1–70.
- Agung Mugiono, Fakhry Hanif Saifuddin, Soedarsono, Rinda, Karlinasari. 2020. "Analisis Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Bored Pile Dari Hasil Tes PDA Berdasarkan Metode Chin, Mazurkiewich Dan Davisson." *Konferensi Ilmiah Mahasiswa Unissula (KIMU) 4 (2008)*: 201–7.

Saputra, Zulhelmi. 2020. “Analisis Daya Dukung Pondasi Bored Pile Tunggal Diameter 0,6 M Pada Proyek Perencanaan Gedung Rawat Inap & Diagnostik Center Rs. Bhayangkara, Tebing Tinggi.”

Livia, Livia, and Andryan Suhendra. 2018. “Studi Kapasitas Tiang Bor Berdasarkan Metode Pile Driving Analyzer (Pda) Dan Load Cell.” *JMTS: Jurnal Mitra Teknik Sipil* 1(1): 82.

