

TUGAS AKHIR

**ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI
TIANG BOR DENGAN MENGGUNAKAN METODE
MAYERHOFF, REESE & O'NEIL DAN
PROGRAM PLAXIS 8.6
(Studi Kasus Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta STA 8+689)**

**Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan
Program Sarjana Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung**



Disusun Oleh :

**Eko Muharifin
NIM : 30202000061**

**Ova Thoifurrohman
NIM : 30202000151**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG**

**2023
TUGAS AKHIR**

LEMBAR PENGESAHAN

ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG BOR DENGAN MENGGUNAKAN METODE MAYERHOFF, REESE & O'NEIL DAN PROGRAM PLAXIS 8.6

(Studi Kasus Proyek Jalan Tol Solo-Yogyakarta STA 8+689)



Eko Muharifin
NIM : 30202000061



Oya Thoifurrohman
NIM : 30202000151

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, 30 Januari 2024

Tim Penguji

Tanda Tangan

1. **Prof.Ir.H.Praktikso, M.ST., Ph.D**
NIDN: 0627115501
2. **Dr. Rifqi Brlyant Arief, ST., MT.**
NIDN: 0622057701
3. **Lisa Fitriyana, ST., M.Eng.**
NIDN: 0631128901

Ketua Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas Islam Sultan Agung

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

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 11 /A-2 / SA-T / IX / 2023

Pada hari ini tanggal 30 Januari 2024 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing Utama dan Dosen Pembimbing Pendamping:

1. Nama : Prof.Ir.H.Praktikso,M.ST., Ph.D
Jabatan Akademik : Guru Besar
Jabatan : Dosen Pembimbing Utama
2. Nama : Dr. Rifqi Brlyant Arief, ST., MT.
Jabatan Akademik : Lektor
Jabatan : Dosen Pembimbing Pendamping

Dengan ini menyatakan bahwa mahasiswa yang tersebut di bawah ini telah menyelesaikan bimbingan Tugas Akhir:

Eko Muharifin
NIM : 30202000061

Ova Thoifurrohman
NIM : 30202000151

Judul : Analisis Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Bor Dengan Menggunakan Metode Mayerhoff, Reese & O'neil Dan Program Plaxis 8.6

Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	20/09/2023	ACC
2	Seminar Proposal	13/11/2023	ACC
3	Pengumpulan data	19/11/2023	ACC
4	Analisis data	21/11/2023	ACC
5	Penyusunan laporan	02/12/2023	ACC
6	Selesai laporan	30/01/2024	ACC

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

Dosen Pembimbing Utama

Prof.Ir.H.Praktikso,M.ST., Ph.D

Dosen Pembimbing Pendamping

Dr. Rifqi Brlyant Arief, ST., MT

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

1. NAMA : Eko Muharifin
NIM : 30202000061
2. NAMA : Ova Thoifurrohman
NIM : 30202000151

dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul :


“ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG BOR DENGAN MENGGUNAKAN METODE MAYERHOFF, REESE & O'NEIL DAN PROGRAM PLAXIS 8.6”

benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang, 30/01/2024

Yang membuat pernyataan,


TR. 20 METERAL
TEAPEL
C 856AKX785143463

Eko Muharifin
NIM : 30202000061

Ova Thoifurrohman
NIM : 30202000151

PERNYATAAN KEASLIAN

Kami yang bertanda tangan dibawah ini:

1. NAMA : Eko Muharifin
NIM : 30202000061
 2. NAMA : Ova Thoifurrohman
NIM : 30202000151
- JUDUL TUGAS AKHIR :

“ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG BOR DENGAN MENGGUNAKAN METODE MAYERHOFF, REESE & O'NEIL DAN PROGRAM PLAXIS 8.6”

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli saya sendiri. Saya tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan - bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain, atau sebagai bahan yang pernah diajukan untuk gelar atau ijazah pada Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau perguruan tinggi lainnya.

Apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini saya buat.

Semarang, 30 / 01 / 2024
Yang membuat pernyataan,



METERAI
TEMPEL
AB416ALX077401465

Eko Muharifin
NIM : 30202000061

Ova Thoifurrohman
NIM : 30202000151

MOTTO

لَقَدْ خَلَقْنَاكُمْ خَيْرَ أُمَّةٍ أُخْرِجَتْ لِلنَّاسِ سِرًّا مَّا رُوِيَ بِالْمَعْرُوفِ وَتَنَاهَوْنَ عَنِ الْفُكْرِ وَتُؤْتُونَ
بِاللِّقَاءِ وَالْأَمْنِ أَهْلَ الْكِتَابِ لَكَ أَنْ خَيْرَ أُمَّةٍ هُمْ فِي هُمْ أَلَمْ يُؤْمِنُوا وَالْكَفَرُ هُمْ لِيَسْرِقُونَ

"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." (QS. Ali 'Imran : Ayat 110)

فَبِأَيِّ آلَاءِ رَبِّكَ تَكْفُرُونَ

"Maka nikmat Tuhanmu yang manakah yang kamu dustakan?."
(QS. Ar-rahmaan: 13)

لِيُؤْتِيَ الْقُلُوبَ حَقَّهَا

"Allah tidak membebani seseorang melainkan sesuai dengan kesanggupannya..."
(Q.S Al Baqarah: 286)

فَاصْبِرْ إِنَّ وَعْدَ اللَّهِ حَقٌّ وَلْيَسِّرْ لَكَ الْيُسْرَى

"Dan bersabarlah kamu, sesungguhnya janji Allah adalah benar. Jangan sampai orang-orang yang tidak meyakini (kebenaran ayat-ayat Allah) itu membuat engkau bersedih."

(Q.S Ar Rum: 60)

PERSEMBAHAN

Bismillahirrahmanirrahim

Alhamdulillah, Puji Syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk :

1. Kedua orang tua saya, Bapak Parjo Dan Ibu Sumiti dan keluarga besar saya yang telah memberikan dukungan secara mental, moral hingga materi serta doa yang senantiasa dipanjatkan.
2. Bapak Abdul Rochim, ST., MT selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Sultan Agung Semarang.
3. Bapak Prof.Ir.H.Praktikso,M.ST., Ph.D selaku Dosen Pembimbing Utama yang selalu senantiasa mengajarkan ilmunya dan bersedia memberikan waktu bimbingan serta arahan selama penyusunan skripsi ini.
4. Bapak Dr. Rifqi Brlyant Arief, ST., MT selaku Dosen Pembimbing Pendamping yang selalu senantiasa mengajarkan ilmunya dan bersedia memberikan waktu bimbingan serta arahan selama penyusunan skripsi ini.
5. Ova Thoifurrohman selaku teman, sahabat serta partner yang sabar dan berjuang Bersama dalam penyelesaian tugas akhir ini.
6. Maulia Nur Prihatin yang telah menemani saya kemana saja selama ini dalam senang maupun sedih, selalu mendukung apapun yang saya lakukan dan membantu disetiap saya membutuhkan bantuan.
7. Sahabat dan teman – teman seperjuangan saya terutama squad Ipin House yang tidak bisa saya sebutkan satu persatu karena telah turut membantu, mendukung dan menyemangati saya dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
8. Rekan Fakultas Teknik UNISSULA. Terimakasih atas kebersamaan selama perkuliahan, terimakasih atas bantuan, doa, dan semangat kalian.
9. Semua pihak yang turut dalam membantu penyusunan laporan Tugas Akhir ini.

Eko Muharifin

30202000061

PERSEMBAHAN

Bismillahirrahmanirrahim

Alhamdulillah, Puji Syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk :

1. Kedua orang tua saya, Bapak Imam Suheli Dan Ibu Indah Ningrum , dan keluarga besar saya yang telah memberikan dukungan secara mental, moral hingga materi serta doa yang senantiasa dipanjatkan.
2. Bapak Prof.Ir.H.Praktikso,M.ST., Ph.D selaku Dosen Pembimbing Utama yang selalu senantiasa mengajarkan ilmunya dan bersedia memberikan waktu bimbingan serta arahan selama penyusunan skripsi ini.
3. Bapak Dr. Rifqi Brlyant Arief, ST., MT selaku Dosen Pembimbing Pendamping yang selalu senantiasa mengajarkan ilmunya dan bersedia memberikan waktu bimbingan serta arahan selama penyusunan skripsi ini.
4. Eko Muharifin selaku teman, sahabat serta partner yang sabar dan berjuang Bersama dalam penyelesaian tugas akhir ini.
5. Sania Nora Rahma yang telah menemani saya kemana saja selama ini dalam senang maupun sedih, selalu mendukung apapun yang saya lakukan dan membantu disetiap saya membutuhkan bantuan.
6. Sahabat dan teman – teman seperjuangan saya yang tidak bisa saya sebutkan satu persatu karena telah turut membantu, mendukung dan menyemangati saya dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
7. Rekan Fakultas Teknik UNISSULA. Terimakasih atas kebersamaan selama perkuliahan, terimakasih atas bantuan, doa, dan semangat kalian.
8. Semua pihak yang turut dalam membantu penyusunan laporan Tugas Akhir ini.

Ova thoifurrohman

302020000151

KATA PENGANTAR

Bismillahirrahmanirrahim

Assalamualaikum wr.wb.

Alhamdulillah, segala Puji dan syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan segala Rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **“ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG BOR DENGAN MENGGUNAKAN METODE MAYERHOFF, REESE & O'NEIL DAN PROGRAM PLAXIS 8.6”** guna memenuhi salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung.

Penulis menyadari kelemahan serta keterbatasan yang ada sehingga dalam menyelesaikan skripsi ini memperoleh bantuan dari berbagai pihak, dalam kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terima kasih kepada :

1. Bapak Abdul Rochim, ST., MT selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Sultan Agung Semarang.
2. Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah memberikan kelancaran pelayanan dalam urusan Akademik.
3. Bapak Prof.Ir.H.Praktikso,M.ST., Ph.D selaku Dosen Pembimbing Utama yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan skripsi ini.
4. Bapak Dr. Rifqi Brlyant Arief, ST., MT selaku Dosen Pembimbing Pendamping yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan skripsi ini.
5. Seluruh Dosen Program Studi Teknik Sipil UNISSULA yang telah memberikan ilmunya kepada penulis.
6. Seluruh Karyawan Fakultas Teknik UNISSULA yang telah banyak memberikan bantuan kepada penulis.
7. Kedua orang tua kami yang telah memberikan ilmu dan wawasan selama penulis menempuh kuliah.
8. Rekan seperjuangan Teknik Sipil Angkatan 2020.

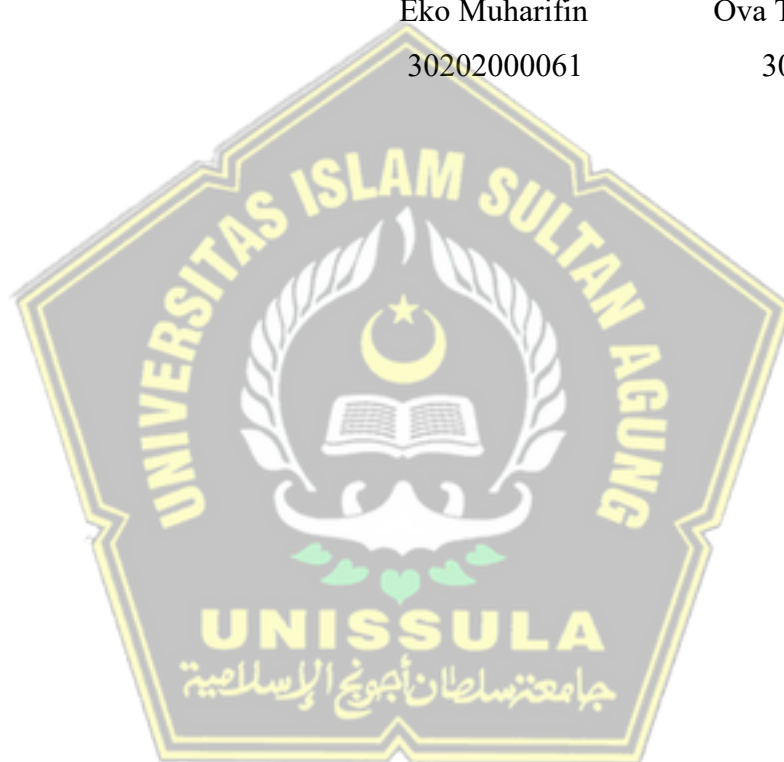
Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan baik isi maupun susunannya. Semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat tidak hanya bagi penulis juga bagi para pembaca.

Wassalamu'alaikum wr.wb.

Semarang, 23 Januari 2024

Eko Muharifin
30202000061

Ova Thoifurrohman
30202000151



DAFTAR ISI

HALAMAN SAMPUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iv
PERNYATAAN KEASLIAN	v
MOTTO	vi
PERSEMBAHAN	vii
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR GAMBAR	xv
ABSTRAK	xviii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Tujuan Penelitian	2
1.3 Rumusan Masalah.....	2
1.4 Ruang Lingkup Penelitian	3
1.5 Sistematika Penulisan	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Tanah.....	5
2.1.1 Klasifikasi Tanah	6
2.1.2 Parameter Tanah	8
2.2 Pondasi.....	14
2.2.1 Klasifikasi Pondasi Tiang	16
2.2.2 Persyaratan Pondasi Tiang.....	16
2.2.3 Pondasi Tiang Bor	16
2.2.3.1 Penggunaan pondasi Tiang Bor.....	17
2.2.3.2 Jenis-Jenis Pondasi Tiang Bor.....	17
2.3 Kapasitas Daya Dukung	20

2.3.1	Teori Daya Dukung.....	20
2.3.1.1	Analisis Terzaghi	21
2.3.1.2	Analisis Vesic	23
2.3.1.3	Analisis Meyerhof	24
2.3.2	Daya Dukung Ujung Tiang Dan Tiang Gesek	26
2.3.3	Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Bor Dari Data N-SPT	27
2.3.4	Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang.....	32
2.3.5	Perhitungan Daya Dukung Lateral Tiang Bor Metode Broms	32
2.4	Faktor Keamanan.....	34
2.5	Penurunan Pondasi.....	35
2.5.1	Konsolidasi	35
2.5.2	Penurunan Pada Tiang Tunggal	36
2.5.3	Penurunan Pada Kelompok Tiang.....	38
2.5.4	Penurunan Yang Diizinkan	38
2.6	Permodelan Program	39
BAB III METODOLOGI		40
3.1	Pendahuluan.....	40
3.2	Data Umum Proyek	40
3.3	Pengumpulan Data.....	45
3.4	Analisis Data.....	45
3.4.1	Analisis Data Lapangan.....	46
3.4.2	Analisis Gaya Pada Jembatan	50
3.5	Bagan Alir Penelitian.....	70
3.6	Pembahasan	71
3.6.1	Perhitungan Daya Dukung Pondasi	71
3.6.2	Perhitungan Penurunan Pondasi	71
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN		73
4.1	Tinjauan umum	73
4.2	Hasil Analisa Menggunakan MIDAS CIVIL 2022.....	74
4.3	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor.....	75

4.3.1	Perhitungan Menggunakan Metode Mayerhof	76
4.3.2	Perhitungan Menggunakan Metode Reese & O'neil	78
4.4	Perhitungan Daya Dukung Lateral Tiang Bor Broms	81
4.5	Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Bor	82
4.5.1	Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal.....	82
4.5.2	Perhitungan Penurunan Tiang Kelompok.....	85
4.5.3	Perhitungan Tiang Kelompok.....	85
4.5.4	Perhitungan Menggunakan Program PLAXIS 8.6	85
4.6	Komparasi Hasil Perhitungan	94
4.6.1	Hasil Perhitungan daya Dukung Pondasi	94
4.6.2	Hasil Perhitungan Daya Dukung Lateral Pondasi	95
4.6.3	Hasil Perhitungan Penurunan Pondasi.....	95
4.7	Cek Keamanan Pondasi Tiang Bor Pada Kontruksi Jembatan.....	95
BAB V PENUTUP		97
5.1	Kesimpulan.....	97
5.2	Saran	98
DAFTAR PUSTAKA		xxii
LAMPIRAN		



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Batasan Ukuran Kategori Tanah	7
Tabel 2.2 Korelasi N-SPT Dengan Modulus Elastisitas Pada Tanah Lempung	8
Tabel 2.2 Korelasi N-SPT Dengan Modulus Elastisitas Pada Tanah Pasir	9
Tabel 2.4 Hubungan Jenis Tanah, Konsistensi dan Poisson Ratio (μ)	9
Tabel 2.5 Hubungan Jenis Tanah Dengan Berat Isi Tanah Kering	10
Tabel 2.6 Korelasi Nilai berat isi dengan N-SPT pada tanah lempung	10
Tabel 2.7 Korelasi nilai berat isi dengan N-SPT pada tanah pasir	11
Tabel 2.8 Korelasi nilai berat isi dengan N-SPT pada tanah pasir	11
Tabel 2.9 Besaran Sudut Geser dalam Tanah	12
Tabel 2.10 Nilai Koefisien Permeabilitas Tanah	13
Tabel 2.11 Parameter rencana tiang tanah kohesif	13
Tabel 2.12 Parameter rencana tiang untuk tanah non kohesif	14
Tabel 2.13 Nilai-Nilai Faktor Daya Dukung Terzaghi	22
Tabel 2.14 Faktor-faktor Daya Dukung Vesic	24
Tabel 2.15 Faktor-faktor Kapasitas Dukung Meyerhof	25
Tabel 2.16 Hubungan dari, ϕ dan N dari pasir	27
Tabel 2.17 SPT <i>Hammer Efficiencies</i>	31
Tabel 2.18 Borehole, Sampler, and Rood Correction Factors	31
Tabel 2.19 Faktor keamanan untuk pondasi tiang	35
Tabel 2.20 Nilai Koefisien C_p	37
Tabel 2.21 Angka Poisin (μ)	37
Tabel 2.22 Modulus elastis tanah (E_s)	38
Tabel 3.1 Data Proyek	40
Tabel 3.2 Investigasi Tanah	46
Tabel 3.3 Data N-SPT Dari Lapangan	47
Tabel 3.4 Data dan Hasil Pengujian PDA	49
Tabel 3.5 Berat isi untuk beban mati	52
Tabel 3.6 Faktor beban untuk berat sendiri	53
Tabel 3.7 Faktor beban untuk berat sendiri	53
Tabel 3.8 Faktor beban akibat tekanan tanah	54

Tabel 3.9 Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan	54
Tabel 3.10 Faktor beban akibat pengaruh prategang	55
Tabel 3.11 Faktor beban akibat susut dan rangkai	55
Tabel 3.12 Faktor beban akibat gaya friksi.....	57
Tabel 3.13 Faktor beban untuk beban lajur "D"	58
Tabel 3.14 Faktor beban untuk beban "T"	58
Tabel 3.15 Faktor beban akibat penurunan.....	59
Tabel 3.16 Parameter T1 dan T2.....	60
Tabel 3.17 Temperatur jembatan rata-rata nominal	61
Tabel 3.18 Faktor beban akibat tekanan hidrostatik dan gaya apung (EF).....	61
Tabel 3.19 Tekanan Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan.....	62
Tabel 3.20 Kombinasi Beban Rencana.....	65
Tabel 4.1 Nilai Gaya Yang Bekerja Pada Jembatan Dengan Midas Civil 2022 ...	75
Tabel 4.2 Data Properti Tiang Bor.....	75
Tabel 4.3 Perhitungan Daya Dukung Metode Mayerhof.....	76
Tabel 4.4 Data Properti Perhitungan Daya Dukung Reese & O'Neil	78
Tabel 4.5 Parameter Untuk Silty Clay	85
Tabel 4.6 Parameter Untuk Sandy Silt.....	86
Tabel 4.7 Parameter Untuk Silty Sand.....	86
Tabel 4.8 Parameter Untuk Gravelly Sand	86
Tabel 4.9 Parameter Untuk Tiang Bor.....	87
Tabel 4.10 Parameter Untuk Pile Cap	87
Tabel 4.11 Komparasi Hasil Perhitungan Daya Dukung Pondasi	94
Tabel 4.12 Hasil Perhitungan Besaran Nilai Pmax Tiang Bor	95
Tabel 4.13 Hasil Perhitungan Daya Dukung Lateral Pondasi	95
Tabel 4.14 Komparasi Hasil Perhitungan Penurunan Pondasi	95
Tabel 4.15 Hasil Daya Dukung Metode Teori Terhadap Hasil CAPWAP	96
Tabel 4.16 Hasil Daya Dukung Kelompok Tiang Terhadap Nilai Pmax	96
Tabel 4.17 Hasil Penurunan Kelompok Tiang Terhadap Penurunan Izin	96

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Macam-macam tipe pondasi	15
Gambar 2.2 Pondasi tiang bor	17
Gambar 2.3 Jenis-jenis Pondasi Tiang Bor	18
Gambar 2.4 Langkah-langkah pelaksanaan tiang bor dalam metode kering.....	18
Gambar 2.5 Langkah-langkah pelaksanaan tiang bor dalam metode basah.....	19
Gambar 2.6 Langkah-langkah pelaksanaan tiang bor dalam metode casing.....	20
Gambar 2.7 Faktor-faktor kapasitas dukung Meyerfof	26
Gambar 2.8 Tiang ditinjau dari cara mendukung bebannya.....	27
Gambar 2.9 Nilai α	29
Gambar 2.10 Tahanan lateral ultimit pada tanah granuler untuk tiang panjang...33	
Gambar 2.11 Faktor Reduksi	34
Gambar 3.1 Rencana Pembagian Paket Pekerjaan Proyek.....	42
Gambar 3.2 Paket 1.1 Jalan Tol Solo – Yogyakarta.....	42
Gambar 3.3 Typical Main Road.....	43
Gambar 3.4 Pekerjaan Struktur Zona A.....	43
Gambar 3.5 Pekerjaan Struktur Zona B.....	43
Gambar 3.6 Pembagian Zona dan Jenis Pekerjaan Paket 1.1	44
Gambar 3.7 Lokasi Studi Penelitian	44
Gambar 3.8 Hasil Pengujian Boring Log	48
Gambar 3.9 Beban lajur "D".....	58
Gambar 3.10 Pembebanan truk "T" (500 kN)	59
Gambar 3.11 Gradien temperatur vertikal pada bangunan atas beton dan baja ...60	
Gambar 3.12 Input beban MS-Pelat sebesar 642,6 kN/m	66
Gambar 3.13 Input beban MA-Aspal sebesar 94,2 kN/m	66
Gambar 3.14 Input beban MA-Barier sebesar 377,4 kN/m.....	66
Gambar 3.15 Input beban TB-Rem sebesar 40 kN.....	67
Gambar 3.16 Input beban BTR sebesar 16,4 kN/m dan diujung 8,2 kN/m.....	67
Gambar 3.17 Input beban BGT sebesar 144 kN.....	67
Gambar 3.18 Input beban TA-Aktif dalam satuan kN/m ²	68
Gambar 3.19 Input beban TA-Gempa dalam satuan kN/m ²	68
Gambar 3.20 Input beban Beban Gempa.....	69

Gambar 3.21 Input Suhu.....	69
Gambar 3.22 Bagan Alir.....	70
Gambar 4.1 Peta Geologi Lokasi Proyek Jalan Tol Solo-Yogyakarta	74
Gambar 4.2 Permodelan Jembatan Menggunakan MIDAS CIVIL 2022.....	75
Gambar 4.3 Tahanan lateral ultimit pada tanah granuler untuk tiang panjang.....	81
Gambar 4.4 Faktor reduksi	82
Gambar 4.5 Pengaturan Global Proyek 1	88
Gambar 4.6 Pengaturan Global Dimensi 1	88
Gambar 4.7 Pemodelan Lapisan Tanah pada Titik P3	89
Gambar 4.8 Pemodelan Lapisan Tanah pada Titik P3	89
Gambar 4.9 <i>Input</i> Beban Terpusat.....	90
Gambar 4.10 <i>Input Standart Fixities</i>	90
Gambar 4.11 Data Meterial Tiap Lapisan Tiang Kelompok	91
Gambar 4.12 Jaring Elemen yang Tersusun	91
Gambar 4.13 Garis Freatik Tiang Kelompok.....	92
Gambar 4.14 Tekanan Air Pori Aktif Tiang Kelompok.....	92
Gambar 4.15 Tegangan Efektif Tiang Kelompok	93
Gambar 4.16 Perhitungan Penurunan Tiang Kelompok dengan Plaxis 8.6	93
Gambar 4.17 Deformasi Tiang Kelompok	94



**ANALISIS DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG
BOR DENGAN MENGGUNAKAN METODE MAYERHOFF, REESE
& O'NEIL DAN PROGRAM PLAXIS 8.6**

(Studi Kasus Proyek Jalan Tol Solo-Yogyakarta STA 8+689)

ABSTRAK

Tujuan dari proyek infrastruktur Jalan Tol Solo-Yogyakarta-NYIA adalah untuk meningkatkan konektivitas dan mobilitas antara tiga wilayah utama: Solo, Yogyakarta, dan Bandara NYIA di Kulon Progo. Daya dukung tanah di sekitar area konstruksi dan penurunan pondasi yang mungkin adalah komponen penting dari proyek infrastruktur seperti ini. Mencari nilai daya dukung dan penurunan pondasi jembatan tiang bor adalah tujuan dari tugas akhir ini.

Sebelum melakukan perhitungan daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor jembatan, diperlukan untuk menghitung gaya yang bekerja pada jembatan tersebut menggunakan program MIDAS CIVIL 2022. Perhitungan daya dukung pondasi menggunakan metode Mayerhoff dan Reese & O'Neil, dan perhitungan penurunan menggunakan metode analitis dan PLAXIS 8.6.

Hasil analisis gaya dengan MIDAS CIVIL 2022 didapatkan beban aksial grup sebesar 79264.940 kN. Perhitungan daya dukung dengan metode Mayerhoff diperoleh nilai (Q_g) sebesar 91363,53 kN, sedangkan metode Reese O'Neil diperoleh nilai (Q_g) sebesar 80216,10 kN. Sedangkan perhitungan penurunan pondasi tiang bor metode manual diperoleh nilai sebesar 0,057 m untuk tiang tunggal dan tiang kelompok sebesar 0,095 m sedangkan dengan PLAXIS 8.6 penurunan tiang kelompok sebesar 0,082 m. Sehingga didapatkan perbandingan untuk penurunan tiang kelompok sebesar 13,6% dari perhitungan manual.

Kata Kunci : Tiang Bor; Daya Dukung; Penurunan; Pondasi; MIDAS CIVIL; PLAXIS

**ANALYSIS OF BORING PILE FOUNDATION AND BORED PILE
FOUNDATION ANALYSIS USING THE MAYERHOFF, REESE & O'NEIL
AND METHOD PLAXIS PROGRAM 8.6**

(Case Study of the Solo-Yogyakarta STA 8+689 Toll Road Project)

ABSTRACT

The aim of the Solo-Yogyakarta-NYIA Toll Road infrastructure project is to improve connectivity and mobility between three main areas: Solo, Yogyakarta, and NYIA Airport in Kulon Progo. The bearing capacity of the soil around the construction area and possible foundation settlement are important components of an infrastructure project like this. Finding the value of bearing capacity and settlement of drilled pile bridge foundations is the aim of this final project.

Before calculating the bearing capacity and settlement of the bridge's bored pile foundation, it is necessary to calculate the forces acting on the bridge using the MIDAS CIVIL 2022 program. The calculation of the bearing capacity of the foundation uses the Mayerhoff and Reese & O'Neil methods, and the settlement calculation uses the analytical method and PLAXIS 8.6 .

The results of force analysis with MIDAS CIVIL 2022 showed that the group axial load was 79,264,940 kN. Calculating the carrying capacity using the Mayerhoff method obtained a value (Q_g) of 91363.53 kN, while the Reese O'Neil method obtained a value (Q_g) of 80216.10 kN. Meanwhile, by calculating the settlement of drilled pile foundations using the manual method, a value of 0.057 m was obtained for single piles and group piles of 0.095 m, whereas with PLAXIS 8.6, the decrease in group piles was 0.082 m. So we get a comparison for group pile reduction of 13.6% from manual calculations.

Keywords: *Drilled Piles; Carrying Capacity; Decline; Foundation; MIDAS CIVIL; PLAXIS*

DAFTAR NOTASI

Q_{ult}	: Daya dukung ultimit tiang
Q_p	: Daya dukung ultimit ujung tiang
Q_s	: Daya dukung ultimit selimut tiang
Q_{all}	: Daya dukung izin
τ	: Tahanan geser tanah
c	: Kohesi tanah
ϕ	: Sudut gesek dalam tanah
σ	: Tegangan normal
P_u	: Beban ultimit
N_c, N_q, N_γ	: Faktor kapasitas dukung untuk pondasi memanjang
S_c, S_q, S_γ	: Faktor bentuk pondasi
d_c, d_q, d_γ	: Faktor kedalaman pondasi
i_c, i_q, i_γ	: Faktor kemiringan beban
γ	: Berat volume tanah
A_b	: Luas penampang tiang
A_s	: Luas selimut tiang
q_f	: Jumlah hambatan lekat
P	: Keliling tiang
L_i	: Panjang lapisan tanah
f	: Tahanan satuan skin friction, <small>جامعته الإسلامية</small>
α	: Faktor adhesi
C_u	: Kohesi tanah
E_g	: Efisiensi kelompok tiang
θ	: Arc $\tan d/s$
m	: Jumlah baris
n	: Jumlah tiang dalam 1 baris
d	: Diameter tiang
s	: Jarak pusat ke pusat tiang
G	: Modulus Geser
Ψ	: Sudut Dilatasi

k	: Permeabilitas
$B' = B-2e$: Lebar pondasi efektif
$p_o = Df\gamma$: tekanan <i>overburden</i> pada dasar pondasi
Df	: kedalaman pondasi
H_u	: daya dukung lateral tiang Tunggal
H_g	: Daya dukung lateral tiang kelompok
M_y	: Momen maksimum yang dapat
K_p	: koefisien tekanan tanah pasif
C_c	: indeks pemampatan
c_v	: koefisien konsolidasi
Δe	: perubahan angka pori ($e_1 - e_2$)
e_1, e_2	: angka pori yang didapat pada grafik semi-log
p_1, p_2	: tekanan yang didapat pada grafik semi-log
d	: $\frac{1}{2} \cdot H = \frac{1}{2}$ tinggi benda uji
t_{90}	: waktu yang diperlukan untuk konsolidasi 90 %.
S	: Penurunan total pondasi tiang
S_s	: Penurunan akibat deformasi axial tiang tunggal
S_p	: Penurunan akibat beban pada ujung tiang
S_{ps}	: Penurunan akibat beban pada sepanjang tiang
E_p	: Modulus elastisitas material tiang
C_p	: Koefisien empiris
E_s	: Modulus Elastisitas tanah
I_{ws}	: Faktor Pengaruh

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Tujuan dari proyek infrastruktur besar Solo-Yogyakarta-NYIA adalah untuk meningkatkan konektivitas dan mobilitas antara tiga wilayah utama, Solo, Yogyakarta, dan Bandara NYIA di Kulon Progo. Proyek ini mencakup pembangunan JalanTol bersama dengan sejumlah struktur tambahan seperti jembatan, underpass, viaduct, dan lainnya. Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA memiliki dampak strategis pada perekonomian, pariwisata, dan pengembangan wilayah Jawa Tengah dan DIY, karena bandara NYIA akan menjadi titik penting dalam pengembangan wilayah ini, yang akan memungkinkan peningkatan volume penumpang dan kargo serta mendorong pertumbuhan ekonomi. Peluang investasi baru, kemudahan akses, dan pertumbuhan pariwisata akan muncul sebagai hasil dari konektivitas yang lebih baik antara kota-kota ini.

Daya dukung tanah di sekitar area konstruksi dan penurunan pondasi yang mungkin adalah komponen penting dari proyek infrastruktur seperti ini. Penurunan pondasi dapat berdampak pada integritas struktur dan kenyamanan pengguna JalanTol, sementara daya dukung tanah mempengaruhi keamanan dan stabilitas struktur. Kulon Progo memiliki geologi dan geoteknik yang unik. Untuk memahami kondisi tanah dan batuan di wilayah proyek, studi geologi regional dan analisis geoteknik lokal diperlukan. Beberapa jenis tanah yang mungkin ditemukan, termasuk tanah lempung, pasir, dan batuan karst, memiliki efek yang berbeda terhadap daya dukung dan penurunan pondasi.

Infrastruktur jalan raya, jembatan, dan bangunan lainnya dapat rusak akibat penurunan pondasi yang tidak terkontrol. Analisis risiko penyelesaian yayasan membantu mengidentifikasi lokasi berisiko dan mengembangkan strategi pengurangan kerusakan. Tugas Akhir ini mengkaji daya dukung tanah dan penurunan pondasi khususnya pada Jembatan STA. Solo-Yogyakarta-NYIA 8+689 Proyek JalanTol Kulon Progo. Beberapa metode penelitian, termasuk metode Mayerhof dan Aoiik & De Alencar, digunakan untuk membandingkan hasil analisis

dengan program PLAXIS 8.6. Dalam program PLAXIS 8.6, analisis melakukan perhitungan beban yang terjadi pada pondasi jembatan. Penelitian ini akan digunakan untuk memberikan saran kepada pihak proyek tentang desain pondasi dan metode mitigasi risiko yang tepat.

1.2 Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian adalah sebagai berikut berdasarkan latar belakang:

1. Mengetahui nilai gaya yang bekerja pada pondasi tiang bor pada pembangunan Jembatan STA. 8+689 di Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo.
2. Mengetahui nilai daya dukung pondasi tiang bor pada pembangunan Jembatan STA. 8+689 di Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo.
3. Mengetahui nilai penurunan pondasi tiang bor pada pembangunan Jembatan STA. 8+689 di Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo.
4. Membandingkan hasil perhitungan penurunan secara manual dengan hasil perhitungan penurunan menggunakan Program PLAXIS.
5. Mengetahui aman dan tidaknya pondasi tiang bor pada pembangunan Jembatan STA. 8+689 di Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan Tujuan Penelitian di atas, maka didapatkan Rumusan Masalah sebagai berikut :

1. Berapakah nilai gaya yang bekerja pada pondasi tiang bor pada pembangunan Jembatan STA. 8+689 di Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo?
2. Berapakah nilai daya dukung pondasi tiang bor pada pembangunan Jembatan STA. 8+689 di Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo?
3. Berapakah nilai penurunan pondasi tiang bor pada pembangunan Jembatan STA. 8+689 di Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo?
4. Bagaimanakah perbandingan hasil perhitungan penurunan secara manual dengan hasil perhitungan menggunakan Program PLAXIS?

5. Berapakah nilai keamanan pondasi tiang bor sehingga konstruksi tersebut dikatakan aman pada pembangunan Jembatan STA. 8+689 di Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo.

1.4 Ruang Lingkup Penelitian

Rumusan masalah di atas menghasilkan ruang lingkup penelitian:

1. Area Penelitian

Penelitian akan difokuskan pada area yang relevan dengan proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo, area ini mencakup jalur JalanTol yang sedang dibangun, khususnya di Jembatan STA. 8+689, dikarenakan area tersebut diperkirakan rentan terhadap masalah daya dukung dan penurunan pondasi.

2. Jenis Tanah dan Batuan

Penelitian ini mempertimbangkan berbagai jenis tanah dan batuan yang ada pada daerah studi yaitu Jembatan STA. 8+689 proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo, yang dapat memengaruhi daya dukung dan penurunan pondasi.

3. Metodologi Pengumpulan Data

Pengumpulan data akan mencakup pengambilan sampel tanah dan batuan, pemeriksaan geofisika, dan uji laboratorium untuk menentukan sifat-sifat geoteknikal. Pengukuran tingkat penurunan pada titik-titik kritis juga akan dilakukan untuk mengevaluasi dampak penurunan pondasi.

4. Metodologi Analisa

Merapkan metode Mayerhof, Reese & O'neil untuk melakukan analisis daya dukung dan penurunan pondasi di Jembatan STA. 8+689 proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo. Menggunakan perangkat lunak PLAXIS untuk membangun model simulasi numerik yang merepresentasikan struktur Jembatan STA. 8+689 proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo.

1.5 Sitematika Penulisan

Sistematika penulisan ini dimaksudkan untuk memandu dan mengontrol penulisan Laporan Tugas Akhir, berikut saya disajikan dalam beberapa garis besar untuk struktur penulisan Tugas Akhir sebagai berikut :

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini mencakup perkembangan Laporan Tugas Akhir, meliputi latar belakang, tujuan penelitian, rumusan masalah, ruang lingkup penelitian, dan sistematika penulisan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menjelaskan tentang teori-teori yang relevan dengan penelitian yang dilakukan dan uraian secara umum yang didapatkan dari buku, jurnal, tulisan ilmiah, website dan penelitian terdahulu.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini membahas tentang pengumpulan data, pengolahan, dan analisis hasil penelitian

BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Bab ini menjelaskan tentang keseluruhan mulai dari analisa, pembahasan, perhitungan dan perencanaan yang dilakukan pada Tugas Akhir ini.

BAB V PENUTUP

Bab ini berisi tentang kesimpulan dari hasil analisa yang telah dilakukan dan saran terkait hasil penelitian yang telah dilakukan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah

Partikel padat dari bahan organik yang lapuk, agregat mineral padat (butir) yang tidak tersemen, serta cairan dan gas yang mengisi ruang di antara partikel-partikel tersebut membentuk tanah (Das.1995). Tanah adalah suatu bahan yang terbentuk dari agregat mineral padat melalui suatu proses yang tidak mengikat butiran sedimen dengan bahan lain dan komponen organik yang terlapuk (partikel padat) dengan cairan dan gas yang berada di celah butiran padat.

Dalam dunia teknik sipil, tanah adalah material alami yang memiliki sifat dan fungsi penting bagi kehidupan, terutama sebagai media untuk pertumbuhan tanaman dan penopang bangunan. Proses pelapukan batuan, yang dapat terjadi secara fisik atau kimiawi, membentuk tanah. Tanah dibagi menjadi berbagai jenis berdasarkan ukuran, bentuk, dan sifat partikel penyusunnya. Selain itu, sifat teknis tanah memengaruhi perilaku umum tanah, dan pengujian diperlukan untuk mengetahui sifat teknis tanah. Tanah dapat diklasifikasikan menjadi kelompok-kelompok berdasarkan penggunaan.

Menurut Bowles (1984), Tanah terdiri dari partikel-partikel dari satu atau lebih komponen berikut:

- a. Berangkal (*Boulder*) adalah potongan batuan besar yang disebut kerakal (*cobbles/pebbles*) dan biasanya lebih besar dari 200 mm hingga 300 mm.
- b. Pasir (*sand*) adalah partikel batuan ukuran 0,074 mm hingga 5 mm, yang berkisar dari kasar (3 mm hingga 5 mm) hingga halus (kurang dari 1 mm).
- c. Lanau (*silt*) adalah partikel batuan ukuran 0,002 mm hingga 0,074 mm.
- d. Lempung (*clay*) adalah partikel batuan ukuran lebih dari 0,002 mm, yang merupakan sumber utama kohesi tanah yang kohesif.
- e. Koloid (*colloids*) adalah partikel mineral yang tidak bergerak yang berukuran lebih dari 0,01 mm.

Padatan (mineral dan organik), cairan, dan gas menyusun tanah. Tanah dapat membantu tanaman tumbuh subur di lingkungan alaminya atau dipisahkan dari

bahan aslinya melalui penambahan, kehilangan, pemindahan, dan transformasi (Staf Survei Tanah, 1999).

Memisahkan agregat tanah, atau butiran mineral alami secara fisik, memerlukan pengadukan dalam air (Terzaghi, 1987).

Agregat, atau butiran mineral alami, di dalam tanah dapat dipisahkan secara mekanis dengan mengaduknya di dalam air (Verhoef, 1994).

Warna, struktur fisik, ciri biologis, proses kimia, dan reaktivitas tanah bervariasi dari komponen dasarnya yang tidak dibekukan (Sutedjo, 1988).

2.1.1 Klasifikasi Tanah

Sistem kategorisasi tanah mengklasifikasikan dan mensubklasifikasikan jenis tanah berdasarkan penggunaannya. Informasi mengenai kualitas tanah dan sifat fisik disediakan melalui kategorisasi tanah. Karena kualitas dan perilaku tanah bervariasi, sistem kategorisasi mengelompokkan tanah dengan sifat fisik yang sebanding.

Sistem klasifikasi tidak dapat menilai kualitas mekanik dan geoteknik tanah. Perencanaan dan perancangan bangunan melibatkan lebih dari sekedar klasifikasi tanah. Secara umum, klasifikasi tanah mengelompokkan tanah berdasarkan karakteristik dan sifat teknisnya. Sifat indeks tanah sederhana seperti fluiditas dan distribusi ukuran butir digunakan untuk mengklasifikasikan tanah.

Ada dua skema klasifikasi tanah:

a. Klasifikasi berdasarkan tekstur dan ukuran

Klasifikasi ini membagi tanah menjadi kerikil, pasir, lanau, dan tanah liat. Klasifikasi ini bersifat mendasar karena hanya mempertimbangkan sebaran ukuran tanah (Das, 1993).

b. Klasifikasi berdasarkan pemakaian

Sistem klasifikasi ini mempertimbangkan fleksibilitas tanah dan fitur-fitur penting. Teknik paling sering menggunakan dua metode klasifikasi tanah. Kedua klasifikasi tersebut mempertimbangkan batas Atterberg dan distribusi ukuran butir.

Tanah yang memiliki gradasi yang dianggap baik yaitu karena partikelnya mengisi dan menutup rongga sehingga lebih banyak kontak dan baik antar partikel.

Tanah berbutir kasar memiliki perbedaan yang lebih rinci dalam ukuran partikelnya. Tanah lempung (*clay*), yang ditunjukkan dengan simbol C, memiliki ukuran butiran <0,002 mm, dan lanau (*silt*), yang ditunjukkan dengan simbol M, memiliki diameter sekitar 0,06-0,002 mm. Pasir (*Sand*) digambarkan dengan simbol S sebagai pasir kasar dengan diameter 2-0,6 mm, pasir sedang dengan diameter 0,6–0,2 mm, dan pasir halus dengan diameter 0,2–0,06 mm. Kerikil (*gravel*) digambarkan dengan simbol G dengan diameter lebih dari 2 mm.

Tabel 2.1 Batasan Ukuran Kategori Tanah

Nama Golongan	Kerikil	Ukuran Butiran (mm)		
		Pasir	Lanau	Lempung
(MIT) <i>Massachusetts Institute of Technology</i>	> 2	2 – 0,06	0,06–0,002	< 0,002
U.S. <i>Department of Agriculture (USDA)</i>	> 2	2 – 0,06	0,06–0,002	< 0,002
<i>American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)</i>	76,2 – 2	2 – 0,06	0,06–0,002	< 0,002
<i>Unified Soil Classification System (U.S. Army Corp of Engineers and U.S. Bureau of Reclamation)</i>	76,2 – 4,75	4,75 – 0,075	Halus (Yalk,,kl,m itu lanau dan lempung < 0,0075)	

(Sumber: Das, 1995)

Menurut tingkat kerekatan, tanah dapat diklasifikasikan menjadi dua kategori: tanah kohesif (juga dikenal sebagai tanah lempung) dan tanah no-kohesif. Tanah kohesif menunjukkan daya rekat butir seperti lempung. Pelat datar dengan mika, tanah liat, dan mineral halus lainnya membentuk tanah liat. Mikroskop standar tidak dapat melihat partikel kecil ini. (Pratikso, 2017). Tanah yang tidak kohesif adalah tanah yang tidak memiliki kerekatan antar butiran atau hamper tidak mengandung lempung (seperti pasir).

2.1.2 Parameter Tanah

Parameter tanah adalah alat untuk menunjukkan proses perubahan pada tanah yang disebabkan oleh sifat fisik dan jenis tanahnya. Nilai kohesif, N-SPT, sudut geser internal, dan faktor lainnya dihitung dari karakteristik bawah permukaan tanah.

(Fitriyana, 2017). Berikut parameter tanah:

a. Modulus Young (E)

Pengujian penetrasi standar (SPT) dapat digunakan untuk memperkirakan nilai modulus elastisitas. Selain itu, N-SPT dapat mengukur jenis tanah, konsistensi, dan modulus elastisitas.

Tabel 2.2 Korelasi N-SPT Dengan Modulus Elastisitas Pada Tanah Lempung

<i>Subsurface condition</i>	<i>Penetration resistance range</i>	<i>E50 (%)</i>	<i>Poisson's Ratio (ν)</i>	<i>Shear strength Su (psf)</i>	<i>Young's Modulus Range Es (psi)</i>	<i>Shear Modulus Range G (psi)</i>
<i>Very soft</i>	2	0,020	0,5	250	170-340	60-110
<i>Soft</i>	2-4	0,020	0,5	375	260-520	80-170
<i>Medium</i>	4-8	0,020	0,5	750	520-1040	170-340
<i>Stiff</i>	8-15	0,010	0,45	1500	1040-2080	340-690
<i>Very stiff</i>	15-30	0,005	0,40	3000	2080-4160	690-1390
<i>Hard</i>	30	0,004	0,35	4000	2890-5780	960-1930
	40	0,004	0,35	5000	3470-6940	1150-2310
	60	0,0035	0,30	7000	4860-9720	1620-3420
	80	0,0035	0,30	9000	6250- 2500	2080-4160
	100	0,003	0,25	11000	7640- 5270	2540-5090
	120	0,003	0,25	13000	9020- 8050	3010-6020

(Sumber : Randolph, 1978).

Tabel 2.3 Korelasi N-SPT Dengan Modulus Elastisitas Pada Tanah Pasir

<i>Subsurface condition</i>	<i>Penetration Resistance (N)</i>	<i>Friction Angle ϕ (deg)</i>	<i>Poisson Ratio (ν)</i>	<i>Cone penetration $q_c=4N$</i>	<i>Relative Density $D_r(\%)$</i>	<i>Young's Modulus Range E_s (psi)</i>	<i>Shear Modulus Range G (psi)</i>
<i>Very loose</i>	0-4	28	0,45	0-16	0-15	0-440	0-160
<i>Losse</i>	4-10	28-30	0,4	16-40	15-35	440-1000	160-390
<i>Medium</i>	10-30	30-36	0,35	40-120	35-65	1100-3300	390-1200
<i>Dense</i>	30-50	36-41	0,3	120-1000	65-85	3300-5500	1200-1990

(Sumber : Schmertman, 1970).

b. *Poisson's Ratio (μ)*

Dalam mekanika tanah, rasio Poisson biasanya 0,2–0,4. Untuk menyederhanakan perhitungan, tanah jenuh biasanya bernilai 0,5 dan tanah kering serta tanah lainnya bernilai 0.

Tabel 2.4 Hubungan Jenis Tanah, konsistensi dan *poisson ratio (μ)*,

<i>Soil Type</i>	<i>Description</i>	<i>(μ')</i>
<i>Clay</i>	<i>Soft</i>	0.35-0.40
	<i>Medium</i>	0.30-0.35
	<i>Stiff</i>	0.20-0.30
<i>Sand</i>	<i>Loose</i>	0.15-0.25
	<i>Medium</i>	0.25-0.30
	<i>Dense</i>	0.25-0.35

(Sumber : Hardiyatmo, 1994).

c. Berat Jenis Tanah Kering (γ_{dry})

Perbandingan berat kering tanah terhadap volume disebut berat jenisnya. Data N-SPT dari Soil Test dan Direct Shear memberikan informasi kepadatan tanah kering.

Tabel 2.5 Hubungan jenis tanah dengan berat isi tanah kering

Jenis Tanah	Angka Pori e	Kadar air dalam keadaan jenuh (%)	Berat isi tanah kering γ_{dry}	
			lb/ft ³	kN/m ³
Pasir lepas seragam	0.80	30	92	14.50
Pasir padat seragam	0.45	16	116	18
Pasir kelanauan lepas berbutir tajam/bersudut	0.65	25	102	16
Lempung kaku	0.60	21	108	17
Lempung lunak	0.90-1.40	30-50	73-93	11.50-14.50
Loess	0.90	25	86	13.50
Lempung organik lunak	2.50-3.20	90-120	38-51	6-8
Tanah glasial	0.30	10	134	21

(Sumber : Soedarmo, 1993).

Tabel 2.6 Korelasi nilai berat isi dengan N-SPT pada tanah lempung

Consistency	Symbol (Psf)	Very soft	Soft	Medium	Stiff	Very stiff	Hard
SPT	N _{spt}	0-2	2-4	4-8	8-16	16-32	>32
<i>UCS Saturated</i>	q γ	0-500 <100	500-1000 100-120	1000-2000 100-130	2000-4000 120-130	4000-8000 120-140	>8000 >130

(Sumber : *Allpile manual*, 2017).

Tabel 2.7 Korelasi nilai berat isi dengan N-SPT pada tanah pasir

Consistensi	Symbol (Psf)	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
SPT	Nspt	0-4	4-10	10-30	30-50	>50
Moist	γ	<100	95-125	110-130	110-140	>130
Submerged	γ	<60	55-65	60-70	65-85	>75

(Sumber : *Allpile manual*, 2017).

d. Berat Jenis Tanah Jenuh (γ_{sat})

Kepadatan curah tanah kering juga diukur di laboratorium. Tanah jenuh air memiliki berat tertentu per satuan volume.

Tabel 2.8 Korelasi nilai berat isi dengan N-SPT pada tanah pasir

No	Jenis Tanah	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{dry} (kN/m ³)
1	Kerikil	20 - 22	15 - 17
2	Pasir	18 - 20	13 - 16
3	Lanau	18 - 20	14 - 18
4	Lempung	16 - 22	14 - 21

sumber : John Wiley & Sons,2000

e. Modulus Geser (G')

Modulus geser, yang merupakan analogi antara peralihan tegangan geser (τ) dan peningkatan perpindahan sudut (θ) elemen tanah, dapat dihitung dengan persamaan matematik yang diperoleh dari analisis regangan-tegangan pada elemen tanah. Modulus dapat ditulis secara matematis sebagai berikut:

$$K_s = \frac{\Delta\tau}{\Delta S} \dots\dots\dots(2.1)$$

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\theta} \dots\dots\dots(2.2)$$

Hubungan antara modulus geser (G'), dengan modulus elastisitas (E), dan Poisson's ratio (μ) dirumuskan sebagai berikut :

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \dots\dots\dots(2.3)$$

f. Sudut Geser Dalam (ϕ)

Uji geser triaksial dan uji geser langsung memperoleh sudut geser internal dan kohesifitas dari parameter mekanik tanah. Keduanya menentukan ketahanan deformasi akibat tegangan tanah.

Sumbu horizontal (tegangan normal) dan garis tepi keruntuhan merupakan sudut geser internal (Hakam, 2008).

Tabel 2.9 Besaran Sudut Geser dalam Tanah

Tingkat Kepadatan	Sudut Geser Dalam (ϕ)
Kerikil kepasiran	$35^{\circ} - 40^{\circ}$
Kerikil Kerakal	$35^{\circ} - 40^{\circ}$
Pasir Padat	$35^{\circ} - 40^{\circ}$
Pasir Lepas	30°
Lempung Kelanauan	$25^{\circ} - 35^{\circ}$
Lempung	$20^{\circ} - 25^{\circ}$

(Sumer : Buku Mekanika Tanah, Braja M. Das Jilid 1).

g. Sudut Dilatasi (Ψ)

Sudut dilatasi adalah ukuran yang ditunjukkan dalam derajat. Massa jenis dan sudut gesek mempengaruhi dilatasi tanah pasir. Tanah liat melebar secara merata atau tidak $\Psi = 0$.

$$\Psi = \phi - 30^{\circ} \dots\dots\dots(2.4)$$

h. Permeabilitas (k)

Permeabilitas adalah tingkat di mana tanah jenuh menyerap air. Pengelolaan tanah dan air memerlukan pengukuran permeabilitas tanah secara vertikal dan horizontal.

Tabel 2.10 Nilai koefisien Permeabilitas Tanah

Jenis tanah	K	
	cm/dtk	ft/mnt
Kerikil bersih	1.0-100	2.0-200
Pasir kasar	1.0-0.01	2.0-0.02
Pasir halus	0.01-0.001	0.02-0.002
Lanau	0.001-0.00001	0.002-0.00002
lempung	< 0.000001	< 0.000002

(Sumer : Das, 1995).

i. Kohesi (c)

Kohesi, gaya tarik-menarik antar partikel tanah yang diukur dalam berat per satuan luas, dapat menunjukkan seberapa tahan tanah terhadap tekanan. Kohesi diukur dengan gerakan lateral tanah. Nilai kohesi suatu benda sangat dipengaruhi oleh densitas dan jarak antar molekulnya. Karena kohesi berbanding lurus dengan densitas suatu benda, benda dengan kohesi yang tinggi juga memiliki nilai kohesi yang tinggi. Sebagai hasil dari data sondir, nilai kohesi (c) dapat dihitung sebagai berikut:

$$c = qu / 20 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (2.5)$$

Tabel 2.11 Parameter rencana tiang tanah kohesif

Kondisi tanah kohesif			Kuat geser "undrained" rata-rata nominal, C_u kpa	Koefisien terganggu F_c
Konsistensi		Nilai 'N'		
Sangat Lembek	Hilang antara jari tangan	0-2	0-10	1,0
Lembek	Mudah di bentuk dengan jari	2-4	10-25	1,0
Teguh	Dapat di bentuk dengan jari dan tekanan kuat	4-8	25-45	1.0
			45-50	1,0-0.95
Kenyal	Tidak dapat dibentuk dengan jari	8-15	50-60	0.95-0,8
			60-80	0.8-0.65

			80-100	0.65-0.55
Sangat Kenyal	Getas atau tahan	15-30	100-120	0.55-0.45
			120-140	0.45-0.4
			140-160	0.4-0.35
			160-180	0.36-0.35
			180-200	0.35-0.34
Keras	Keras	>30	>200	0.34

(Sumber : BMS6-M8, 1992).

Tabel 2.12 Parameter rencana tiang untuk tanah non kohesif

Kondisi tanah		Batas kedalaman/dia meter tiang Z_L/d	F_1		N_q	
Konsistensi	Nilai S.P.T "N"		Tiang pancang	Tiang bora tau tiang cor di tempat	Tiang pancang	Tiang bor
Lepas	0-10	6	0.8	0.3	60	25
Sedang	10-30	8	1.0	0.5	100	60
Padat	30-50	15	1.5	0.8	180	100

(Sumber : *Bridge Design Manual*, 1992).

2.2 Pondasi

Pondasi menopang struktur di atasnya dan berlanjut dengan tanah atau batuan di bawahnya (Hardiyatmo, 1996). Dua jenis pondasi adalah dalam dan dangkal. Pondasi rakit, kaki, dan memanjang merupakan pondasi dangkal yang langsung menopang beban. Pondasi dalam menopang beban vertikal dan horizontal serta menstabilkan tanah yang buruk.

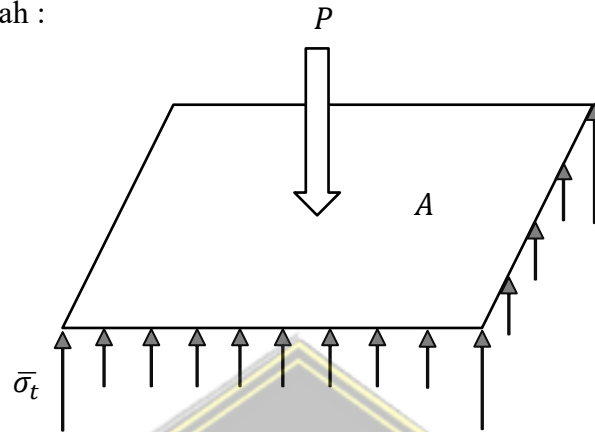
Pondasi adalah struktur bawah yang memindahkan beban dari struktur yang lebih tinggi ke lapisan tanah di bawahnya tanpa menimbulkan keruntuhan geser atau penurunan permukaan tanah yang parah.

Untuk distribusi beban struktur, pondasi dan massanya berada pada tanah dan batuan. Pondasi adalah bagian struktural dari sistem rekayasa (Bowles, 1997). Karena daya material bangunan lebih besar daripada daya tanah, luas permukaan

(A) harus lebih besar untuk memikul beban (P) yang sama jika diperlukan (Canonica, 2013).

$$A_{\text{perlu}} = \frac{P}{\bar{\sigma}} \dots\dots\dots(2.6)$$

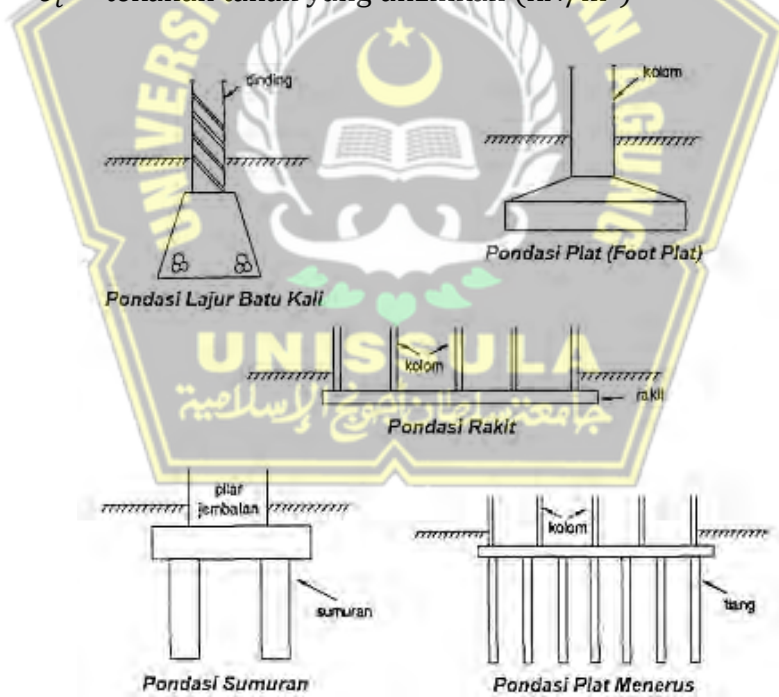
Beban pada tanah :



Dimana :

$\bar{\sigma}$ = tekanan yang diizinkan (kN/m²)

$\bar{\sigma}_t$ = tekanan tanah yang diizinkan (kN/m²)



Gambar 2.1 Macam-macam tipe pondasi

2.2.1 Klasifikasi Pondasi Tiang

Pondasi tiang umumnya dapat diklasifikasikan menjadi:

1) Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang didorong cukup dalam untuk memberikan penutup atau gesekan ujung. Pondasi tiang pancang dapat dirancang dengan memalu atau menggetarkan kepala tiang atau kompresi hidrolik.

2) Tiang Bor

Lubang yang dibor dan isian beton bertulang untuk membuat tiang bor.

Mekanisme pemikulan beban kedua jenis tiang di atas tidak sama. Dengan demikian, setiap jenis tiang mempunyai daya dukung, pengendalian mutu, dan teknik evaluasi yang berbeda-beda (Rahardjo, 2000).

2.2.2 Persyaratan Pondasi Tiang

Pondasi tiang pancang harus memenuhi beberapa persyaratan:

1. Keamanan bangunan mensyaratkan bahwa beban dasar tidak melebihi daya dukung tanah.
2. Menjaga pemukiman konstruksi cukup rendah untuk menghindari kerusakan.
3. Membatasi pergerakan bangunan di dekatnya dan struktur lainnya selama konstruksi pondasi, penggalian, atau operasi pondasi lainnya. (Rahardjo, 2000).

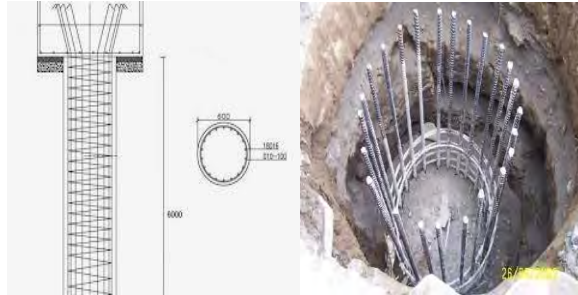
2.2.3 Pondasi Tiang Bor

Pada saat pondasi tiang pancang dilubangi ke dalam tanah, pondasi tiang pancang yang telah dibor terlebih dahulu dibor, kemudian dipasang tulangan. Setelah itu tulangan dimasukkan ke dalam lubangbor dan dilakukan pengecoran beton (Hardiyatmo, 2015).

Karena penerapannya, pondasi tiang bor berperilaku berbeda saat dibebani dibandingkan tiang pancang. Perbedaan tersebut disebabkan oleh:

- a. Gali lubangbor, isi dengan beton, dan tekan tumpukan ke dalam tanah (displacement tumpukan).
- b. Beton mengeras di bawah tanah saat dituangkan dalam keadaan basah.
- c. Casing dapat menstabilkan dinding lubangbor dan tidak dapat dilepas karena masalah lapangan.

- d. Bubur stabilisasi lubangbor dapat mengendapkan lumpur pada dinding penggalian, sehingga mengubah gesekan tiang-tanah.
- e. eKondisi tanah menentukan strategi penggalian lubangbor. (Rahardjo 2000).



Gambar 2.2 Pondasi tiang bor

Sumber : <https://proyeksipil.blogspot.com/2012/11/sekilas-tentang-pondasi-bor-pile.html>

2.2.3.1 Penggunaan Pondasi Tiang Bor

Pondasi ini ideal untuk beban rendah dan struktur besar seperti gedung bertingkat dan jembatan karena kedalaman dan diameter tiang bor dapat dengan mudah dimodifikasi.

Konstruksi semakin banyak menggunakan tiang bor, termasuk:

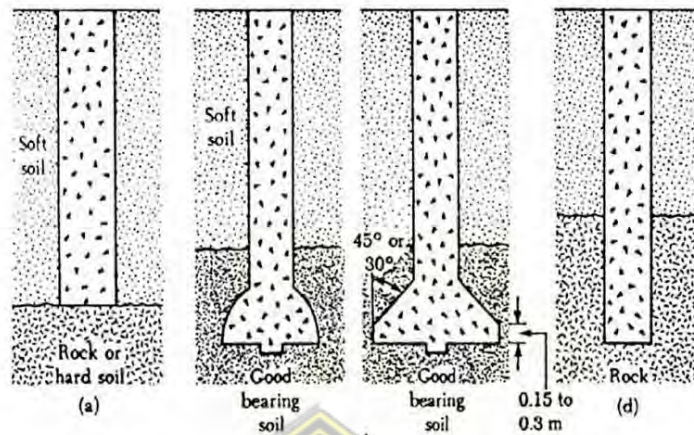
- a. Pondasi jembatan
- b. Menara transmisi listrik
- c. Fasilitas dok
- d. *Soldier pile*
- e. Kestabilan lereng
- f. Dinding penahan tanah
- g. Pondasi bangunan ringan pada tanah lunak
- h. Pondasi bangunan tinggi
- i. Struktur yang membutuhkan gaya lateral yang cukup besar, dan lainlain (Rahardjo, 2000).

2.2.3.2 Jenis-Jenis Pondasi Tiang Bor

Ada beberapa jenis tiang bor yaitu :

- a. Tiang bor lurus untuk tanah keras;
- b. Tiang bor yang ujungnya diperbesar berbentuk bel;

- c. Tiang bor yang ujungnya diperbesar berbentuk trapezium;
- d. Tiang bor lurus untuk tanah berbatu-batuan.



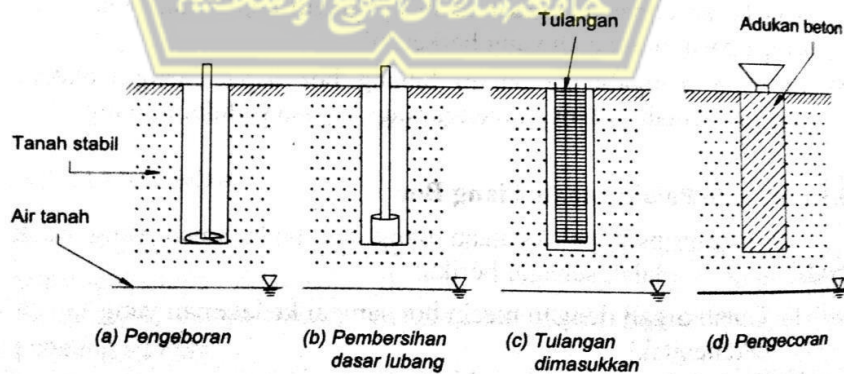
Gambar 2.3 Jenis-jenis Pondasi Tiang Bor

Ada beberapa metode yang dilakukan dalam pelaksanaan pekerjaan tiang bor yaitu:

1. Metode Kering

Metode kering cocok digunakan pada tanah liat homogen kaku atau tanah berpasir dengan kohesi rendah di atas air tanah, dinding lubang tidak bergerak saat dibor.

Pendekatan kering dapat digunakan pada tanah di bawah permukaan air dengan permeabilitas minimal. Hal ini mencegah air masuk ke lubangbor yang terbuka. Mesin bor mengebor lubang tanpa selubung dengan metode kering. Setelah itu, dasar lubangbor yang tertutup tanah dibersihkan. Masukkan potongan yang sudah diperkuat ke dalam lubang dan tuang.



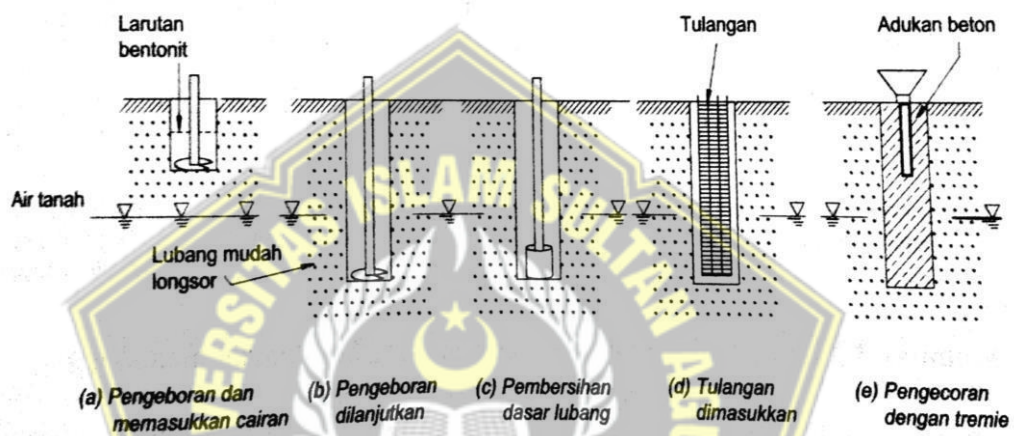
Gambar 2.4 Langkah-langkah pelaksanaan tiang bor dalam metode kering

Sumber : Hardiyatmo, 2015

2. Metode Basah

Metode basah biasanya digunakan jika tembok tersebut tidak ditopang, pengeboran melalui air tanah akan selalu runtuh. Untuk mencegah keruntuhan, tanah liat, bentonit, atau polimer disuntikkan ke dalam lubangbor. Setelah pengeboran hingga kedalaman, lubang dibersihkan dan tulangan terakhir ditempatkan dalam bentonit cair.

Untuk menekan dan meninggikan larutan bentonit digunakan pipa tremie untuk memasukkan campuran beton ke dalam lubangbor. Solusi lubangbor yang dikumpulkan dapat digunakan untuk pengeboran di tempat lain.



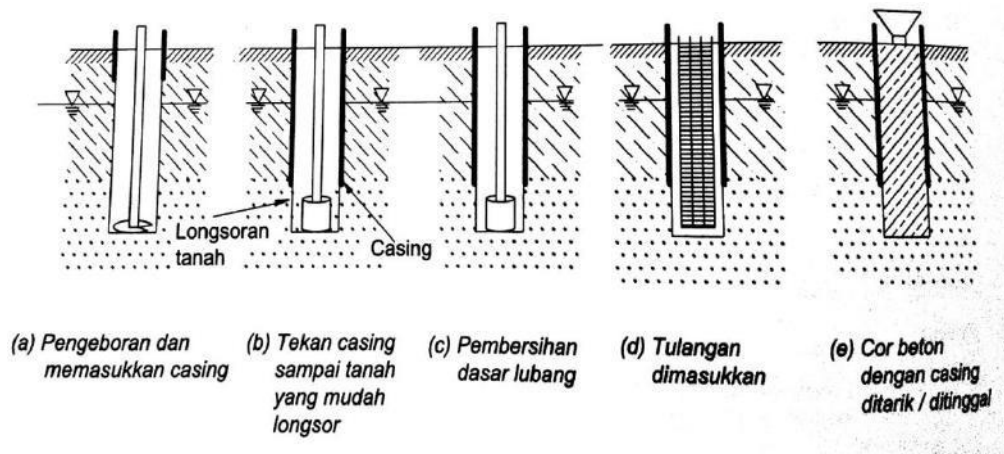
Gambar 2.5 Langkah-langkah pelaksanaan tiang bor dalam metode basah

Sumber : Hardiyatmo, 2015

3. Metode Casing

Metode ini digunakan ketika lubangbor rawan longsor, seperti ketika tanah berada di bawah permukaan air tanah. Lubang runtuh dicegah dengan pipa casing baja. Dorong, getarkan, atau paksakan pipa baja ke dalam lubang yang dibor. Sebelum masuk ke airtanah dipasang pipa casing. Selama atau setelah penggalian, kotoran pipa selubung dibuang hingga kedalaman yang diinginkan.

Beberapa penggalian di bawah permukaan air menggunakan bentonit untuk mencegah dinding lubang runtuh. Setelah casing mencapai kedalaman yang diperlukan, lubang yang dibor dibersihkan dan tulangan yang sudah selesai dipasang. Mortar beton selanjutnya ditempatkan di dalam lubang (jika menggunakan mortar, pipa tremie digunakan untuk pengecoran) dan pipa casing ditarik ke atas (atau dibiarkan berdiri).



Gambar 2.6 Langkah-langkah pelaksanaan tiang bor dalam metode *casing*

Sumber : Hardiyatmo, 2015

2.3 Kapasitas Daya Dukung

2.3.1. Teori Daya Dukung

Analisis daya dukung menentukan apakah bumi dapat menopang pondasi struktur. Daya dukung adalah ketahanan geser tanah di sepanjang bidang gesernya untuk menghindari penurunan akibat pembebanan (Hardiyatmo, 1996).

Dalam perancangan pondasi ada beberapa persyaratan yang harus dipenuhi diantaranya yaitu :

1. Menghitung daya dukung memerlukan pemenuhan faktor keamanan terhadap keruntuhan karena melebihinya, biasanya 3.
2. Penurunan pondasi harus tetap berada di bawah batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya, kerusakan struktur tidak harus disebabkan oleh penurunan yang tak seragam, atau penurunan yang tidak seragam.

Metode yang mudah dihitung digunakan untuk analisis daya dukung. Persamaannya tergantung pada kondisi tanah dan bentuk bidang geser keruntuhan. Analisis mengasumsikan tanah plastis. Prandtl (1921) memperkenalkan gagasan ini, yang kemudian diperluas oleh Terzaghi (1943), Meyerhoff (1955), De Beer, dan Vesic (1958). Formula daya dukung tanah yang direkomendasikan, umumnya Mohr-Coulomb.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \dots \dots \dots (2.7)$$

Dimana :

- τ = s = Tahanan geser tanah
- c = Kohesi tanah
- σ = Tegangan normal
- ϕ = Sudut gesek dalam tanah

2.3.1.1 Analisis Terzaghi

Terzaghi (1943) melihat daya dukung tanah dari berbagai perspektif, seperti:

- 1) Ketahanan geser tanah di atas dasar pondasi diabaikan.
- 2) Fondasi yang kasar.
- 3) Spiral bidang kegagalan bersifat logaritmik dan linier.
- 4) Baji tanah pada dasar pondasi bergerak secara elastis bersama pondasi.
- 5) Baji dan alas pondasi bergabung membentuk sudut yang sama dengan sudut gesek tanah ϕ .
- 6) Superposisi berlaku.
- 7) Fondasi tidak ada habisnya.
- 8) Tanah panjang di bawah pondasi.
- 9) Gantikan berat tanah di atas dasar pondasi dengan beban $P_0 = D_f \cdot \gamma$ yang terdistribusi merata, dimana D_f adalah kedalaman dasar pondasi dan γ adalah berat volume tanah.

Daya dukung ultimit (q_u) adalah beban maksimum tanah per satuan luas sebelum keruntuhan. Jika persamaan menunjukkan hal ini:

$$Q_u = P_u/A \dots\dots\dots(2.8)$$

Dimana :

- Q_u = Daya dukung Ultimit
- P_u = Beban Ultimit
- A = Luas pondasi

• Untuk pondasi bujur sangkar :

$$q_u = 1,3cN_c + p_0N_q + 0,4\gamma BN\gamma \dots\dots\dots(2.19)$$

• Untuk pondasi lingkaran

$$q_u = 1,3cN_c + p_0N_q + 0,3\gamma BN\gamma \dots\dots\dots(2.10)$$

- Untuk pondasi persegi panjang

$$qu = cNc(1 + 0,3B/L) + p_0Nq + 0,5\gamma BN\gamma (1 - 0,2B/L) \dots\dots\dots(2.11)$$

Dimana :

- qu = Kapasitas daya dukung ultimit (kN/m²)
- c = Kohesi tanah (kN/m²)
- γ = berat volume tanah (kN/m³)
- p₀ = D_{f.γ} = tekan oveburden pada dasarpondasi (kN/m²)
- B = lebar atau diameter pondasi (m)
- L = panjang pondasi (m)
- N_c = faktor daya dukungtanah akibat kohesi
- N_q = faktor daya dukungtanah akibat beban terbagi rata
- N_γ = faktor daya dukungtanah akibat berat tanah

Daya dukung yang diizinkan (qu) biasanya akan lebih tinggi jika besarnya penurunan diperhitungkan ketika menghitung daya dukung berdasarkan keruntuhan geser lokal dan keruntuhan penetrasi. (Hardiyatmo, 1996).

Tabel 2.13 Nilai-nilai Faktor Daya Dukung Terzaghi

ϕ	N _c	N _q	N _γ	N _c	N _q	N _γ
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7

48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Sumber: Hardiyatmo, 1996

2.3.1.2 Analisis Vesic

Vesic (1973) Angka daya dukung yang disarankan dari beberapa peneliti berdasarkan prinsip superposisi, seperti yang ditunjukkan oleh Reissner (1924):

$$q_q = P_o . N_q \dots\dots\dots (2.12)$$

dengan,

$$N_q = e^{(\mu.tg.\varphi)} . tg^2 (45 + \varphi/2) \dots\dots\dots (2.13)$$

Menurut analisis Prandtl (1924):

$$q_c = c . N_c \dots\dots\dots (2.14)$$

dengan,

$$N_c = (N_q - 1) tg . \varphi \dots\dots\dots (2.15)$$

Caquot dan Kerisel (1953) menyatakan q_γ sebagai:

$$q_\gamma = 0,5 . B_\gamma . N_\gamma \dots\dots\dots (2.16)$$

Nilai numerik yang diberikan oleh Caquot-Kerisel dapat didekati dengan (Vesic, 1973):

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) tg . \varphi \dots\dots\dots (2.17)$$

Superposisi dari ketiga persamaan :

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma \dots\dots\dots (2.18)$$

Substitusikan persamaan (2.10), (2.12) dan (2.14) ke persamaan (2.16), diperoleh persamaan daya dukung ultimit pondasi memanjang :

$$Q_u = c . N_c + P_o . N_q + 0,5 B_\gamma . N_\gamma \dots\dots\dots (2.19)$$

Persamaan faktor daya dukung yang diusulkan Vesic (1973) adalah sama dengan persamaan Terzaghi, tetapi persamaan faktor daya dukungnya berbeda, yaitu seperti yang ditunjukkan persamaan (2.13), (2.15) dan (2.17) ke persamaan (2.20) (Hardiyatmo, 1996).

Tabel 2.14 Faktor-faktor Daya Dukung Vesic

ϕ°	Nc	Nq	N γ	ϕ°	Nc	Nq	N γ
0	5.14	1	0	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.2	14.47
2	5.63	1.2	0.15	28	25.8	14.72	16.72
3	5.9	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.4	22.4
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.3	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.8	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.2	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.9	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.1	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.8	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.4	5.39	46	152.1	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.2	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.2	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.6	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Sumber: Hardiyatmo, 1996

2.3.1.3 Analisis Meyerhof

Menurut studi daya dukung Meyerhof (1955), sudut baji (sudut antara bidang AD atau BD terhadap arah horizontal) lebih tinggi dari ϕ , sehingga menghasilkan bentuk ke bawah yang lebih memanjang dibandingkan analisis Terzaghi. Zona keruntuhan terbentang dari dasarpondasi sampai ke tanah. Dengan demikian, ketahanan geser tanah di atas dasarpondasi diperhitungkan. Faktor daya dukung Meyerhof lebih rendah dibandingkan dengan faktor Terzaghi karena lebih kecil.

Meyerhof memperhitungkan faktor kedalaman pondasi, meningkatkan daya dukung.

Meyerhof (1953) mengajukan persamaan daya dukung berikut berdasarkan geometri pondasi, kemiringan beban, dan kuat geser tanah:

$$q_u = s_c d_c q_c N_c + s_q d_q q_q N_q + s_\gamma d_\gamma \gamma \cdot 0,5 B' \gamma N_\gamma \dots \dots \dots (2.20)$$

Dimana :

- q_u = Kapasitas daya dukung ultimit
- N_c, N_q, N_γ = Faktor kapasitas dukung untuk pondasi memanjang
- s_c, s_q, s_γ = faktor bentuk pondasi
- d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman pondasi
- i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban
- $B' = B - 2e$ = Lebar pondasi efektif (m)
- $p_o = Df\gamma$ = tekanan *overburden* pada dasarpondasi (kN/m²)
- Df = kedalaman pondasi (m)
- γ = berat volume tanah (kN/m³)

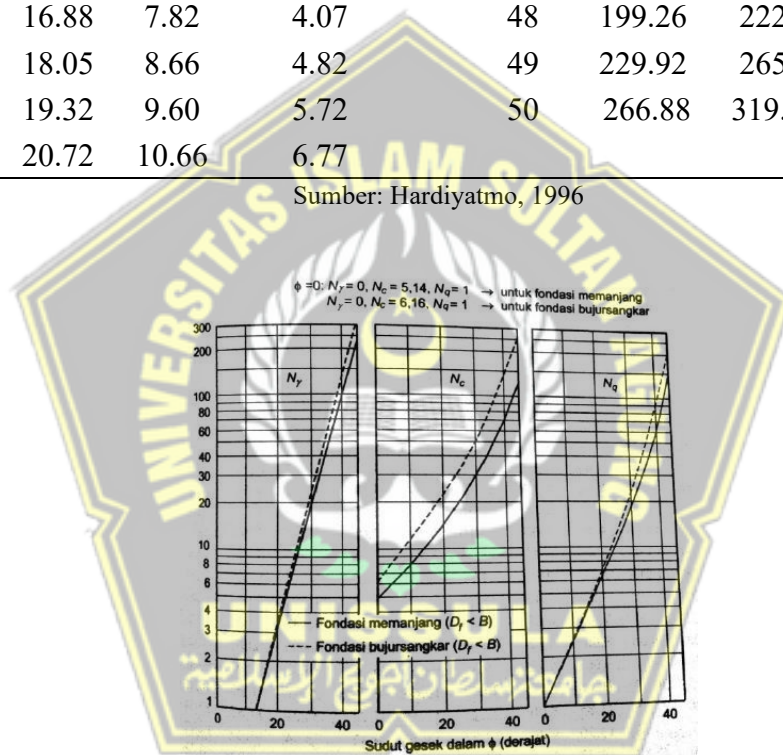
Gambar (2.7) menunjukkan faktor daya dukung Meyerhof untuk pondasi kasar, memanjang, persegi, sedangkan tabel (2.14) menunjukkan faktor daya dukung tanah untuk pondasi memanjang dari Meyerhof (1963) dan peneliti lain seperti Brinch Hansen (1961) dan Vesic (1973) (Hardiyatmo, 2014).

Tabel 2.15 Faktor-faktor Kapasitas Dukung Meyerhof

ϕ°	N_c	N_q	N_γ	ϕ°	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0	26	22.25	11.85	8.00
1	5.38	1.09	0.00	27	23.94	13.2	9.46
2	5.63	1.20	0.01	28	25.8	14.72	11.19
3	5.90	1.31	0.02	29	27.86	16.44	13.24
4	6.19	1.43	0.04	30	30.14	18.4	15.67
5	6.49	1.57	0.07	31	32.67	20.63	18.56
6	6.81	1.72	0.11	32	35.49	23.18	22.02
7	7.16	1.88	0.15	33	38.64	26.09	26.17
8	7.53	2.06	0.21	34	42.16	29.44	31.15
9	7.92	2.25	0.28	35	46.12	33.3	37.15
10	8.34	2.47	0.37	36	50.59	37.75	44.43

11	8.80	2.71	0.47	37	55.63	42.92	53.27
12	9.28	2.97	0.60	38	61.35	48.93	64.07
13	9.81	3.26	0.74	39	67.87	55.96	77.33
14	10.37	3.59	0.92	40	75.31	64.20	93.69
15	10.98	3.94	1.13	41	83.86	73.90	113.99
16	11.63	4.34	1.37	42	93.71	85.37	139.32
17	12.34	4.77	1.66	43	105.11	99.01	171.14
18	13.1	5.26	2.00	44	118.37	115.31	211.41
19	13.93	5.80	2.40	45	133.87	134.87	262.74
20	14.83	6.40	2.87	46	152.10	158.5	328.73
21	15.81	7.07	3.42	47	173.64	187.21	414.33
22	16.88	7.82	4.07	48	199.26	222.3	526.45
23	18.05	8.66	4.82	49	229.92	265.5	674.92
24	19.32	9.60	5.72	50	266.88	319.06	873.86
25	20.72	10.66	6.77				

Sumber: Hardiyatmo, 1996



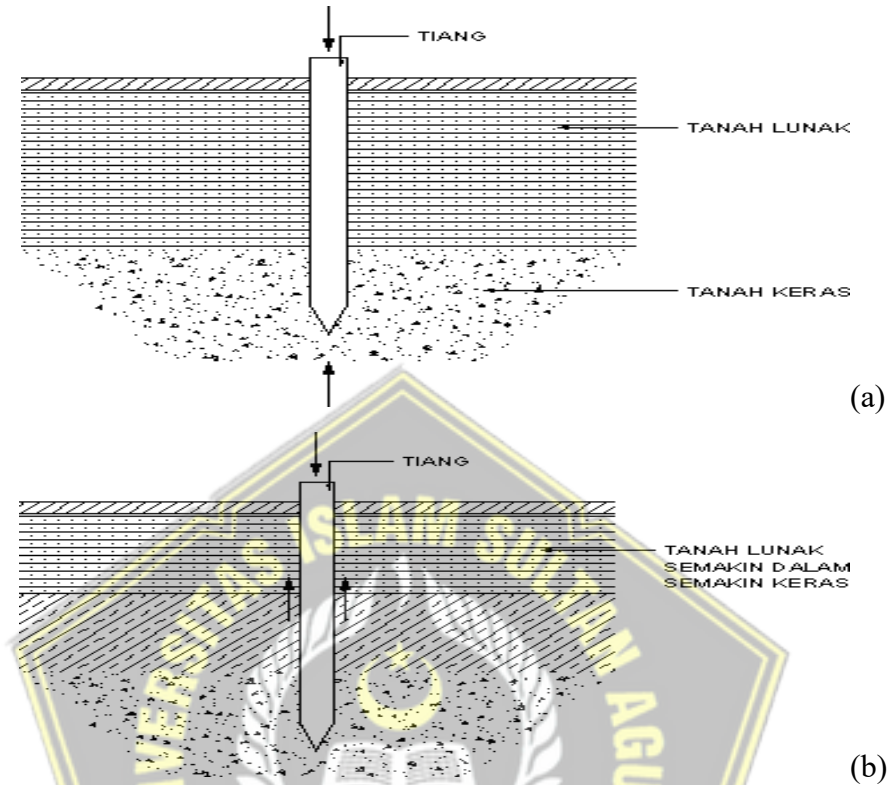
Gambar 2.7 Faktor-faktor kapasitas dukung Meyerhof

2.3.2. Daya Dukung Ujung Tiang Dan Tiang Gesek

Berdasarkan daya dukungnya, tiang pancang dibedakan menjadi dua jenis (Hardiyatmo, 2008):

- 1) Daya dukung tiang penyangga ujung ditentukan oleh tahanan ujungnya. Beratnya ditopang oleh batuan dasar atau lapisan keras lainnya tanpa penurunan oleh tiang pancang. Lapisan keras di bawah ujung tiang mempengaruhi kapasitas tiang melalui hambatan.

- 2) Tahanan gesek antara dinding tiang dan tanah memberikan kemampuan dukung tiang gesek.



Gambar 2.8 Tiang ditinjau dari cara mendukung bebannya, a) *end bearing*, b) *friction pile* (Hardiyatmo, 2008).

2.3.3. Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Bor Dari Data N-SPT

Sendok belah dimasukkan ke dalam tanah dalam percobaan dinamis yang disebut SPT (Uji Penetrasi Standar). Berdasarkan jumlah tumbukan (N), percobaan ini akan menentukan massa jenis relatif dan sudut gesek tanah (ϕ).

Tabel 2.16 Hubungan dari, ϕ dan N dari pasir

Nilai N	Kepadatan <i>Relative</i> (D_r)		Sudut Geser Dalam	
			Menurut Peck	Menurut Meyerhof
0-4	0,0-0,2	Sangat lepas	< 28,5	< 30
4-10	0,2-0,4	Lepas	28,5-30	30-35
10-30	0,4-0,6	Sedang	30-36	35-40
30-50	0,6-0,8	Padat	36-41	40-45
> 50	0,8-1,0	Sangat Padat	< 41	> 45

(Sumber : Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000).

a. Metode Mayerhof

Nilai N hasil uji SPT dapat digunakan untuk menghitung kapasitas dukung ultimit tiang.

1. Tahanan ujung tiang (*end bearing*) menggunakan data pengujian SPT dan tahanan gesek selimut tiang (*skin friction*) pada tanah kohesif.

Tahanan ujung tiang :

$$Q_p = 9 \cdot C_u \cdot A_p \dots \dots \dots (2.21)$$

Tahanan gesek selimut tiang :

$$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot K \cdot L_i \dots \dots \dots (2.22)$$

Dimana :

Q_p = Daya dukung ujung tiang

Q_s = Tahanan gesek selimut Tiang

C_u = Kohesi undrained

A_p = Luas penampang tiang

L_i = Tebal lapisan tanah

K = Keliling

α = Faktor Adhesi, didapat dari grafik McClelland

2. Tahanan ujung tiang (*end bearing*) menggunakan data pengujian SPT dan tahanan gesek selimut tiang (*skin friction*) pada tanah non kohesif.

Tahanan ujung tiang :

$$Q_p = 70 \cdot N_b \cdot A_p = 70 \cdot \frac{N_1 + N_2}{2} \cdot A_p \leq 4000 \text{ kN} \dots \dots \dots (2.23)$$

Tahanan gesek selimut tiang :

$$Q_s = 0,2 \cdot N_{spt} \cdot A_s \dots \dots \dots (2.24)$$

Dimana :

N_b = Nilai SPT rata-rata pada elevasi tiang pancang,

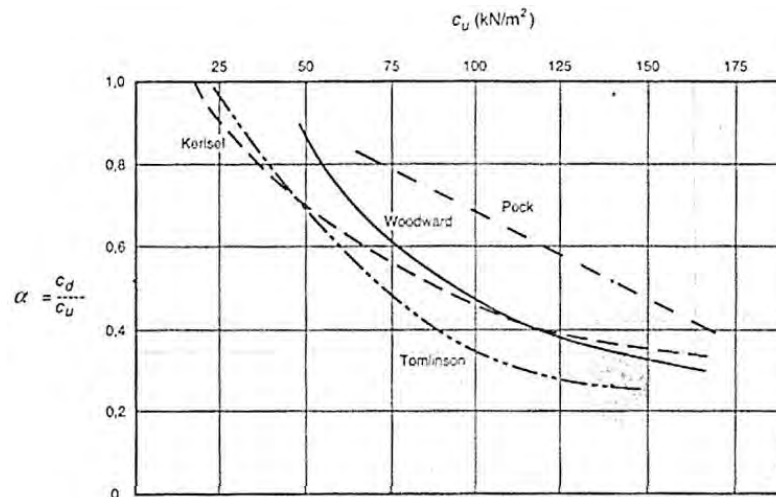
N_1 = Nilai SPT kedalaman 4D dari ujung tiang ke bawah

N_2 = Nilai SPT pada kedalaman 8D dari ujung tiang ke atas

A_p = Luas penampang tiang

N_{spt} = Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

A_s = Luas selimut tiang



Gambar 2.9 Nilai α (McClelland, 1974 dalam Hardiyatmo, 2015)

b. Reese dan O'neil (1999)

Reese dan O'neil (1999) memberikan persamaan ketahanan ujung tiang yang telah teruji di laboratorium untuk memperkirakan daya dukung pondasi tiang pada tanah kohesif dan non-kohesif:

1. Kekuatan ujung tiang (*end bearing*) dan kekuatan lekatan (*skin friction*) pada tanah kohesif (Reese and O'neil, 1999)

Kekuatan Ujung Tiang :

$$Q_p = 9 \cdot C_u \cdot A_p \dots\dots\dots(2.25)$$

Tahanan geser selimut tiang :

$$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot L_i \cdot P \dots\dots\dots(2.26)$$

Dimana :

- p = Keliling
- C_u = Kohesi tanah
- α = Faktor adhesi
- ΔL = Kedalaman
- AP = Luas penampang
- P = Keliling Tiang

Adapun persamaan untuk mencari nilai α yaitu :

$$\alpha = 0,55 \rightarrow \text{for } \frac{C_u}{P_a} \leq 1,5 \dots\dots\dots(2.27)$$

$$0,55 - 0,1 \cdot \left(\frac{C_u}{P_a} - 1,5 \right) \rightarrow \text{for } 1,5 < \frac{C_u}{P_a} \leq 2,5 \dots\dots\dots(2.28)$$

Keliling selimut tiang :

$$p = \pi \cdot D \dots\dots\dots(2.29)$$

D = Diameter

Luas penampang tiang :

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \dots\dots\dots(2.30)$$

2. Kekuatan ujung tiang (*end bearing*) dan kekuatan lekatan (*skin friction*) pada tanah non kohesif (Resse and O'neil 1999)

$$Q_b = f_b \cdot A_b \dots\dots\dots(2.31)$$

Adapun persamaan untuk mencari nilai Q_p yaitu :

$$f_b = 0,60 \cdot \sigma_r \cdot N_{60} \dots\dots\dots(2.32)$$

dengan,

f_b = Tahanan ujung netopersatuan luas (kPa)

σ_r = Tegangan Referensi = 100 (kPa)

A_b = luas penampang Tiang, $A_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} (m)^2$

D = Diameter Tiang (m)

Nilai N_{60} :

$$N_{60} = \frac{Em \cdot C_b \cdot C_s \cdot CR}{0,60} \cdot N_{spt} \dots\dots\dots(2.33)$$

dengan,

$NSPT$ = Nilai hasil SPT

Em = Hammer Efficiency

C_b = Borehole diameter factor

C_s = Smpling method factor

CR = Rod lengbt factor

Tahanan Selimut tiang :

$$Q_s = \Sigma f_s \cdot A_s \dots\dots\dots(2.34)$$

Adapun persamaan untuk mencari nilai f yaitu :

$$f_s = \beta \cdot \sigma_v \dots\dots\dots(2.35)$$

dimana,

Untuk $N_{60} < 15$ maka,

$$\beta = N_{60}/15 (1,5 - 0,245 \cdot \sqrt{z}) \dots\dots\dots(2.36)$$

Untuk $N_{60} > 15$ maka,

$$\beta = 1,5 - 0,245 \cdot \sqrt{z} \dots\dots\dots (2.37)$$

Sedangkan,

$$\sigma_v = z \cdot \gamma \dots\dots\dots (2.38)$$

dengan,

f_s = Gesekan selimut tiang (kN/m²)

A_s = Luas permukaan keliling tiang $A_s = \pi \cdot D$ (m²)

σ_v = Tegangan Efektif tanah (kN/m²)

z = Kedalaman dari permukaan tanah ketitik tengah strata(m)

γ = Berat isi tanah (kN/m²)

Tabel 2.17 SPT Hammer Efficiencies

Country	Hammer Type (per Figure 4.19)	Hammer Release Mechanism	Hammer Efficiency, E_m
Argentina	Donut	Cathead	0.45
Brazil	Pin Weight	Hand Dropped	7.2
China	Automatic	Trip	0.6
	Donut	Hand Dropped	0.55
	Donut	Cathead	0.5
Colombia	Donut	Cathead	0.5
Japan	Donut	Tombi Trigger	0.78 - 0.78
	Donut	Cathed 2 Turn + Spesial Relaease	0.65 - 0.67
UK	Automatic	Trip	0.73
USA	Safety	2 Turns on Cathead	0.55 - 0.60
	Donut	2 Turns on Cathead	0.45
Venezuela	Donut	Cathead	0.43

Sumber: Clayton, 1990 dalam Donald P. Coduto, 1994

Tabel 2.18 Borehole, Sampler, and Rood Correction Factors

Factor	Equipment Variable	Value
Borehole diameter factor, C_b	2.5 - 4.5 in (65 - 115 mm)	1
	6 in (150 mm)	1.05
	8 in (200 mm)	1.15
Sampling method factor, C_s	Standart Sample	1
	Sampler without liner (not recommended)	1.2
Rod length factor, C_R	10 - 13 ft (3 - 4 m)	0.75
	13 - 20 ft (4 - 6 m)	0.85
	20 - 30 ft (6 - 10 m)	0.95
	> 30 ft (>10m)	1

Sumber: Skempton, 1986 dalam Donald P. Coduto, 1994

2.3.4. Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang

a. Efisiensi Kelompok Tiang

Berikut adalah metode menurut *Formula Los Angeles* yang digunakan dalam perhitungan :

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} [m(n - 1) + n(n - 1) + (m - 1)(n - 1)\sqrt{2}] \dots \dots \dots (2.39)$$

Dimana :

- Eg = Efisiensi kelompok tiang
- m = Jumlah baris tiang
- n = Jumlah tiang dalam satu baris
- s = jarakpusat ke pusat tiang
- D = diameter tiang

b. Kapasitas Izin Kelompok Tiang

Persamaan berikut menentukan kapasitas kelompok tiang:

$$Qg = Eg \cdot n \cdot Qall \dots \dots \dots (2.40)$$

Dimana :

- Qg = Kapasitas izin kelompok tiang
- Eg = Efisiensi kelompok tiang
- n = Jumlah tiang
- Qall = Daya dukung izin

2.3.5. Perhitungan Daya Dukung Lateral Tiang Bor Metode Broms

a. Daya Dukung Lateral Tiang Bor Tunggal

Pendekatan Broms (1964) menghitung tahanan lateral maksimum untuk tiang pancang yang panjang dan kaku pada lapisan tanah yang homogen, kohesif murni, atau granular. Untuk tiang tanah granular panjang:

$$Hu = \frac{2 M_y}{e + \frac{2f}{3}} \dots \dots \dots (2.41)$$

dengan,

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{Hu}{d \cdot Kp \cdot \gamma}} \dots \dots \dots (2.42)$$

dimana,

H_u = daya dukung lateral tiang (kN)

M_y = Momen maksimum yang dapat ditahan tiang (kN.m)

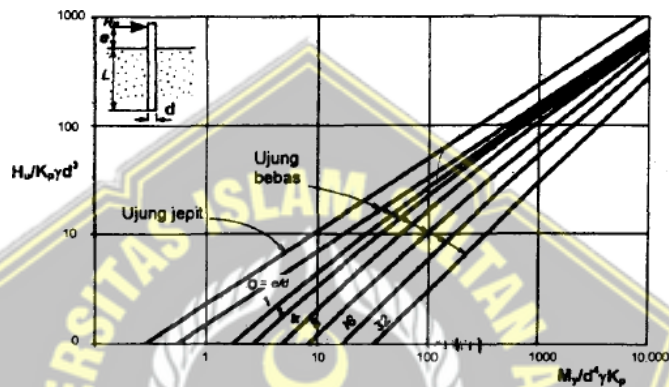
γ = berat volume tanah (kN/m³)

d = diameter tiang (m)

e = jarak dari titik beban horizontal ke permukaan tanah (m)

K_p = koefisien tekanan tanah pasif

f = jarak kedalaman titik dimana gaya geser sama dengan nol (m)



Gambar 2.10 Tahanan lateral ultimit pada tanah granuler untuk tiang panjang

Sumber: Hardiyatmo, 2008

b. Daya Dukung Lateral Tiang Bor Kelompok

Dalam menghitung daya dukung lateral tiang bor kelompok di butuhkan data properti seperti jarak, jumlah tiang, susunan tiang dan faktor reduksi. Jarak tiang atau diameter tiang yang memengaruhi faktor reduksi disebut rasio s/d .

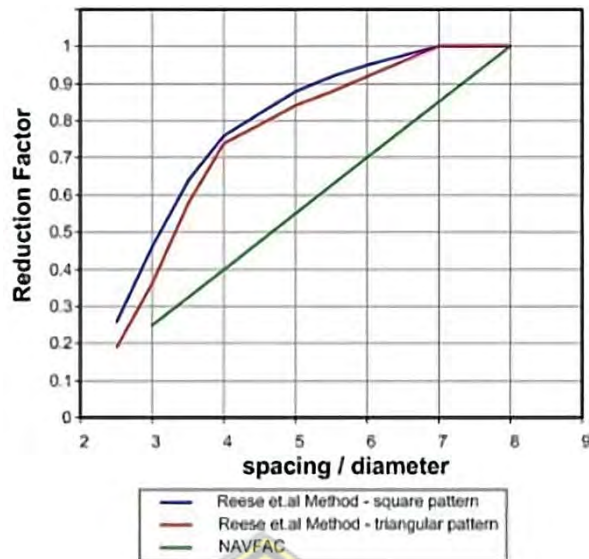
$$H_g = \text{Faktor reduksi} \cdot n \cdot H_u \dots\dots\dots (2.43)$$

dimana,

H_g : Daya dukung lateral tiang kelompok (kN)

H_u : Daya dukung lateral tiang tunggal (kN)

n : Jumlah tiang dalam kelompok



Gambar 2.11 Faktor Reduksi (Reese dalam Balamba, 2018)

2.4 Faktor Keamanan

Q_a atau Q_{ult} , daya dukung pondasi tiang yang diijinkan terhadap beban aksial, dengan Faktor Keamanan (SF) yang diterapkan pada daya dukung dan ketahanan ujung penutup tiang.

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} \dots\dots\dots (2.44)$$

$$Q_a = \frac{Q_p}{SF_{ujung\ tiang}} + \frac{Q_s}{SF_{selimut}} \dots\dots\dots (2.45)$$

Untuk menentukan faktor keamanan, klasifikasi struktur bangunan dapat dilakukan seperti berikut:

1. Monumen seperti Tugu Monas, Tugu Garuda Wisnu Kencana, dan jembatan besar dirancang memiliki umur lebih dari 100 tahun.
2. Bangunan permanen, jembatan, jalan raya, dan rel kereta api mempunyai umur rencana 50 tahun.
3. Konstruksi jangka pendek dibawah umur 25 tahun. Selanjutnya, tingkat pengendaliannya pada saat konstruksi menentukan komponen tambahan.

Selanjutnya, tingkat pengendaliannya pada saat konstruksi menentukan komponen tambahan.

- a. Pengendalian yang baik: Proyek ini memiliki kondisi tanah yang homogen, program investigasi geoteknik yang tepat dan ahli, data uji beban di dekat lokasi, dan pemantauan konstruksi yang ketat.

- b. Kontrol normal: Yang paling populer, pada dasarnya di atas. Kondisi tanah bervariasi, sehingga data uji tanah tidak tersedia.
- c. Pengendalian yang tidak memadai: Meskipun uji geotekniknya baik, kondisi tanah bermasalah dan bervariasi, sehingga percobaan pembebanan tidak dilakukan.
- d. Pengendalian yang buruk: Investigasi geoteknik tidak memadai dan kondisi tanah sulit diidentifikasi.

Tabel 2.19 Faktor keamanan untuk pondasi tiang

Klasifikasi struktur bangunan	Bangunan monumental	Bangunan permanen	Bangunan sementara
Pengendalian baik	2.3	2.0	1.4
Pengendalian normal	3.0	2.5	2.0
Pengendalian kurang	3.5	2.8	2.3
Pengendalian buruk	4.0	3.4	2.8

(Sumber : Reese and O'Neil, 1999).

2.5 Penurunan Pondasi

Regangan atau penurunan (*settlement*) lapisan tanah terjadi ketika lapisan tanah dibebani. Hal ini disebabkan oleh perubahan komposisi tanah dan rongga pori atau berkurangnya air.

2.5.1 Konsolidasi

Peningkatan pembebanan (Δp) pada lapisan lempung jenuh menyebabkan peningkatan tegangan tanah ($\Delta \sigma$) dan tekanan air pori. Tanah lempung dengan koefisien permeabilitas rendah mempunyai disipasi tekanan air pori yang lambat dan perpindahan tegangan progresif (σ') oleh partikel tanah.

Biaya tambahan pada permukaan tanah meningkatkan tegangan keseluruhan pada lapisan lempung, sehingga menghasilkan $\Delta \sigma = \Delta p$. Pada saat aktivasi tegangan pada $t = 0$, kelebihan tekanan air pori (Δu) pada setiap kedalaman (h_i) pada lapisan lempung sama dengan beban tambahan (surcharge), sehingga menghasilkan $\Delta u = \Delta h_i \cdot \gamma_w = \Delta p$. Jadi, kenaikan tegangan efektif pada $t = 0$ adalah: $\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u$. Pada $t = \infty$, tekanan air pori pada lapisan lempung hilang total sehingga menghasilkan

$\Delta u = 0$ dan $\Delta \sigma' = \Delta \sigma - \Delta u = \Delta p - 0 = \Delta p$. Peningkatan tegangan efektif lapisan lempung secara perlahan menghasilkan penurunan bertahap seiring berjalannya waktu, yang disebut konsolidasi.

Sifat pemampatan jenis tanah yang disebabkan oleh tekanan vertikal, yang ditunjukkan oleh perubahan bentuk dan keluarnya air dari pori tanah, akan ditentukan melalui pemeriksaan konsolidasi di laboratorium. Eksperimen konsolidasi mengkaji indeks kompresi (C_c) dan koefisien konsolidasi (C_v) serta besarnya penurunan yang terjadi setelah pembebanan atau penurunan konsolidasi.

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \frac{p_2}{p_1}} \dots \dots \dots (3.46)$$

$$c_v = \frac{0,848 \cdot d^2}{t_{90}} \dots \dots \dots (3.47)$$

Dimana :

- C_c = indeks pemampatan
- c_v = koefisien konsolidasi
- Δe = perubahan angka pori ($e_1 - e_2$)
- e_1, e_2 = angka pori yang didapat pada grafik semi-log
- p_1, p_2 = tekanan yang didapat pada grafik semi-log
- d = $\frac{1}{2} \cdot H = \frac{1}{2}$ tinggi benda uji
- t_{90} = waktu yang diperlukan untuk konsolidasi 90 %.

2.5.2 Penurunan Pada Tiang Tunggal

Berikut rumus perhitungan penurunan tiang tunggal :

$$S = S_s + S_p + S_{ps} \dots \dots \dots (2.48)$$

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) L}{A_p \cdot E_p} \dots \dots \dots (2.49)$$

$$S_p = \frac{c_p \cdot Q_p}{D \cdot q_p} \dots \dots \dots (2.50)$$

$$S_{ps} = \left(\frac{Q_p}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - \mu_s^2) \cdot I_{ws} \dots \dots \dots (2.51)$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \dots \dots \dots (2.52)$$

Dimana :

- S = Penurunan total pondasi tiang
- S_s = Penurunan akibat deformasi axial tiang tunggal

- S_p = Penurunan akibat beban pada ujung tiang
 S_{ps} = Penurunan akibat beban pada sepanjang tiang
 Q_p = Daya dukung ujung tiang
 Q_s = Daya dukung selimut tiang
 L = Panjang Tiang
 A_p = Luas Ujung tiang bawah
 E_p = Modulus elastisitas material tiang
 α = 0,5 untuk distribusi gesekan seragam atau parabolik sepanjang tiang sedangkan untuk distribusi berbentuk segitiga nilai $\alpha = 0,33$.
 C_p = Koefisien empiris
 D = Diameter Tiang
 q_p = Daya dukung batas ujung tiang
 P = Keliling penampang tiang
 E_s = Modulus Elastisitas tanah
 μ_s = Angka poisson
 I_{ws} = Faktor Pengaruh

Tabel 2.20 Nilai Koefisien C_p

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

Tabel 2.21 Angka Poisin (μ)

Jenis Tanah	μ
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,2 -0,4
Pasir kasar (Angka pori, $e = 0,4 – 0,7$)	0,15
Pasir halus (Angka pori, $e = 0,4 – 0,7$)	0,25
Batu (tergantung dari jenisnya)	0,1 -0,4
Loose	0,1 – 0,3

Tabel 2.22 Modulus elastis tanah (E_s)

Jenis tanah	E_s (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
Loess	15000 - 60000
Serpil	140000 - 1400000

2.5.3 Penurunan Pada Kelompok Tiang

$$S_g = S \sqrt{\frac{B}{D}} \dots\dots\dots (2.53)$$

Dimana :

- S = penurunan total pondasi tiang tunggal (m)
- B = Lebar kelompok tiang (m)
- D = Diameter tiang (m)

2.5.4 Penurunan Yang Diizinkan

$$S_{\text{total}} \leq S_{\text{ijin}} \dots\dots\dots (2.54)$$

$$S_{\text{ijin}} = 10\% \cdot D \dots\dots\dots (2.55)$$

Dimana :

- D = Diameter Tiang

2.6 Permodelan Program

a. Program MIDAS CIVIL 2022

Dalam diskusi ini, MIDAS CIVIL 2022 membantu menganalisis dan merencanakan struktur pondasi melalui perhitungan struktur atas. MIDAS CIVIL 2022 berupa gaya-gaya yang bekerja kemudian digunakan untuk perhitungan elemen struktur bawah.

Metode permodelan MIDAS CIVIL adalah sebuah cara untuk membuat model struktur jembatan dengan menggunakan software MIDAS CIVIL. Software ini memiliki fitur-fitur yang dapat membantu analisis dan desain jembatan, seperti: *Bridge Wizard*, yang dapat membuat model jembatan dengan berbagai tipe, seperti suspension bridge, cable stayed bridge, dan lain-lain¹.

- *Boundary Condition*, yang dapat menentukan tumpuan, tumpuan pegas, dan link pada model struktur².
- Tipe Pembebanan, yang dapat memberikan beban statis, dinamis, *prestress*, dan *moving load* pada model struktur².
- Tipe Analisis, yang dapat melakukan analisis *eigenvalue*, *moving load*, *non-linear*, dan lain-lain pada model struktur

b. Program PLAXIS 8.6

Program PLAXIS mengevaluasi stabilitas dan deformasi geoteknik. Untuk PLAXIS, antarmuka grafis sederhana memungkinkan Anda dengan cepat membuat pemodelan geometri dan jaringan elemen berdasarkan kondisi penampang yang ingin Anda analisis. Dua jenis pemodelan tanah Mohr-Culomb dan tanah lunak tersedia dalam PLAXIS 8.6 Program.

BAB III

METODOLOGI

3.1 Pendahuluan

Penelitian ini akan mengkaji daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor jembatan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo STA 8+689. Metodologi ini juga memerlukan prosedur-prosedur metodologis agar penyusunan Tugas Akhir ini lancar dan sesuai dengan kebutuhan kajian atau penelitian.

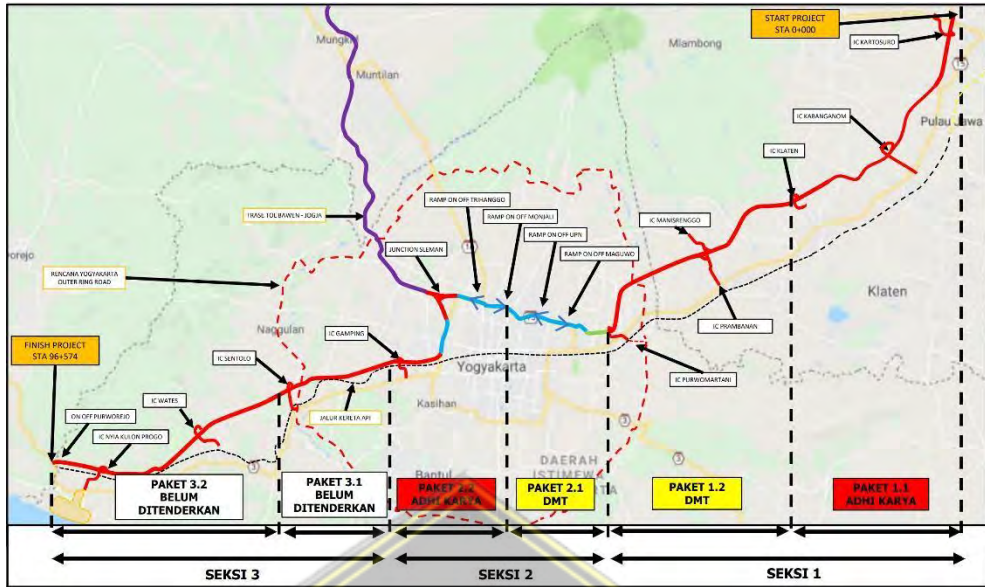
Tugas Akhir ini akan menggunakan MIDAS CIVIL 2022 untuk menganalisis beban jembatan dan menghitung gaya-gaya jembatan. Gaya-gaya ini akan digunakan untuk menghitung daya dukung pondasi tiang bor dan pengendapan secara analitis menggunakan beberapa metodologi terkemuka dan program PLAXIS.

3.2 Data Umum Proyek

Tabel 3.1 Data Proyek

Data Umum Proyek	
Nama Proyek	Pembangunan Jalan Tol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo STA 0+00 s.d STA 22+300
Owner	PT. Jogjasolo Marga Makmur
Konsultan Perencana	PT. Perentjana Djaja
Konsultan Pengawas	PT. Eskapindo Matra CE PT. Herda Carter Indonesia
Kontraktor	PT. Adhi Karya (Persero) Tbk.
Pembagian Paket	Seksi 1 Paket 1.1 : Kartasura-Klaten STA 0+000 s.d STA 22+300 (22,300 Km)
Lokasi Studi	STA 8+689 : Jembatan Jebol
Wilayah Administrasi	Provinsi Jawa Tengah
Data Jembatan	
Tipe Struktur	Jembatan Prategang PCI Girder

Tipe Lintasan	Sungai
Panjang Jembatan	171,38 m
Lebar Jembatan	12,7 m
Lebar Bahu	1,5 m
Tebal Rigid	30 cm
Data PCI Girder	
Panjang <i>Girder</i>	40,8 m
Tinggi <i>Girder</i>	2,1 m
Jumlah Tendon	4
Mutu Beton <i>Girder</i>	K-800 $f_c' = 664 \text{ kg/cm}^2 / 65 \text{ MPa}$
Data Struktur Bawah Jembatan	
Tiang Bor	
• Mutu Beton	$f_c' = 30 \text{ Mpa}$
• Mutu Tulangan	Mutu Tulangan = BjTS 420B, $f_y = 420 \text{ MPa}$.
• Diameter	1 m
• Kedalaman :	
ABT 1	28 m
Pier 1	30 m
Pier 2	38,5 m
Pier 3	38,5 m
ABT 2	28 m
<i>Pile Cap</i>	
• Mutu Beton	$f_c' = 25 \text{ Mpa}$
• Mutu Tulangan	Mutu Tulangan = BjTS 420B, $f_y = 420 \text{ MPa}$.
• Panjang	16 m
• Lebar	10 m
• Tinggi	2 m
<i>Abutment</i>	
• Mutu Beton	$f_c' = 25 \text{ Mpa}$
• Mutu Tulangan	Mutu Tulangan = BjTS 420B, $f_y = 420 \text{ MPa}$.



Gambar 3.1 Rencana Pembagian Paket Pekerjaan Proyek
(sumber : PT. Adhi Karya (Persero) Tbk.)



Gambar 3.2 Paket 1.1 JalanTol Solo – Yogyakarta
(sumber : PT. Adhi Karya (Persero) Tbk.)



Gambar 3.3 Typical Main Road
 (sumber : PT. Adhi Karya (Persero) Tbk.)

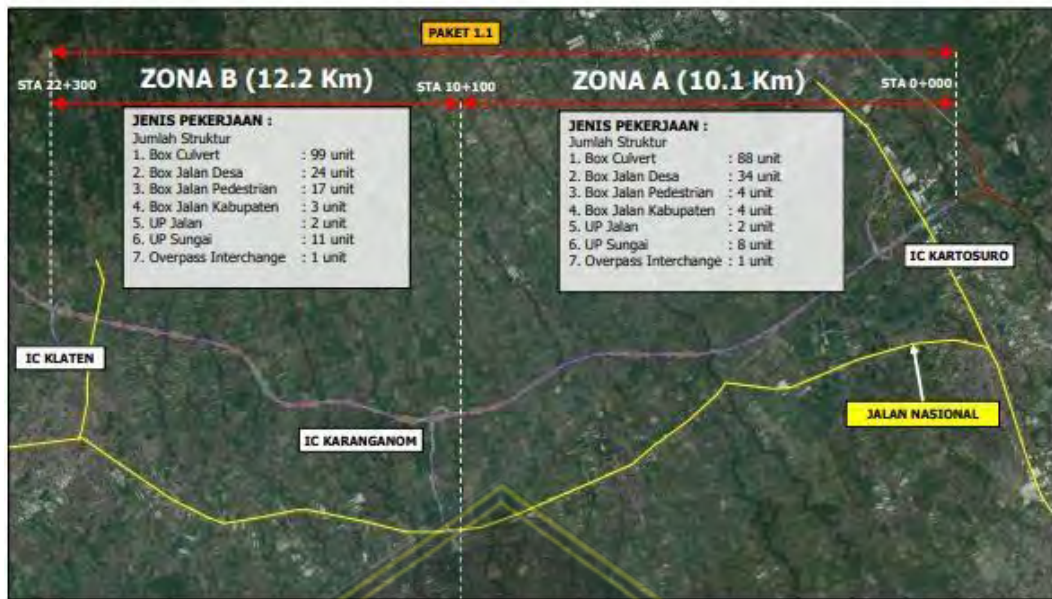


Gambar 3.4 Pekerjaan Struktur Zona A
 (sumber : PT. Adhi Karya (Persero) Tbk.)



Gambar 3.5 Pekerjaan Struktur Zona B
 (sumber : PT. Adhi Karya (Persero) Tbk.)

PEMBAGIAN ZONA DAN JENIS PEKERJAAN PAKET 1.1



Gambar 3.6 Pembagian Zona dan Jenis Pekerjaan Paket 1.1
(sumber : PT. Adhi Karya (Persero) Tbk.)



Gambar 3.7 Lokasi Studi Penelitian
(sumber : Google Maps.)

3.3 Pengumpulan Data

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini pengumpulan data dilakukan secara langsung kelapangan dan berkoordinasi dengan pihak pelaksanaan atau yang bertanggung jawab dalam pekerjaan proyek JalanTol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo, terkait data-data yang dibutuhkan dan sebagai pertimbangan penentuan judul Tugas Akhir ini.

Sebagai kajian kajian Tugas Akhir ini, kami mengkaji daya dukung dan pengendapan pondasi tiang bor pada jembatan di STA 8+689 setelah bekerjasama dengan proyek JalanTol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo. Kami mengumpulkan data lapangan sebagai berikut:

1. Gambar *Shop Drawing* Jembatan STA 8+689
2. Niai SPT (*Standart Penetration Test*)
3. Hasil Uji tes PDA (*Pile Driving Analyzer*)

Dari data-data sekunder tersebut kemudian akan kami gunakan sebagai bahan kajian daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor jembatan di STA 8+689.

3.4 Analisis Data

Pengolahan data dari lapangan adalah tahap kunci dalam penelitian Tugas Akhir Ini. Pada tahap ini, data yang telah kami kumpulkan dari sumber lapangan, seperti survei, pengamatan, wawancara, atau eksperimen, akan diproses secara teliti dan sistematis. Data-data tersebut akan disortir, disusun, dan dianalisis dengan seksama untuk mengidentifikasi pola, tren, dan hubungan yang relevan.

Proses pengolahan data ini memiliki beberapa langkah penting, termasuk pemilihan metode analisis yang sesuai, penghapusan data yang tidak valid, dan penyajian data dalam bentuk grafik, tabel, atau statistik yang mudah dimengerti. Hasil dari pengolahan data ini akan menjadi dasar utama yang mendukung seluruh struktur dan substansi Tugas Akhir ini.

Dalam Tugas Akhir, kami akan menggunakan hasil pengolahan data ini untuk membangun argumen, menguji hipotesis, dan mencapai tujuan penelitian yang telah ditetapkan. Informasi yang kami peroleh dari pengolahan data lapangan akan membantu dalam mengambil kesimpulan yang kuat dan mendalam, sehingga menjadikan Tugas Akhir ini sebagai kontribusi yang berarti dalam bidang penelitian

yang kami pelajari. Dengan demikian, pengolahan data dari lapangan adalah langkah esensial yang membentuk landasan penting bagi keberhasilan Tugas Akhir ini.

3.4.1 Analisis Data Lapangan

1. Investigasi Tanah

Tabel 3.2 Investigasi Tanah

No	Pengujian	Parameter	Satuan	Nilai
1	<i>Specific Gravity</i>	G_s	-	2,74
2	<i>Grain Size Analysis</i>	<i>Gravel</i> (G)	(%)	0,82
		<i>Sand</i> (S)	(%)	76,94
		<i>Silt</i> (M)	(%)	19,14
		<i>Clay</i> (C)	(%)	3,11
3	<i>Atterberg Limit</i>	Batas Cair (LL)	(%)	40,51
		Batas Plastis (PL)	(%)	22,88
		Indeks Plastis (PI)	(%)	17,63
		Klasifikasi Tanah	-	Pasir Berlanau (SM)
4	<i>Modified Proctor Test</i>	Kadar air optimum (w_{opt})	(%)	17,20
		γ_d maximum	gr/cm ³	1,654
5	<i>CBR Unsoaked</i>	CBR 0,1"	(%)	23,61
		CBR 0,2"	(%)	29,97
6	<i>CBR Soaked</i>	CBR 0,1"	(%)	12,88
		CBR 0,2"	(%)	18,67
		Kadar air	(%)	19,08
		<i>Sweling</i>	(%)	0,06
Sumber : Laboratorium Mekanika Tanah UNS (Universitas Sebelas Maret)				

Pasir berlumpur mendominasi meja kajian tanah laboratorium mekanika tanah Universitas Sebelas Maret. Pasir berlanau adalah tanah berpasir tinggi dan kasar yang ditemukan di lokasi geologi tertentu. Kehadiran pasir berlanau dalam proyek ini akan memiliki dampak yang signifikan pada perencanaan dan pelaksanaan

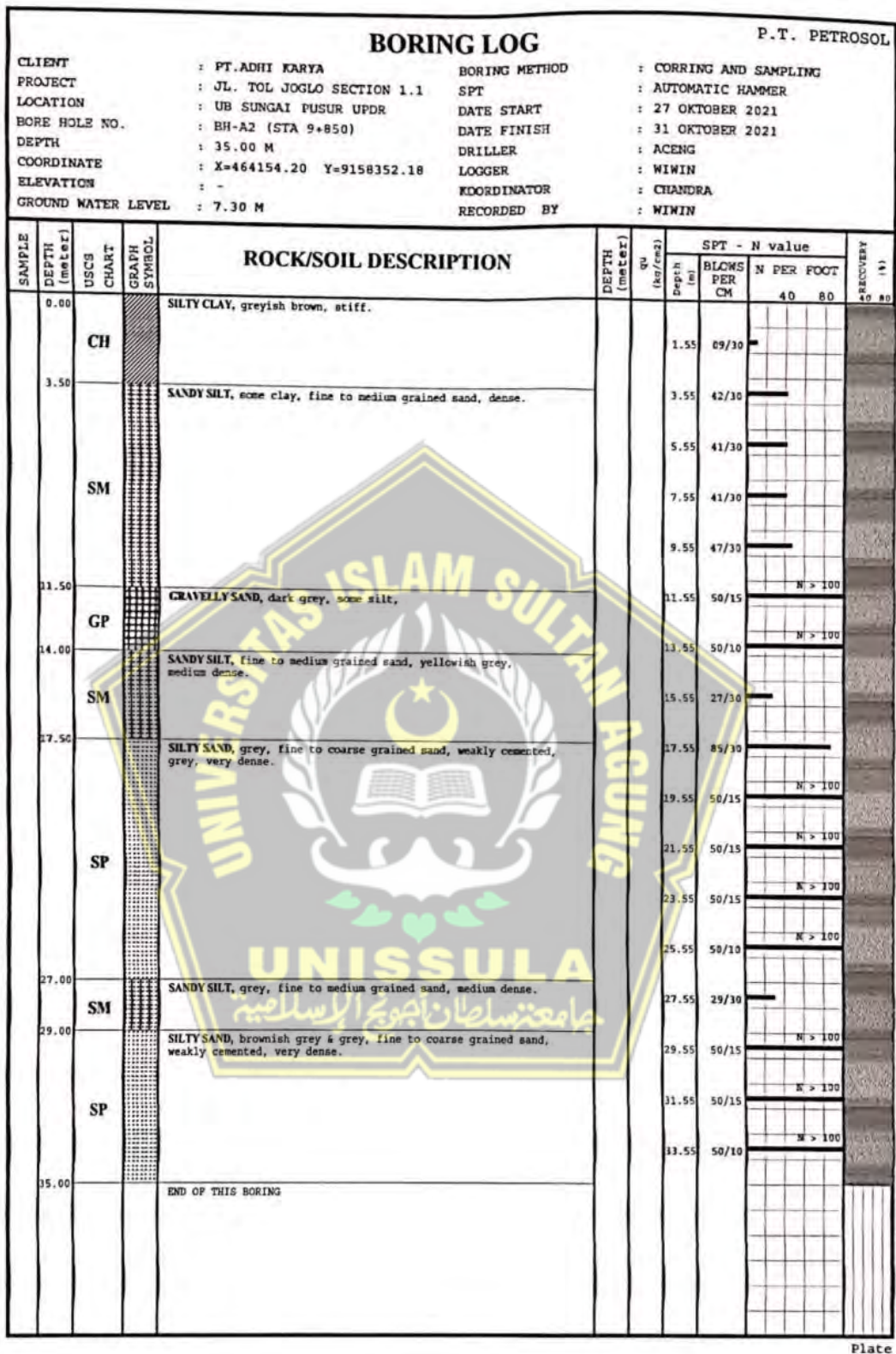
proyek, termasuk dalam hal pengelolaan drainase, fondasi, dan pemilihan bahan konstruksi yang sesuai.

2. Data SPT (Standart Penetration Test)

Data SPT didapatkan dari gambar shop drawing rencana pondasi tiang bor pada jembatan yang kami jadikan tema dalam pengerjaan Tugas Akhir Ini, berikut rekap nilai SPT pada jembatan STA 8+689 proyek Pembangunan JalanTol Solo – Yogyakarta – NYIA Kulon Progo :

Tabel 3.3 Data N-SPT Dari Lapangan

No.	Depth	Tebal Lapisan (m)	Jenis Tanah
1	0,00-2,00	2	SILTY CLAY
2	2,00-4,00	2	SANDY SILT
3	4,00-6,00	2	
4	6,00-8,00	2	GRAVELLY SAND
5	8,00-10,00	2	
6	10,00-12,00	2	
7	12,00-14,00	2	SANDY SILT
8	14,00-16,00	2	
9	16,00-18,00	2	SILTY SAND
10	18,00-20,00	2	
11	20,00-22,00	2	
12	22,00-24,00	2	
13	24,00-26,00	2	SANDY SILT
14	26,00-28,00	2	
15	28,00-30,00	2	SILTY SAND
16	30,00-32,00	2	
17	32,00-34,00	2	
18	34,00-36,00	2	
19	36,00-38,00	2	
20	38,00-40,00	2	



Gambar 3.8 Hasil Pengujian Boring Log

3. Data PDA Test

PDA adalah metode untuk menguji daya dukung dan integritas tiang pondasi. PDA test pile menggunakan alat *Pile Driving Analyzer* (PDA) yang dapat mengukur gaya dan kecepatan yang dihasilkan oleh pemukulan hammer pada kepala tiang. Program CAPWAP memperkirakan distribusi dan besaran gaya ketahanan tanah di sepanjang tiang berdasarkan temuan pengukuran. PDA *test pile* dapat dilakukan untuk berbagai jenis tiang pondasi, seperti tiang pancang, tiang bor, *spun pile*, *square pile*, beton, baja, dan lain-lain. PDA test pile berguna untuk mengetahui apakah tiang pondasi sudah memenuhi kriteria daya dukung, integritas, efisiensi transfer energi, dan penurunan yang diinginkan

Berikut hasil rekap perkiraan daya dukung tiang pondasi tiang bor berdasarkan PDA dan CAPWAP.

Tabel 3.4 Data dan Hasil Pengujian PDA

Data Tiang & Hammer		
Nomor Tiang	ABT2-27	P3-34
Tanggal Uji	6/7/2022	6/7/2022
Jenis Barang	Bor	Bor
Diameter Tiang [mm]	1000	1000
Total Panjang Tiang [mm]	29	38
Panjang Tiang dibawah Sensor [mm]	28,6	37,6
Panjang Tiang Tertanam [mm]	28,4	37,4
Jenis Hammer	<i>Drop hammer</i>	<i>Drop hammer</i>
Berat Hammer [ton]	4,3	4,3
Penurunan Tiang Yang Diiijinkan [mm]	725	975
Pengukuran Data (Case Method)		
<i>RMX - Pile Capacity [ton]</i>	871	1056
<i>FMX - Max. Compression Force [ton]</i>	1403	1296
<i>EMX - Max. Transferred Energy [ton.m]</i>	6,17	7,37
<i>CSX - Max. Compression Stress [Mpa]</i>	17,9	16,5
<i>TSX - Max. Tension Stress [Mpa]</i>	12,1	3,3
<i>DMX - Max. Displacement [mm]</i>	5,8	12
<i>DFN - Final Displacement [mm]</i>	0,1	1,3
<i>BTA - Pile Integeity Value [%]</i>	100	100
Hasil (CAPWAP)		
Daya Dukung Tiang (Ru) [ton]	871	1056
Lengketan (Rs) [ton]	572	652
Tahanan Ujung (Rb) [ton]	299	404
Keutuhan Fondasi Tiang	Ok/Baik	Ok/Baik

3.4.2 Analisis Gaya Pada Jembatan

Pada Midas Civil 2021 dilakukan analisis gaya girder jembatan. Program Midas Civil 2021 menganalisis dan merancang struktur teknik sipil. Program ini memperkenalkan sistem perencanaan struktural, termasuk analisis dan optimalisasi desain jembatan. Program berbasis Visual C++ ini cepat dan mudah dipelajari. Jembatan gelagar menghadapi beban mati, hidup, angin, dan seismik. Analisis gaya gelagar jembatan menunjukkan bahwa elemen rangka mengalami momen aksial, geser, lentur, dan puntir.

Tahapan analisis gaya pada jembatan girder dengan menggunakan program Midas Civil 2021 adalah sebagai berikut:

1. Membuat model geometri jembatan *girder* dengan menentukan koordinat titik-titik simpul dan menghubungkannya dengan elemen *frame* yang mewakili batang-batang rangka.
2. Menetapkan sifat material dan penampang elemen *frame* sesuai dengan spesifikasi jembatan girder yang akan dianalisis.
3. Memberikan batasan atau tumpuan pada simpul-simpul yang bersesuaian dengan kondisi penopang jembatan girder.
4. Memberikan beban-beban yang berpengaruh pada jembatan girder, seperti beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa, dan beban temperatur.
5. Menjalankan analisis struktur dengan memilih jenis analisis yang sesuai, misalnya analisis statis linear, analisis dinamis modal, atau analisis dinamis langsung.
6. Melihat hasil analisis gaya pada jembatan *girder*, seperti gaya aksial, gaya geser, momen lentur, momen puntir, dan tegangan yang terjadi pada elemen *frame*.
7. Mengevaluasi hasil analisis gaya dengan membandingkannya dengan kriteria-kriteria yang ditetapkan, seperti faktor keamanan, tegangan ijin, perpindahan maksimum, dan lain-lain.

1. Analisis Pembebanan Jembatan

Analisis pembebanan pada jembatan adalah penilaian beban permanen dan beban berubah struktur jembatan. Beban prategang, beban mati, dan beban tertimbang sendiri merupakan beban permanen. Lalu lintas, angin, gempa bumi, suhu,

benturan, dan beban lainnya bervariasi. Analisis beban jembatan sangat penting untuk desain yang aman, kokoh, dan hemat biaya.

Analisis pembebanan jembatan harus mengikuti SNI 1725:2016, Pembebanan Jembatan. Perencanaan jembatan harus mencakup jenis beban, karakteristik, faktor yang mempengaruhi, dan kombinasi beban berdasarkan standar ini. Standar ini mencakup perhitungan beban untuk beton bertulang, beton pratekan, rangka baja, dan jembatan komposit.

Beban jembatan meliputi beban permanen, sementara, faktor beban, dan kombinasi beban.

- **Beban Permanen**

MS = beban mati komponen struktural dan *non* struktural jembatan

MA = beban mati perkerasan dan utilitas

TA = gaya horizontal akibat tekanan tanah

PL = gaya-gaya yang terjadi pada struktur jembatan yang disebabkan oleh proses pelaksanaan, termasuk semua gaya yang terjadi akibat perubahan statika yang terjadi pada konstruksi segmental

PR = prategang

- **Beban Transien**

SH = gaya akibat susut/rangkak

TB = gaya akibat rem

TR = gaya sentrifugal

TC = gaya akibat tumbukan kendaraan

TV = gaya akibat tumbukan kapal

EQ = gaya gempa

BF = gaya friksi

TD = beban lajur "D"

TT = beban truk "T"

TP = beban pejalan kaki

SE = beban akibat penurunan

ET = gaya akibat temperatur gradien

EUn = gaya akibat temperatur seragam

EF = gaya apung

EWs = beban angin pada struktur

EWL = beban angin pada kendaraan

EU = beban arus dan hanyutan

A. Beban Permanen

Hitung massa bagian konstruksi menggunakan dimensi gambar dan berat jenis material. Berat konstruksi dihitung dengan mengalikan massa dengan percepatan gravitasi (g). Panduan ini memiliki gravitasi 9,81 m/detik². Massa material dan kepadatan curah terdapat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5 Berat isi untuk beban mati

No	Bahan	Berat isi (kN/m ³)	Kepadatan massa (kg/m ³)	
1.	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surface</i>)	22	2245	
2.	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71	7240	
3.	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,20	1755	
4.	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,80-22,70	1920-2315	
5.	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22	2245	
6.	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25-19,60	1250-2000	
7.	Beton	$f_c < 35$ MPa	22-25	2320
		$35 < f_c < 105$ MPa	$22 + 0,022 f_c$	$2240 + 2,29 f_c$
8.	Baja (<i>steel</i>)	78,50	7850	
9.	Kayu ringan	7,80	800	
10.	Kayu keras (<i>hard work</i>)	11,50	1125	

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

Mengambil kepadatan massa yang besar aman dalam situasi tertentu, tetapi tidak dalam situasi lain. Untuk mengatasi hal ini, faktor beban terkurangi dapat digunakan. Namun demikian, dalam situasi di mana kepadatan massa diambil dari kumpulan nilai yang berbeda, jika nilai sebenarnya tidak diketahui, perencana harus memilih nilai yang paling penting.

a. Beban mati komponen struktur dan nonstruktur (MS)

Beban yang dimaksud mengacu pada gabungan berat berbagai elemen struktur, termasuk material, bagian jembatan, dan elemen non-struktural tetap. Tabel 3.6 menampilkan faktor beban yang digunakan untuk bobot sendiri.

Tabel 3.6 Faktor beban untuk berat sendiri

Tipe bahan	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan batas layan (γ_{MS}^S)		Keadaan batas ultimit (γ_{MS}^U)	
	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 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

b. Bebanmati tambahan atau utilitas (MA)

Bebanmati tambahan mengacu pada berat total komponen non-struktural yang memberikan gaya pada jembatan. Bobot ini mungkin bervariasi sepanjang umur jembatan. Pejabat yang berwenang dapat menyetujui perubahan nilai faktor bebanmati tambahan jika dilakukan pemantauan lebih lanjut terhadap bebanmati jembatan. Nilai faktor bebanmati tambahan ini tidak perlu menyimpang dari nilai yang ditentukan pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7 Faktor beban untuk berat sendiri

Tipe Bahan	Faktor Beban (γ_{MA})			
	Keadaan batas layan (γ_{MA}^S)		Keadaan batas ultimit (γ_{MA}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (Terawasi)	1,00	1,40	0,80

CATATAN⁽¹⁾ Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

Bagian ini menentukan ketebalan pelapisan ulang jembatan dan fasilitas. Semua jembatan harus menopang beton aspal 50 mm untuk pelapisan ulang kecuali ditentukan lain oleh instansi yang berwenang.

c. Gaya horizontal akibat tekanan tanah (TA)

Hitung koefisien tekanan tanah nominal menggunakan karakteristik tanah. Pengukuran dan pengujian tanah di lapangan atau laboratorium harus menentukan parameter tanah termasuk kepadatan, kadar air, kohesifitas, sudut gesekan internal, dll. Dengan menggunakan metode berikut, karakteristik tanah dapat ditentukan tanpa data yang cukup. Tekanan tanah lateral mempengaruhi kualitas tanah secara non-linear. Pada batas kemampuan servis, tekanan tanah lateral dihitung menggunakan nilai nosional γ_s , c , dan ϕ .

Pada kondisi batas kekuatan, tekanan tanah lateral dihitung menggunakan nilai nosional γ_s , c , dan ϕ . Dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan, nilai desain c dan ϕ ditentukan dari nilai nominal. Tekanan tanah lateral nominal harus dikalikan dengan faktor beban pada Tabel 3.8.

Tabel 3.8 Faktor beban akibat tekanan tanah

Tipe bahan	Faktor Beban (γ_{TA})			
	Keadaan batas layan (γ_{TA}^S)		Keadaan batas ultimit (γ_{TA}^U)	
	Tekanan tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan tanah lateral			
	- Aktif	1,00	1,20	0,80
	- Pasif	1,00	1,40	0,70
	- Diam	1,00		

CATATAN ⁽¹⁾ Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

d. Beban akibat proses pelaksanaan (PL)

Beban Akibat Pelaksanaan adalah ungkapan untuk beban operasi pekerjaan jembatan. Pra-tarik dan beban sendiri sering kali mempengaruhi beban ini. Faktor-faktor tetap harus dipertimbangkan bersama dengan pengukuran dan faktor beban ini.

Jika dampak permanen tidak terlalu terkait dengan tindakan lain yang direncanakan, gunakan faktor beban untuk mempertimbangkan dampak tersebut dalam kemampuan pelayanan dan kendala utama, seperti yang ditunjukkan pada tabel.

Tabel 3.19 Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan

Tipe beban	Faktor beban (γ_{PL})		
	Keadaan Batas Layan (γ_{PL}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{PL}^U)	
		Biasa	Terkurangi
Tetap	1,00	1,00	1,00

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

e. Gaya prategang (PR)

Pada bangunan statik, pratekan mempengaruhi komponen yang dibatasi secara tidak langsung. Pengaruh sekunder ini harus dipertimbangkan pada batas ultimit dan batas daya layan yang sesuai. Dalam hubungannya dengan beban lain, pra- dan pasca-kehilangan tegangan harus dipertimbangkan. Tabel 3.10 menunjukkan komponen beban yang disebabkan oleh pengaruh prategang.

Tabel 3.10 Faktor beban akibat pengaruh prategang

Tipe beban	Faktor beban (γ_{PR})	
	Keadaan batas layan (γ_{PR}^S)	Keadaan batas ultimit (γ_{PR}^U)
Tetap	1,00	1,00

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

B. Beban Transien

a. Gaya akibat susut dan rangkak (SH)

Dalam perencanaan jembatan beton, akibat rangkak dan penyusutan harus dipertimbangkan. Gunakan beban mati jembatan untuk menentukan gaya ini. Jika hal ini mengurangi beban lain, maka rangkak dan penyusutan harus diminimalkan. Hal ini dapat terjadi pada saat pemindahan beton pratekan. Tabel 3.12 menunjukkan faktor beban penyusutan mulur.

Tabel 3.11 Faktor beban akibat susut dan rangkak

Tipe beban	Faktor beban (γ_{SH})	
	Keadaan batas layan (γ_{SH}^S)	Keadaan batas ultimit (γ_{SH}^U)
Tetap	1,00	1,00

CATATAN: Walaupun susut dan rangkak bertambah lambat menurut waktu, tetapi pada akhirnya akan mencapai nilai yang konstan

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

b. Gaya akibat rem (TB)

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari :

- 1) 25% dari berat gandar truk desain atau,
- 2) 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata (BTR)

Semua jalur yang direncanakan yang bergerak dalam satu arah harus direm. Gaya yang paling menentukan terjadi secara horizontal pada ketinggian 1800 mm di atas permukaan jalan pada setiap arah memanjang. Untuk jembatan satu arah di masa depan, kedua jalur harus dibebani secara bersamaan sambil menghitung gaya rem. Gaya rem dihitung dengan menggunakan faktor kepadatan jalur pemuatan jembatan pada Pasal 8.4.3 SNI 1725-2016.

c. Gaya akibat tumbukan kendaraan (TC)

Gaya akibat tumbukan kendaraan dibagi berdasarkan :

1) Pelindung struktur

Jika struktur jembatan mempunyai salah satu proteksi tersebut, maka klausul ini tidak diperlukan:

- Tanggul,
- Palang independen benturan berukuran 1.370 mm dipasang dalam jarak 3.000 mm dari jembatan untuk dilindungi; atau
- *Barrier* pembatas berukuran 1.070 mm dipasang setidaknya 3.000 mm dari jembatan untuk dilindungi. Palang atau pembatas di atas harus dirancang untuk menahan beban tumbukan Tingkat Uji 5, sesuai Pasal 11 SNI 1725-2016 Pembebanan untuk Jembatan..

2) Tumbukan kendaraan dengan jembatan

Abutment jembatan dan kolom penyangga yang terletak dalam jarak 9000 mm dari tepi jalan atau 15000 mm dari sumbu rel harus dirancang untuk menahan beban statis sebesar 1800 kN, apapun arah horizontalnya, kecuali jika dilindungi oleh pelindung jembatan. pada ketinggian 1200 mm dari atas tanah.

3) Tumbukan kendaraan dengan

Semua sistem keselamatan lalu lintas, rintangan, dan kombinasinya harus tahan terhadap benturan kendaraan secara struktural dan geometris. Hal-hal yang perlu dipertimbangkan meliputi:

- Melindungi penumpang mobil saat terjadi tabrakan,
- Melindungi kendaraan di sekitar,
- Melindungi orang dan harta benda di bawah struktur jembatan. Kemungkinan peningkatan kinerja penghalang,
- Efektivitas biaya,
- Visibilitas bagi kendaraan yang lewat.

d. Gaya akibat tumbukan kapal (TV)

Jika ahli teknik perencana mempertimbangkan perencanaan pekerjaan pengaman, mereka harus meminta nasihat tenaga ahli tentang gaya akibat tumbukan kapal pada

pilar jembatan. Jika yang berwenang membuat keputusan khusus, pilar jembatan dapat direncanakan tanpa pengaman.

e. Gaya Gempa (EQ)

Beban gempa adalah pergerakan tanah akibat gempa memberikan beban pada struktur. Beban gempa dapat mempengaruhi keamanan, kekuatan, dan ekonomi struktur. Untuk merancang struktur yang tahan gempa, perlu dilakukan analisis beban gempa dengan mempertimbangkan berbagai faktor, seperti lokasi, kategori risiko, kelas situs, percepatan gempa, spektrum respon, dan sistem penahan gaya seismik. Ada beberapa metode untuk melakukan analisis beban gempa, seperti gaya lateral ekuivalen, spektrum respon ragam, dan riwayat respon seismik.

f. Gaya Friksi (BF)

Gaya friksi (BF) atau kekakuan geser elastomer mempengaruhi gesekan penempatan. Gaya ini diperkirakan hanya dengan menggunakan bebantetap dan koefisien gesekan rata-rata (atau kekakuan geser untuk pemasangan elastomer). Gesekan pada tanggul geser dan tanggul rol bergantung pada pemeliharaan jembatan. Faktor beban gesekan di bawah.

Tabel 3.12 Faktor beban akibat gaya friksi

Jangka waktu	Faktor beban		
	(γ_{BF}^S)	(γ_{BF}^U)	
		Biasa	Terkurangi
Transien	1,00	1,30	0,80

CATATAN (1) Gaya akibat gaya friksi (BF) terjadi selama adanya pergerakan pada bangunan atas, tetapi gaya sisa mungkin terjadi setelah pergerakan berhenti. Dalam hal ini gaya friksi harus memperhitungkan adanya pengaruh tetap yang cukup besar.

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

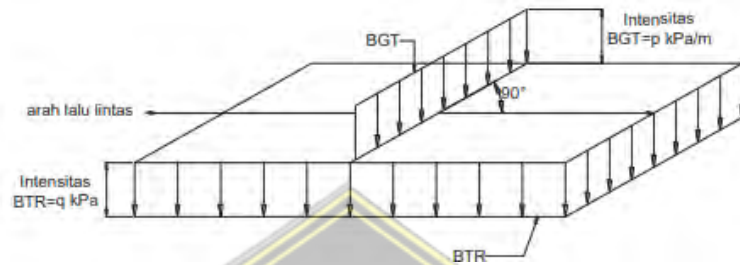
g. Beban Lajur (D)

Gambar 3.9 menunjukkan muatan lajur “D” sebagai BTR dan BGT. Tabel berikut menunjukkan faktor beban jalur "D".

Tabel 3.13 Faktor beban untuk beban lajur "D"

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TD})	
	Beton	Keadaan batas layan (γ_{TD}^s)	Keadaan batas ultimit (γ_{TD}^u)
		1,00	1,80
Transien	Boks gelagar baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016



Gambar 3.9 Beban lajur "D"

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

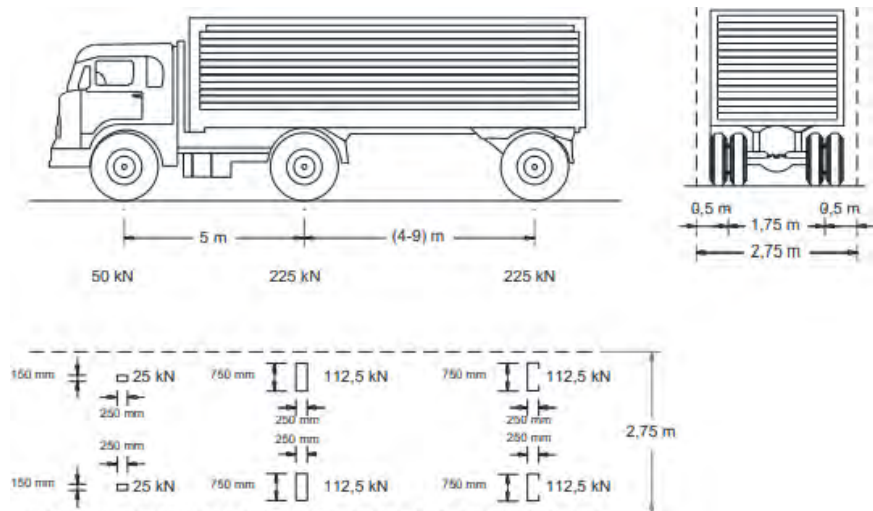
h. Beban Lajur (T)

Muatan truk "T" merupakan beban lalu lintas lain selain muatan "D". Muatan truk "T" tidak dapat menemani muatan "D". Hitung struktur lantai menggunakan muatan truk. Faktor beban "T" disajikan di bawah ini:

Tabel 3.14 Faktor beban untuk beban "T"

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TT})	
		Keadaan batas layan (γ_{TT}^s)	Keadaan batas ultimit (γ_{TT}^u)
	Beton	1,00	1,80
Transien	Boks gelagar baja	1,00	2,00

Pada Gambar 3.10, sebuah truk semi trailer dengan dua muatan yang tersebar merata dengan ukuran yang sama—bidang kontak antara roda dan lantai—menampilkan muatan pada truk "T".



Gambar 3.10 Pembebanan truk "T" (500 kN)

Untuk memaksimalkan arah memanjang jembatan, jarak poros dapat diatur dari 4,0 hingga 9,0 m. SNI 1725-2016 Pembebanan untuk Jembatan merinci posisi muatan truk "T" dan pendistribusiannya yang menghasilkan momen maksimal.

i. Beban Pejalan kaki (TP)

Jika seluruh komponen perkerasan lebih lebar dari 600 mm, hitung beban pejalan kaki pada 5 kPa dan kerjakan dengan beban mobil pada setiap lajur. Apabila perkerasan dapat dilalui maka beban pejalan kaki dan kendaraan dapat berfungsi secara terpisah. Jika perkerasan menjadi jalur kendaraan, maka bebanhidup kendaraan harus diberikan pada jarak tersebut. Faktor beban dinamis dalam hal ini tidak perlu dipertimbangkan.

j. Beban Akibat Penurunan (ES)

Kemudahan servis memerlukan jembatan untuk tahan terhadap pengendapan yang diprediksi dan berbeda. Interaksi tanaman rambat dan struktur tanah mengurangi penurunan. Tabel 3.15 menyajikan faktor beban penyelesaian.

Tabel 3.15 Faktor beban akibat penurunan

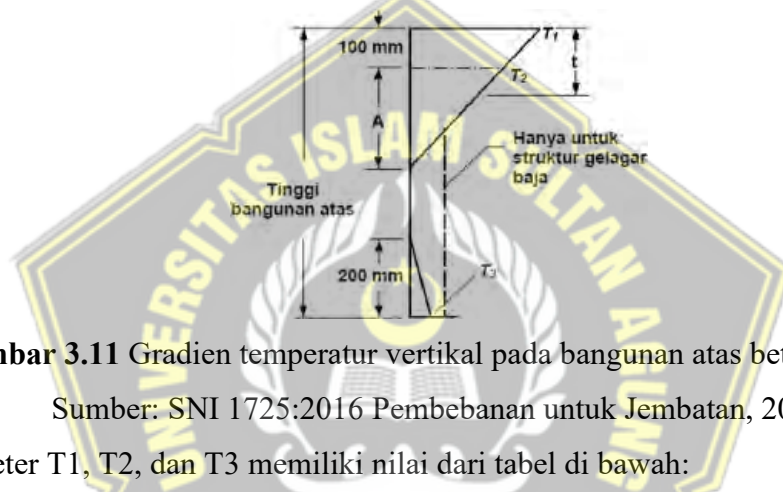
Tipe beban	Faktor beban (γ_{ES})	
	Keadaan batas layan (γ_{ES}^S)	Keadaan batas ultimit (γ_{ES}^U)
Permanen	1,00	N/A

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

Pengujian lapisan tanah memperkirakan penurunan. Jika perencana tidak menguji, besaran penyelesaian diterima, dan itu adalah batas atas. Untuk mengatasi permukiman besar, rencana substruktur dan suprastruktur jembatan harus mencakup tindakan pencegahan tertentu.

k. Gaya akibat temperatur gradien (TG)

Gambar berikut menunjukkan temperatur gradien arah vertikal untuk bangunan atas jembatan yang terbuat dari beton dan baja. Sinar matahari langsung memanaskan lantai pada siang hari dan memancar dari permukaan jembatan pada malam hari, sehingga menimbulkan perbedaan suhu.



Gambar 3.11 Gradien temperatur vertikal pada bangunan atas beton dan baja

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

Parameter T1, T2, dan T3 memiliki nilai dari tabel di bawah:

Tabel 3.16 Parameter T1 dan T2

Lokasi	T ₁ (°C)	T ₂ (°C)	T ₃ (°C)
<500 m di atas permukaan laut	12	8	$0 \leq T_3 < 5$
>500 m di atas permukaan laut	17	11	

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

T3 bisa bernilai 0 kecuali dilakukan investigasi spesifik lokasi, namun tidak boleh melebihi 5oC.

l. Gaya akibat temperatur seragam (EU)

Hitung deformasi suhu seragam menggunakan panduan ini. Strategi ini berlaku untuk jembatan beton dan gelagar baja. Tabel 3.17 mencantumkan suhu yang direkomendasikan. Deformasi akibat perbedaan suhu harus dihitung dengan menggunakan perbedaan antara suhu minimum dan tertinggi serta suhu nominal yang diasumsikan dalam desain. Suhu minimum dan maksimum.

Tabel 3.17 Temperatur jembatan rata-rata nominal

Tipe bangunan atas	Temperatur jembatan rata-rata minimum (1)	Temperatur jembatan rata-rata maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton	15 °C	40 °C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja	15 °C	40 °C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja	15 °C	45 °C

CATATAN (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5 °C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m di atas permukaan laut.

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

Simpangan akibat beban temperatur (Δ_T) harus berdasarkan temperatur maksimum dan minimum yang didefinisikan dalam desain sebagai berikut:

$$\Delta_T = \alpha L (T_{\text{max design}} - T_{\text{min design}}) \quad (20)$$

Keterangan:

L adalah panjang komponen jembatan (mm)

α adalah koefisien muai temperatur (mm/mm/°C) (Merujuk pada Tabel 19 SNI 1725-2016 Pembebanan terhadap jembatan)

m. Tekanan hidrostatik dan gaya apung (EF)

Selama umur bangunan, tentukan tinggi dan rendahnya permukaan air. Menghitung tekanan hidrostatik dan mempertimbangkan gradien hidrolis di seluruh bangunan. Tabel berikut menampilkan tekanan hidrostatik dan faktor beban daya apung.

Tabel 3.18 Faktor beban akibat tekanan hidrostatik dan gaya apung (EF)

Tipe beban	Faktor beban (γ_{EF})		
	Keadaan batas layan (γ_{EF}^S)	Keadaan batas ultimit (γ_{EF}^U)	
		Biasa	Terkurangi
Transien	1,00	1,00 (1,10) ⁽¹⁾	1,00 (0,90) ⁽¹⁾

CATATAN ⁽¹⁾Angka yang ditunjukkan dalam tanda kurung digunakan untuk bangunan penahan air atau bangunan lainnya dengan gaya apung dan hidrostatik sangat dominan

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

n. Gaya angin pada struktur (EWS)

Struktur jembatan mengalami gaya angin karena perbedaan tekanan udara antara sisi angin dan sisi bawah angin. Gaya angin dapat menyebabkan beban lateral, beban vertikal, dan beban torsi pada struktur jembatan, tergantung pada bentuk, ukuran, dan orientasi jembatan. Gaya angin juga dapat mempengaruhi kestabilan, kekakuan, dan getaran jembatan, terutama pada jembatan dengan bentang panjang dan ketinggian besar. Oleh karena itu, perlu dilakukan analisis gaya angin pada

struktur jembatan dengan mempertimbangkan faktor-faktor seperti kecepatan angin, lokasi geografis, kategori risiko, kelas situs, dan spektrum respon angin.

Untuk analisis gaya angin pada jembatan harus digunakan SNI 1727-2013, Beban Minimal Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya. Standar ini mengatur jenis beban angin, karakteristik, faktor yang mempengaruhi, dan kombinasi beban dalam perencanaan struktur jembatan. Standar ini mencakup perhitungan beban angin untuk beton bertulang, beton pratekan, rangka baja, dan jembatan komposit.

o. Gaya angin pada Kendaraan (EWL)

Struktur jembatan dan kendaraan harus tunduk pada gaya angin desain. Jembatan harus mampu menahan tekanan angin kendaraan tegak lurus sebesar 1,46 N/mm, pada ketinggian 1800 mm di atas permukaan jalan. Tabel 3.20 menggambarkan sudut gaya yang tegak lurus terhadap sudut serang permukaan kendaraan. Kecuali yang disebutkan dalam artikel ini, komponen penggerak dapat diorientasikan tegak lurus atau sejajar dengan kendaraan, selama arah angin tidak tegak lurus.

Tabel 3.19 Tekanan Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan

Sudut derajat	Komponen tegak lurus N/mm	Komponen sejajar N/mm
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

p. Beban arus dan hanyutan (EU)

Beban arus dan hanyutan (EU) jembatan adalah beban yang bekerja pada struktur jembatan akibat dari aliran air sungai dan benda-benda yang terbawa oleh arus. Beban ini dapat menyebabkan tekanan, tumbukan, dan gesekan pada struktur jembatan, tergantung pada kecepatan, kedalaman, dan debit air, serta ukuran, bentuk, dan massa benda hanyutan. Beban ini juga dapat mempengaruhi kestabilan, kekakuan, dan getaran jembatan, terutama pada jembatan dengan bentang panjang dan ketinggian rendah. Oleh karena itu, perlu dilakukan analisis beban arus dan hanyutan (EU) jembatan dengan mempertimbangkan faktor-faktor seperti lokasi, kategori risiko, kelas situs, dan spektrum respon arus.

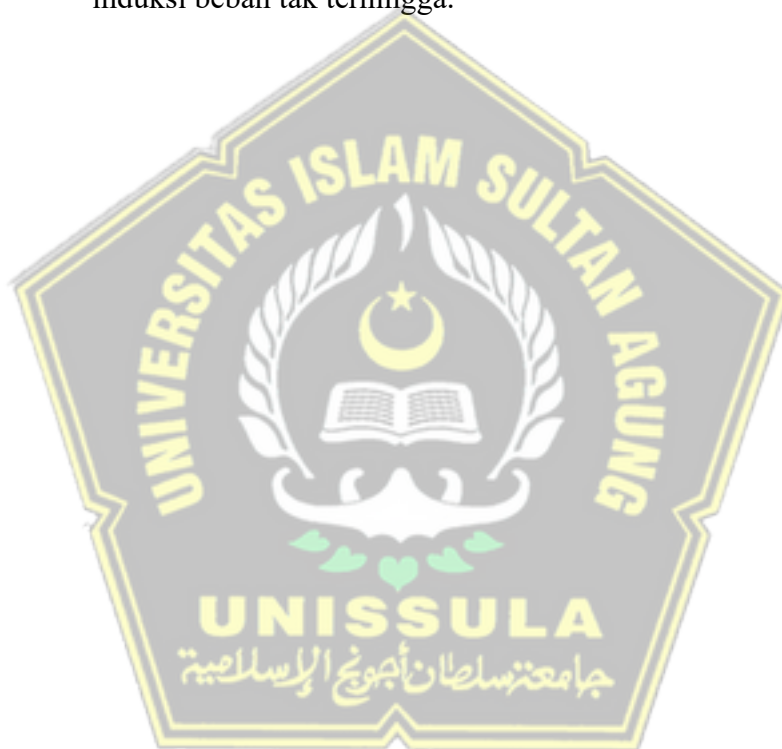
Untuk melakukan analisis beban arus dan hanyutan (EU) jembatan, perlu mengacu pada standar yang berlaku, yaitu SNI 1725-2016, Pembebanan untuk Jembatan. Standar ini mengatur tentang jenis-jenis beban arus dan hanyutan (EU) jembatan, karakteristik beban, faktor-faktor pengaruh, dan kombinasi beban untuk desain jembatan. Standar ini menyajikan contoh estimasi arus jembatan dan beban drift (EU) untuk beton bertulang, beton pratekan, rangka baja, dan jembatan komposit.

C. Kombinasi Beban Rencana

Komponen jembatan dan sambungannya harus mengikuti persamaan berikut untuk kombinasi beban berat pada setiap kondisi batas:

- | | |
|------------|--|
| Kuat I | Kombinasi beban yang memperhitungkan gaya reguler jembatan tanpa beban angin. Semua gaya nominal diperkuat oleh faktor beban pada keadaan batas ini. |
| Kuat II | Beban jembatan untuk beban kendaraan tertentu ditentukan oleh pemilik tanpa beban angin. |
| Kuat III | Kombinasi pemuatan jembatan mengalami beban angin 90–126 km/jam. |
| Kuat IV | Rasio beban mati dan hidup yang tinggi mungkin memerlukan kombinasi beban. |
| Kuat V | Kecepatan angin 90–126 km/jam diperhitungkan dalam kombinasi beban untuk pengoperasian jembatan reguler. |
| Ekstrem I | Kecepatan angin 90–126 km/jam diperhitungkan dalam kombinasi beban untuk pengoperasian jembatan reguler. |
| Ekstrem II | Kecepatan angin 90–126 km/jam diperhitungkan dalam kombinasi beban untuk pengoperasian jembatan reguler. |
| Layan I | Beban pengoperasian jembatan dengan nilai nominal dan beban angin 90 hingga 126 km/jam. Kombinasi ini mengontrol defleksi pada gorong-gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik, struktur beton bertulang, lebar retak, dan penampang jembatan beton segmental untuk analisis tegangan tarik. Studi stabilitas lereng harus menggunakan kombinasi pembebanan ini. |

- Layan II Kombinasi beban untuk mencegah melelehnya struktur baja dan selip sambungan akibat beban kendaraan.
- Layan III Memanfaatkan kombinasi beban untuk menentukan tegangan tarik memanjang jembatan beton pratekan untuk tujuan mengatur dimensi retak dan tegangan tarik pada jaringan jembatan beton segmental.
- LayanIV Menggabungkan beban untuk menghitung tegangan tarik pilar beton pratekan untuk mengontrol ukuran retak.
- Fatik Hubungan antara beban lelah, patah tulang, dan umur kelelahan induksi beban tak terhingga.



Tabel 3.20 Kombinasi Beban Rencana

KeadaanBatas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _s	EW _L	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Faik (TD danTR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

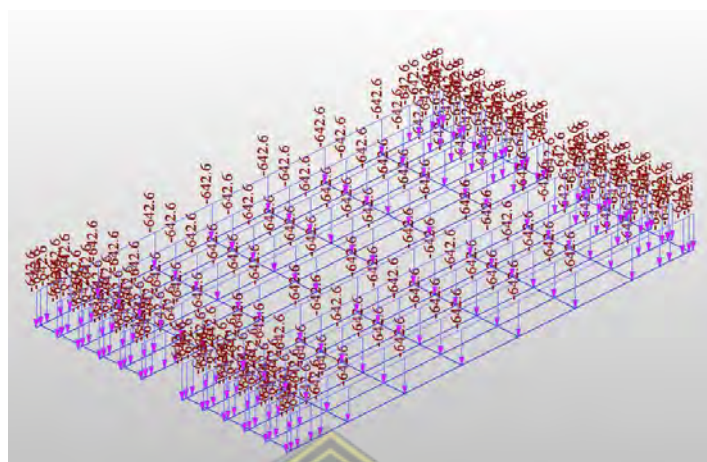
CATATAN : - γ_p dapat berupa γ_{MS} , γ_{MA} , γ_{TA} , γ_{PR} , γ_{PL} , γ_{SH} tergantung beban yang ditinjau

- γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan, 2016

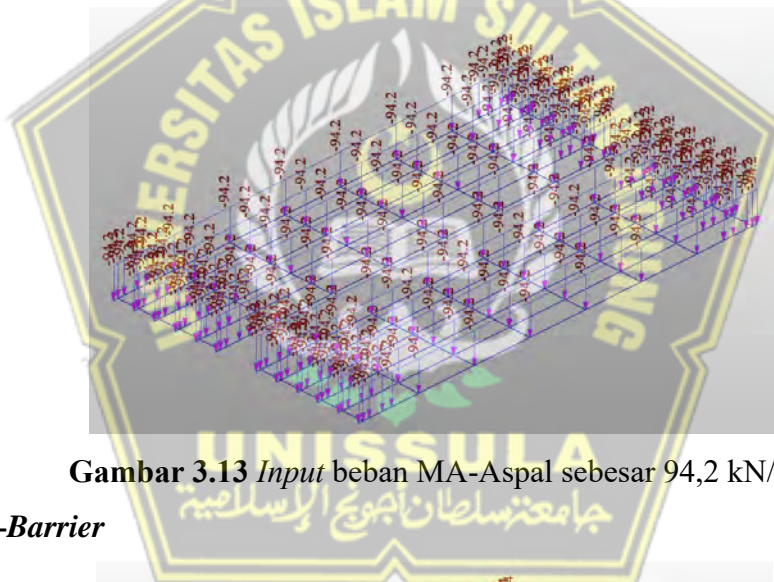
2. Pembebanan Jembatan Pada Midas Civil

A. MS-Pelat



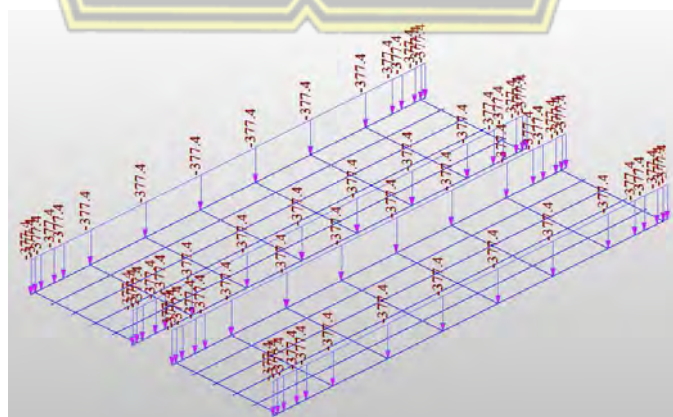
Gambar 3.12 *Input* beban MS-Pelat sebesar 642,6 kN/m

B. MA-Aspal



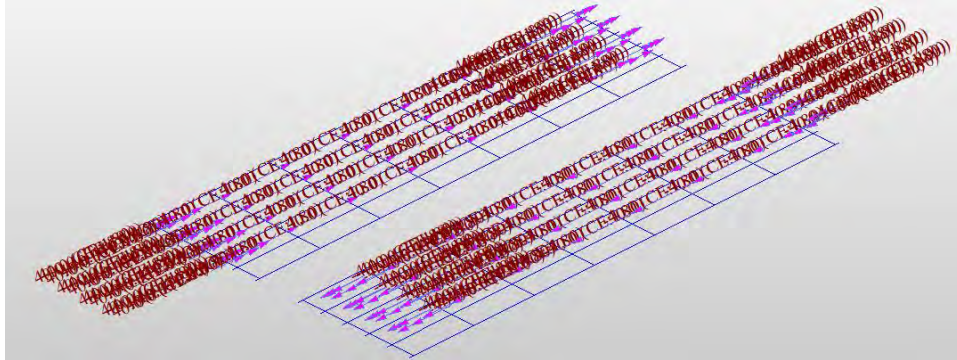
Gambar 3.13 *Input* beban MA-Aspal sebesar 94,2 kN/m

C. MA-Barrier



Gambar 3.14 *Input* beban MA-Barrier sebesar 377,4 kN/m

D. TB-Rem



Gambar 3.15 Input beban TB-Rem sebesar 40 kN

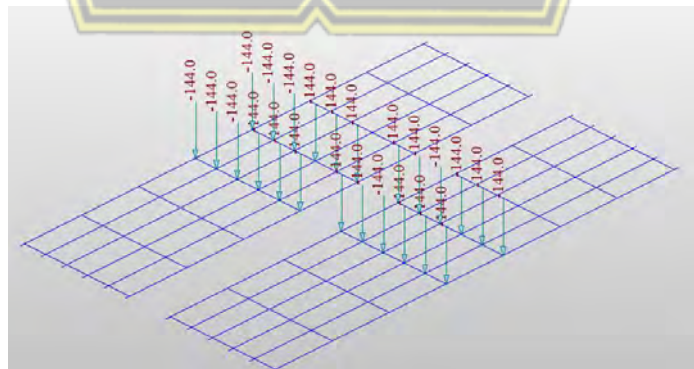
E. D-Lajur

BTR (Beban Terbagi Rata)



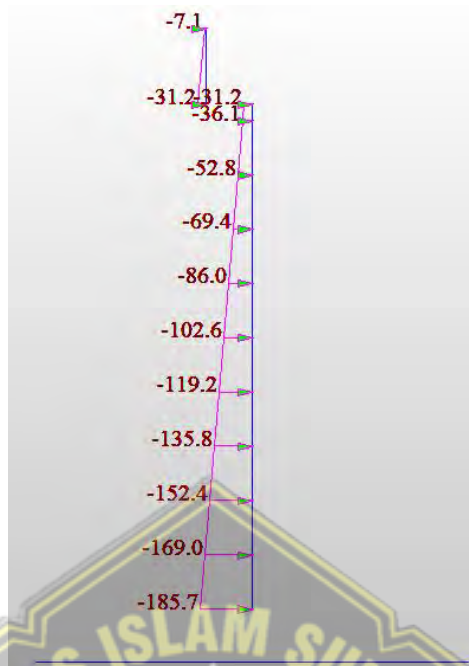
Gambar 3.16 Input beban BTR sebesar 16,4 kN/m dan diujung 8,2 kN/m

BGT (Beban Garis Terpusat)



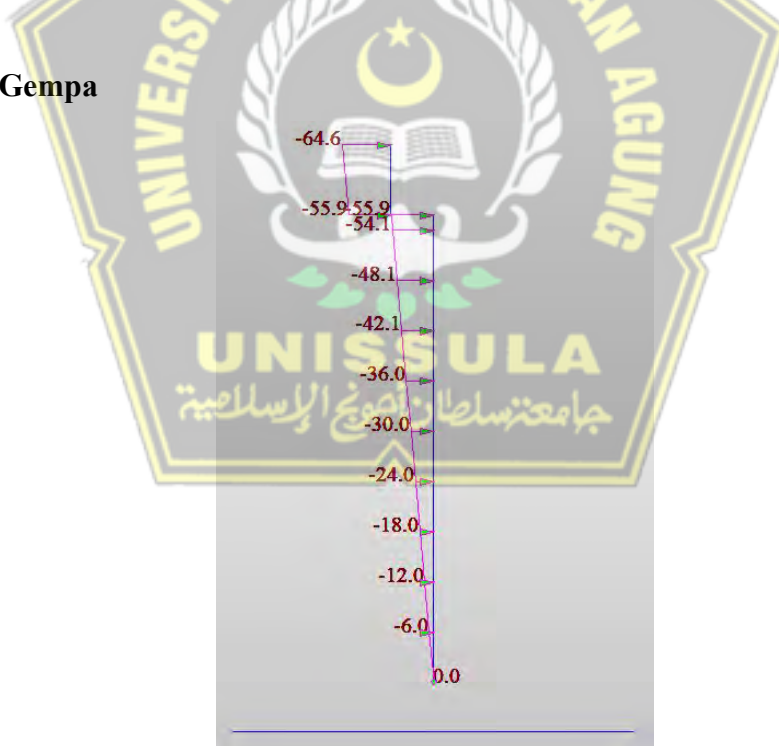
Gambar 3.17 Input beban BGT sebesar 144 kN

F. TA-Aktif (Tekanan Tanah Aktif)



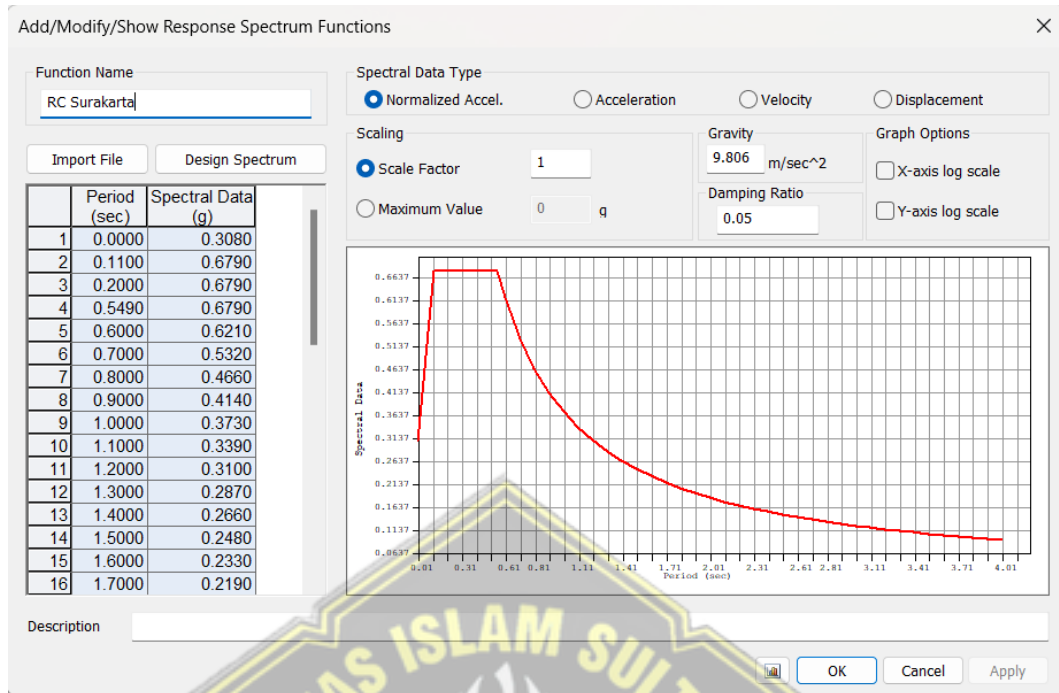
Gambar 3.18 Input beban TA-Aktif dalam satuan kN/m²

G. TA-Gempa



Gambar 3.19 Input beban TA-Gempa dalam satuan kN/m²

H. Beban Gempa



Gambar 3.20 Input beban Beban Gempa

I. Suhu

Initial = 30°C

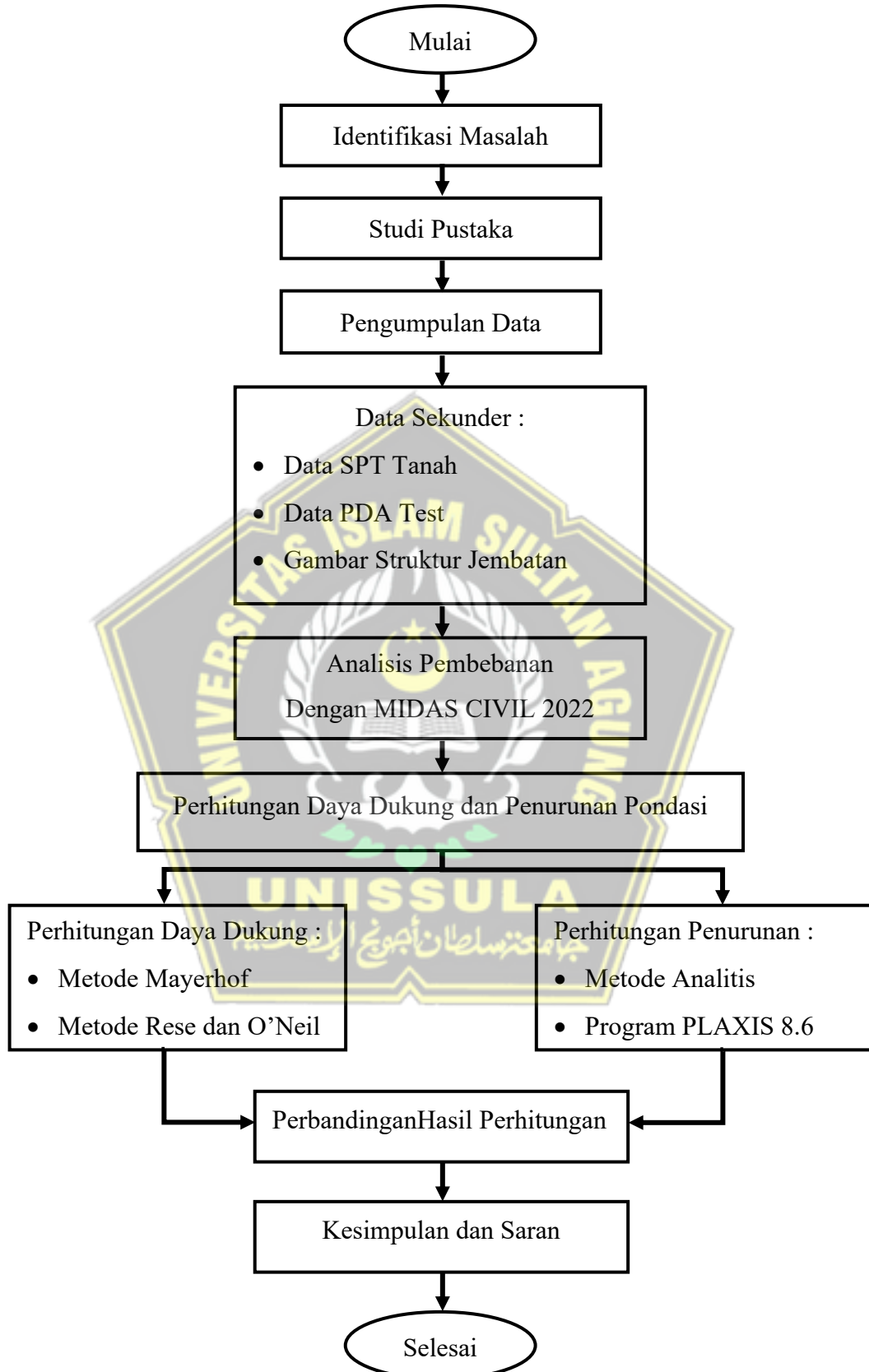
Max = 40°C

Min = 15°C

Load Case	Temperature	Load Group
Temp. Max	40	
Temp. Min	15	

Gambar 3.21 Input Suhu

3.5 Bagan Alir Penelitian



Gambar 3.22 Bagan Alir

3.6 Pembahasan

Dalam pembahasan daya dukung dan penurunan pondasi dilakukan secara manual dan secara analitis serta menggunakan program aplikasi komputer. Berikut beberapa metode pembahasan dalam mencari nilai daya dukung dan penurunan pondasi.

3.6.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi

Metode perhitungan nilai daya dukung pondasi menggunakan metode Mayerhof dan Reese dan O'Neil adalah dua pendekatan untuk menilai daya dukung tanah pondasi tiang pancang.

3. Metode Mayerhof adalah metode yang berdasarkan pada analisis kesetimbangan batas untuk tanah kohesif dan tanah kohesif tanpa tekanan. Metode ini mengasumsikan bahwa tanah di sekitar tiang akan mengalami keruntuhan geser umum atau lokal, dan menggunakan faktor-faktor koreksi untuk memperhitungkan efek kedalaman, kelurusan, kelompok, dan bentuk tiang.
4. Metode Reese dan O'Neil adalah metode yang berdasarkan pada analisis elastis untuk tanah kohesif dan tanah kohesif tanpa tekanan. Metode ini mengasumsikan bahwa tanah di sekitar tiang akan mengalami deformasi elastis, dan menggunakan kurva beban-penurunan untuk menentukan nilai daya dukung pondasi tiang.

3.6.2 Perhitungan penurunan pondasi

Metode perhitungan nilai penurunan pondasi menggunakan metode analitis dan program Plaxis adalah dua metode yang dapat digunakan untuk mengevaluasi kinerja pondasi dalam hal deformasi yang terjadi akibat beban struktur di atasnya.

1. Metode analitis adalah metode yang menggunakan rumus-rumus matematis yang didasarkan pada asumsi-asumsi tertentu untuk menghitung nilai penurunan pondasi. Metode analitis yang umum digunakan antara lain adalah metode elastisitas, metode Boussinesq, metode Schmertmann, dan metode Vesic. Metode analitis memiliki kelebihan dalam hal kesederhanaan dan kecepatan perhitungan, namun memiliki keterbatasan dalam hal akurasi dan fleksibilitas.
2. Program Plaxis adalah sebuah perangkat lunak yang menggunakan metode elemen hingga untuk menganalisis perilaku tanah dan pondasi secara numerik. Program Plaxis dapat memodelkan kondisi tanah dan pondasi yang lebih realistis

dengan memperhitungkan faktor-faktor seperti sifat material, geometri, batasan, beban, interaksi tanah-pondasi, dan kondisi air tanah. Program Plaxis juga dapat melakukan simulasi kondisi-kondisi khusus seperti pembebanan siklik, pembebanan dinamis, pembebanan aksial dan lateral, dan pembebanan kelompok. Program Plaxis memiliki kelebihan dalam hal akurasi dan fleksibilitas, namun memiliki keterbatasan dalam hal kesulitan dan waktu perhitungan.



BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

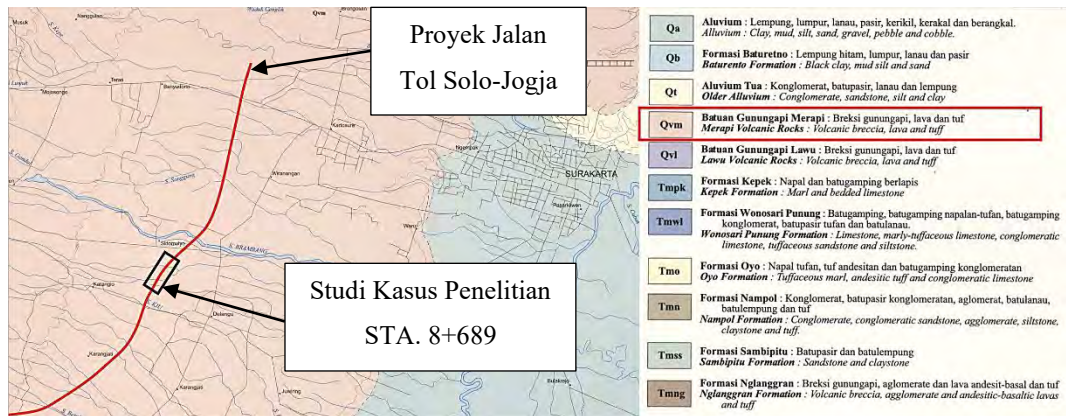
4.1 Tinjauan Umum

Berdasarkan peta geologi lokasi Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo, menurut Pusat Penelitian dan Badan Pengembangan Geologi (*Geological Research and Development Center*) terletak pada formasi batuan gunung merapi (Qvm). Formasi batuan gunung merapi (Qvm) adalah formasi yang terbentuk dari aktivitas vulkanik Gunung Merapi yang masih berlangsung hingga saat ini. Formasi ini terdiri dari tiga jenis batuan, yaitu:

- Breksi vulkan, yaitu batuan yang dihasilkan dari potongan ledakan gunung berapi yang memadat menjadi satu.
- Lava, yaitu batuan yang terbentuk dari magma yang mengalir keluar dari gunung api dan kemudian membeku di permukaan.
- Tuf, yaitu batuan yang terbentuk dari abu vulkanik yang terendapkan oleh angin atau air.

Formasi batuan gunung merapi (Qvm) diperkirakan mulai terbentuk sejak Plestosen Akhir, yaitu sekitar 2,6 juta tahun yang lalu. Formasi ini tersebar di sekitar daerah Kaliurang, sebelah selatan Gunung Merapi. Formasi ini berbeda secara fisik dan kimia dengan formasi batuan di dekatnya, seperti formasi endapan vulkanik tua (Qmo) yang lebih tua dan lebih kaya akan mineral andesit dan basal.

Penelitian daya dukung pondasi pada formasi batuan gunung merapi (Qvm) adalah penelitian yang bertujuan untuk mengetahui kemampuan batuan vulkanik yang membentuk gunung api tersebut untuk menahan beban atau gaya yang bekerja pada fondasi bangunan atau infrastruktur. Penelitian ini penting untuk dilakukan karena formasi batuan gunung merapi (Qvm) terdiri dari berbagai jenis batuan vulkanik, seperti breksi, lava, dan tuf, yang memiliki sifat fisik dan mekanik yang berbeda-beda. Pengetahuan tentang daya dukung batuan ini dapat membantu dalam perancangan dan konstruksi bangunan atau infrastruktur di daerah sekitar gunung api, seperti jembatan, bendungan, jalan, atau rumah.

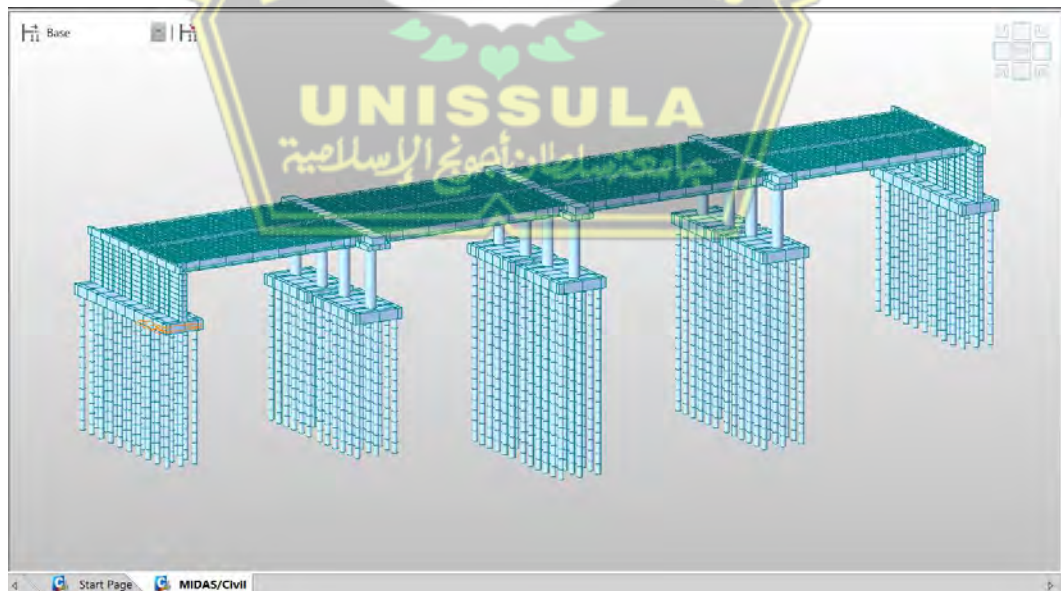


Gambar 4.1 Peta Geologi Lokasi Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta

Sumber : Pusat Penelitian dan Badan Pengembangan Geologi (*Geological Research and Development Center*) (<https://geologi.esdm.go.id/>)

4.2 Hasil Analisa Menggunakan MIDAS CIVIL 2022

Analisa hasil perhiitungan gaya-gaya yang bekerja pada jembatan Proyek JalanTol Solo-Yogyakarta pada STA. 8+689 menggunakan aplikasi MIDAS CIVIL 2022, dengan tetap memperhatikan standard pembebanan, nilai pembebanan dan kombinasi pembebanan pada jembatan sesuai (SNI 1725:2016 Pembebanan Pada Jembatan) yang tertera pada BAB III, kemudian diaplikasikan pada aplikasi MIDAS CIVIL 2022 dengan hasil sebagai berikut :



Gambar 4.2 Permodelan Jembatan Menggunakan MIDAS CIVIL 2022

Tabel 4.1 Nilai Gaya Yang Bekerja Pada Jembatan Dengan MIDAS CIVIL 2022

No.	<i>Axial</i> (kN)	<i>Shear-y</i> (kN)	<i>Shear-z</i> (kN)	<i>Torsion</i> (kN*m)	<i>Moment-y</i> (kN*m)	<i>Moment-z</i> (kN*m)
1	79264.940	456452.190	79172.080	41632.400	187759.760	157704.660
2	79264.940	456452.190	79172.080	41632.400	187759.760	156979.440
3	79171.910	454436.680	73546.700	41488.280	187759.760	152105.370
4	79171.910	454436.680	73546.700	41488.280	187675.000	151904.450
5	52437.760	427374.900	52430.520	36851.620	186346.840	147540.050
6	52437.760	427374.900	52430.520	36851.620	186346.840	147140.190
7	52430.690	356200.090	45930.070	36732.150	186346.840	147074.730
8	52430.690	356200.090	45930.070	36732.150	186252.540	145295.460
9	44997.080	354505.140	45786.090	36646.090	185802.900	144860.720
10	44997.080	354505.140	45786.090	36646.090	185802.900	142858.770

4.3 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor

Tabel 4.2 Data Properti Tiang Bor

Data Properti Tiang Bor	
Tiang Bor	
• Mutu Beton	– $f_c' = 30$ Mpa
• Mutu Tulangan	– Mutu Tul.= BjTS 420B, $f_y = 420$ MPa.
• Diameter	– 1 m
• Kedalaman Pier 3	– 36 m (Obyek Penelitian)
• Luas Penampang (A_p)	– $0,785$ m ²
• Luas Selimut (A_s)	– $3,14$ m ²
• SF <i>End Bearing</i>	– 2,5
• SF <i>Skin Friction</i>	– 1,5
• 8D Diatas Dasar Tiang	– 8 m
• 4D Dibawah Dasar Tiang	– 4 m
• Nilai NSPT di 8D	– 48
• Nilai NSPT di 4D	– 26
• Nilai N_b	– 37

4.3.1 Pehitungan Menggunakan Metode Mayerhoff

Di karenakan lokasi studi kasus pada penelitian ini yaitu Jembatan JalanTol Solo-Yogyakarta STA 8+689 termasuk tanah non kohesif jika di tinjau dari peta geologi dan nilai N-SPT maka rumus-rumus perhitungan menggunakan metode mayerhof untuk tanah non kohesif.

Tabel 4.3 Perhitungan Daya Dukung Metode Mayerhof

Depth	Tebal Lapisan (m)	Jenis Tanah	N(SPT)	Cu (kN/m ²)	α	τ	Mayerhof				
							(Qs)	Komulatif (Qs) (kN)	(Qp)	Quit (kN)	Qall SF = 2,5 (kN)
							α.Cu.As or 0,2.N.As		C N atau qNqAp		
0 ~ 2	2	SILTY CLAY	10	60	0.85		320.28	320.28	423.90	744.18	297.67
2 ~ 4	2	SANDY SILT	42	252	0.40		633.02	953.30	1780.38	2733.68	1093.47
4 ~ 6	2		41	246	0.40		617.95	1571.26	1737.99	3309.25	1323.70
6 ~ 8	2		41	246	0.40		617.95	2189.21	1737.99	3927.20	1570.88
8 ~ 10	2		47	282	0.40		708.38	2897.59	1992.33	4889.92	1955.97
10 ~ 12	2		50	300	0.40		753.60	3651.19	2119.50	5770.69	2308.28
12 ~ 14	2	GRAVELLY SAND	60			12	452.16	4103.35	3297.00	7400.35	2960.14
14 ~ 16	2	SANDY SILT	27	162	0.40		406.94	4510.30	1144.53	5654.83	2261.93
16 ~ 18	2		60	360	0.40		904.32	5414.62	2543.40	7958.02	3183.21
18 ~ 20	2	SILTY SAND	60			12	452.16	5866.78	3297.00	9163.78	3665.51
20 ~ 22	2		60			12	452.16	6318.94	3297.00	9615.94	3846.37
22 ~ 24	2		60			12	452.16	6771.10	3297.00	10068.10	4027.24
24 ~ 26	2		60			12	452.16	7223.26	3297.00	10520.26	4208.10
26 ~ 28	2	SANDY SILT	29	174	0.40		437.09	7660.34	1229.31	8889.65	3555.86
28 ~ 30	2	SILTY SAND	60			12	452.16	8112.50	3297.00	11409.50	4563.80
30 ~ 32	2		60			12	452.16	8564.66	3297.00	11861.66	4744.67
32 ~ 34	2		60			12	452.16	9016.82	3297.00	12313.82	4925.53
34 ~ 36	2		60			12	452.16	9468.98	3297.00	12765.98	5106.39

a. Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang

1. Efisiensi Kelompok Tiang

Berdasarkan rumus efisiensi kelompok tiang (2.36)

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} [m(n-1) + n(n-1) + (m-1)(n-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 1 - \frac{1}{3,14 \cdot 2,8 \cdot 3 \cdot 6} [3(6-1) + 6(6-1) + (3-1)(6-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 0,626$$

2. Daya Dukung Kelompok Tiang

Berdasarkan rumus daya dukung kelompok tiang (2.37)

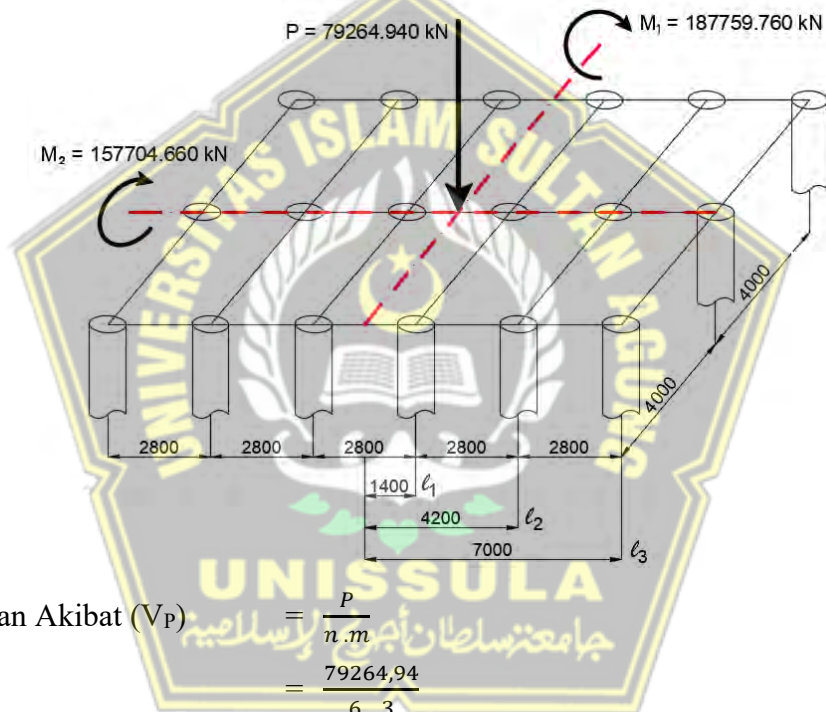
$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_{all}$$

$$Q_g = 0,626 \cdot 18 \cdot 5106,39$$

$$Q_g = 57538,80 \text{ kN}$$

b. Penyebaran Beban Tiang Bor

Kelompok tiang bor menerima beban maksimal tiap tiang (P_{max}) dengan menggunakan tiang bor diameter 1 m dan berjumlah 18 tiang pada tiap kelompok tiang. Berikut perhitungan penyebaran beban pada tiang bor.



- Beban Akibat (V_P) $= \frac{P}{n \cdot m}$
 $= \frac{79264,94}{6 \cdot 3}$
 $= 43292,45 \text{ kN}$

- Beban Akibat M1 (V_{M1}) $= \alpha \cdot l_3$

dimana,

$$M1 = s\{l1(\alpha \cdot l1^2 + \alpha \cdot l2^2 + \alpha \cdot l3^2)\}$$

$$187759,760 = 2,8\{1,4(\alpha \cdot 1,4^2 + \alpha \cdot 4,2^2 + \alpha \cdot 7^2)\}$$

$$187759,760 = 2,8 \cdot 1,4 \cdot \alpha(1,4^2 + 4,2^2 + 7^2)$$

$$\alpha = \frac{187759,760}{2,8 \cdot 1,4 \cdot (1,4^2 + 4,2^2 + 7^2)} = 698,220$$

maka,

$$= 698,220.7$$

$$= 4887,54 \text{ kN}$$

- Beban Akibat M2 (V_{M2}) = $\alpha \cdot l$

dimana,

$$M1 = s\{l(\alpha \cdot l^2)\}$$

$$157704,66 = 4\{4(\alpha \cdot 4^2)\}$$

$$157704,66 = 4(4\alpha + 64)$$

$$157704,66 = 16\alpha + 256$$

$$16\alpha = \frac{157704,66}{256}$$

$$\alpha = \frac{616,03}{16} = 31,50$$

maka,

$$= 31,50 \cdot 4$$

$$= 154,01 \text{ kN}$$

- Pmax

$$= VP + VM1 + VM2$$

$$= 43292,45 + 4887,54 + 154,01$$

$$= 48334 \text{ kN}$$

Syarat, $P_{max} \leq Q_g = 48334 \text{ kN} < 57538,80 \rightarrow \text{AMAN (OK)}$

4.3.2 Perhitungan Menggunakan Metode Reese & O'Neil

Tabel 4.4 Data Properti Perhitungan Daya Dukung Reese & O'Neil

Depth	N(SPT)	ΔL (m)	Cu (kN/m ²)	α	zi (m)	σ'_{vz} (kN/m ²)	β	Fs kN/m ²	fb kN/m ²	Reese & O'Neil				
										Qs (kN)	Qs' (kN)	Qb (kN)	Qult (kN)	Qall SF = 2,5 (kN)
0 ~ 2	10	2	60	0.85						320.28	320.28	423.90	744.18	297.67
2 ~ 4	42	2	252	0.40						633.02	953.30	1780.38	2733.68	1093.47
4 ~ 6	41	2	246	0.40						617.95	1571.26	1737.99	3309.25	1323.70
6 ~ 8	41	2	246	0.40						617.95	2189.21	1737.99	3927.20	1570.88
8 ~ 10	47	2	282	0.40						708.38	2897.59	1992.33	4889.92	1955.97
10 ~ 12	50	2	300	0.40						753.60	3651.19	2119.50	5770.69	2308.28
12 ~ 14	60	2			13	234	0.62	144.29	3600	453.08	4104.27	2826.00	6930.27	2772.11
14 ~ 16	27	2	162	0.40						406.94	4511.22	1144.53	5655.75	2262.30
16 ~ 18	60	2	360	0.40						904.32	5415.54	2543.40	7958.94	3183.58
18 ~ 20	60	2			19	342	0.43	147.77	3600	463.99	5879.53	2826.00	8705.53	3482.21
20 ~ 22	60	2			21	378	0.38	142.61	3600	447.79	6327.32	2826.00	9153.32	3661.33
22 ~ 24	60	2			23	414	0.33	134.56	3600	422.51	6749.83	2826.00	9575.83	3830.33

24 ~ 26	60	2			25	450	0.28	123.75	3600	388.58	7138.41	2826.00	9964.41	3985.76
26 ~ 28	29	2	174	0.40						437.09	7575.50	1229.31	8804.81	3521.92
28 ~ 30	60	2			29	522	0.18	94.29	3600	296.07	7871.57	2826.00	10697.57	4279.03
30 ~ 32	60	2			31	558	0.14	75.83	3600	238.11	8109.68	2826.00	10935.68	4374.27
32 ~ 34	60	2			33	594	0.09	54.99	3600	172.68	8282.36	2826.00	11108.36	4443.34
34 ~ 36	60	2			35	630	0.05	31.85	3600	100.02	8382.38	2826.00	11208.38	4483.35

a. Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang

1. Efisiensi Kelompok Tiang

Berdasarkan rumus efisiensi kelompok tiang (2.36)

$$Eg = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} [m(n-1) + n(n-1) + (m-1)(n-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 1 - \frac{1}{3,14 \cdot 2,8 \cdot 3 \cdot 6} [3(6-1) + 6(6-1) + (3-1)(6-1)\sqrt{2}]$$

$$Eg = 0,626$$

2. Daya Dukung Kelompok Tiang

Berdasarkan rumus daya dukung kelompok tiang (2.37)

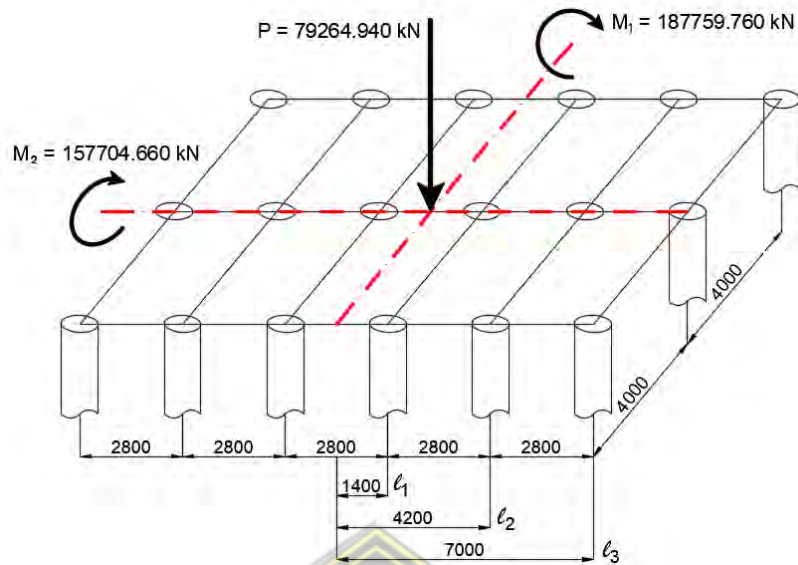
$$Qg = Eg \cdot n \cdot Qall$$

$$Qg = 0,626 \cdot 18 \cdot 4483,35$$

$$Qg = 50518,39 \text{ kN}$$

b. Penyebaran Beban Tiang Bor

Kelompok tiang bor menerima beban maksimal tiap tiang (Pmax) dengan menggunakan tiang bor diameter 1 m dan berjumlah 18 tiang pada tiap kelompok tiang. Berikut perhitungan penyebaran beban pada tiang bor.



- Beban Akibat (V_P) = $\frac{P}{n \cdot m}$
 $= \frac{79264,94}{6 \cdot 3}$
 $= 43292,45 \text{ kN}$

- Beban Akibat M_1 (V_{M_1}) = $\alpha \cdot l_3$
 dimana,
 $M_1 = s\{l_1(\alpha \cdot l_1^2 + \alpha \cdot l_2^2 + \alpha \cdot l_3^2)\}$
 $187759,760 = 2,8\{1,4(\alpha \cdot 1,4^2 + \alpha \cdot 4,2^2 + \alpha \cdot 7^2)\}$
 $187759,760 = 2,8 \cdot 1,4 \cdot \alpha(1,4^2 + 4,2^2 + 7^2)$
 $\alpha = \frac{187759,760}{2,8 \cdot 1,4 \cdot (1,4^2 + 4,2^2 + 7^2)} = 698,220$
 maka,
 $= \alpha \cdot l_3$
 $= 698,220 \cdot 7$
 $= 4887,54 \text{ kN}$

- Beban Akibat M_2 (V_{M_2}) = $\alpha \cdot l$
 dimana,
 $M_1 = s\{l(\alpha \cdot l_2)\}$
 $157704,66 = 4\{4(\alpha \cdot 4^2)\}$
 $157704,66 = 4(4\alpha + 64)$
 $157704,66 = 16\alpha + 256$
 $16\alpha = \frac{157704,66}{256}$

$$\alpha = \frac{616,03}{16} = 31,50$$

maka,

$$= \alpha \cdot l$$

$$= 31,50 \cdot 4$$

$$= 154,01 \text{ kN}$$

- Pmax

$$= V_P + V_{M1} + V_{M2}$$

$$= 43292,45 + 4887,54 + 154,01$$

$$= 48334 \text{ kN}$$

Syarat, $P_{max} \leq Q_g = 48334 \text{ kN} < 50518,39 \text{ kN} \rightarrow \text{AMAN (OK)}$

4.4 Perhitungan Daya Dukung Lateral Tiang Bor Broms

a. Daya Dukung Lateral Tiang Bor Tunggal

Cara grafis :

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2(45 + 30/2) = 3$$

$$\frac{M_y}{d^4 \cdot \gamma \cdot K_p} = \frac{187759,760}{1^4 \cdot 18 \cdot 3} = 3447,032$$

Dari **Gambar 2.10**, dengan interpolasi maka diperoleh nilai :

$$\frac{H_u}{K_p d^3 \gamma} = 413,64$$

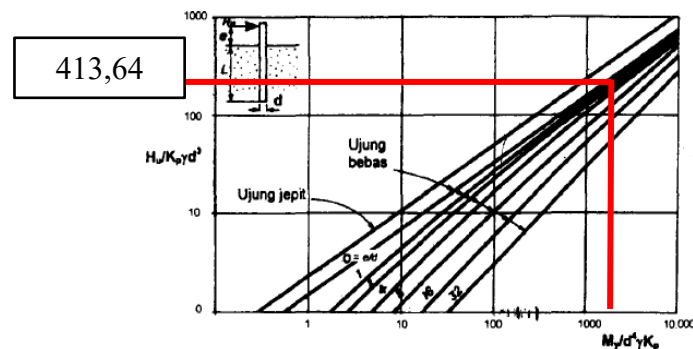
$$H_u = 413,64 \cdot 3 \cdot 1^3 \cdot 18$$

$$= 22336,56 \text{ kN}$$

Diambil angka keamanan $F = 2,5$, maka :

$$H_{ijjin} = \frac{H_u}{F} = \frac{22336,56}{2,5}$$

$$= 8934,624 \text{ kN}$$



Gambar 4.3 Tahanan lateral ultimit pada tanah granuler untuk tiang panjang

b. Daya Dukung Lateral Tiang Bor Kelompok

Berdasarkan rumus (2.43)

1. Faktor Reduksi

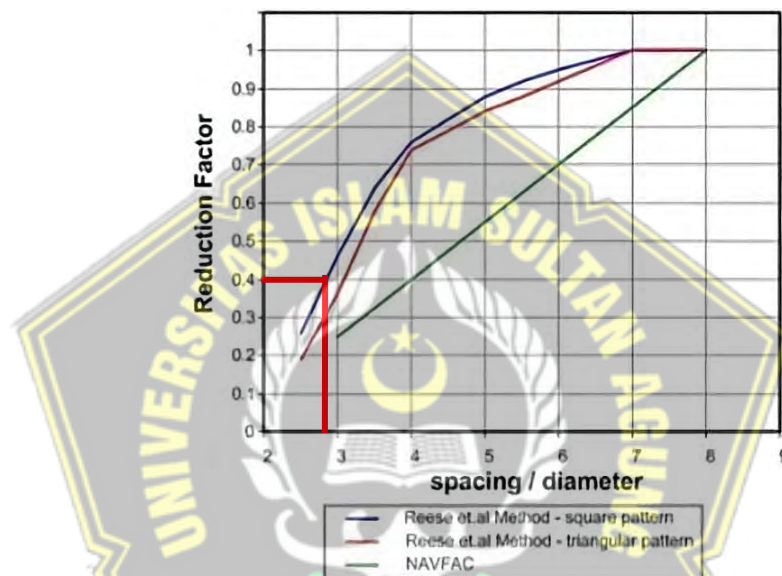
$$\frac{s}{D} = \frac{2,8}{1} = 2,8$$

Sehingga dengan grafik didapat faktor reduksi = 0,4

$$H_g = \text{Faktor reduksi} \cdot n \cdot H_{ijin}$$

$$= 0,4 \cdot 18 \cdot 8934,624$$

$$= 64329,293 \text{ kN}$$



Gambar 4.4 Faktor reduksi

4.5 Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Bor

Penurunan tiang pancang diperhitungkan agar dapat menghindari resiko penurunan berlebih pada pondasi yang akan menyebabkan keruntuhan struktur. Penurunan dapat disebabkan beberapa faktor, salah satunya karena beban berlebih pada struktur yang direncanakan.

4.5.1 Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal

$$E_p = 4700\sqrt{f'c} \quad C_p = 0,06 \text{ , (Tabel 2.17)}$$

$$= 4700\sqrt{30}$$

$$= 25742,960 \text{ Mpa}$$

$$= 25742960 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 0,5$$

$$E_s = 42500 \text{ kN/m}^2 \text{ , (Tabel 2.19)}$$

$$\mu = 0,3 \text{ m , (Tabel 2.18)}$$

$$q_p = 4000 \text{ kN/m}^2$$

a. Menggunakan Hasil Dari Metode Mayerhof

Berikut perhitungan penurunan tiang tunggal, berdasarkan rumus (2.49) s/d (2.53):

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

dimana,

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) L}{A_p \cdot E_p}$$

$$S_s = \frac{(3297,00 + 0,5 \cdot 9468,98) \cdot 36}{0,785 \cdot 25742960}$$

$$S_s = 0,014 \text{ m}$$

sedangkan,

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{D \cdot q_p}$$

$$S_p = \frac{0,06 \cdot 3297,00}{1 \cdot 4000}$$

$$S_p = 0,049 \text{ m}$$

dan,

$$S_{ps} = \left(\frac{Q_p}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - \mu_s^2) \cdot I_{ws}$$

untuk,

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

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{36}{1}}$$

$$I_{ws} = 4,1$$

maka,

$$S_{ps} = \left(\frac{3297,00}{3,14 \cdot 36} \right) \cdot \frac{1}{42500} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 4,1$$

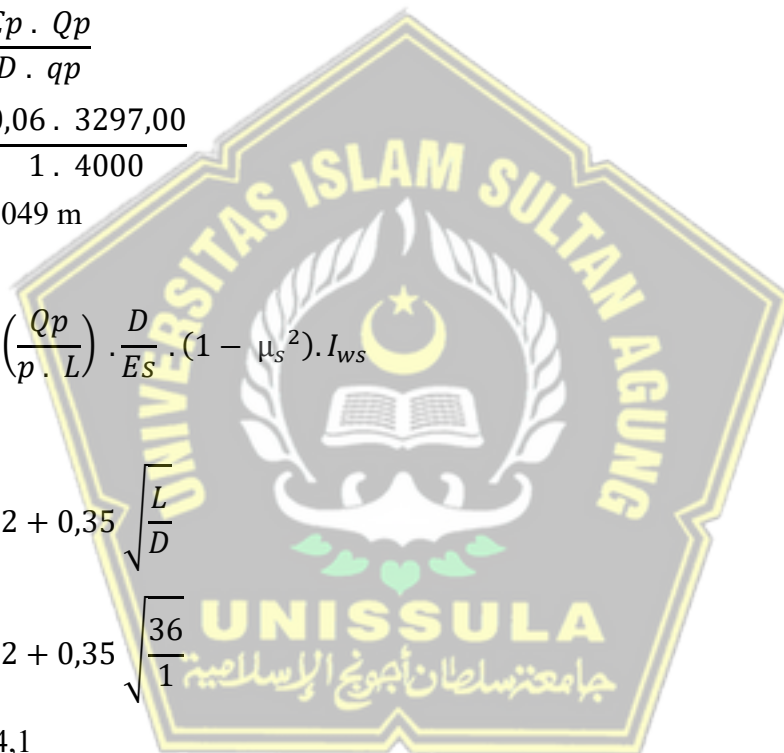
$$S_{ps} = 0,002 \text{ m}$$

sehingga,

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$= 0,013 + 0,049 + 0,002$$

$$= 0,064 \text{ m}$$



b. Menggunakan Hasil Dari Metode Resse & O'Neil

Berikut perhitungan penurunan tiang tunggal, berdasarkan rumus (2.49) s/d (2.53):

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

dimana,

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \cdot Q_s) L}{A_p \cdot E_p}$$

$$S_s = \frac{(2826.00 + 0,5 \cdot 8382.38) \cdot 36}{0,785 \cdot 25742960}$$

$$S_s = 0,013 \text{ m}$$

sedangkan,

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{D \cdot q_p}$$

$$S_p = \frac{0,06 \cdot 2826.00}{1 \cdot 4000}$$

$$S_p = 0,042 \text{ m}$$

dan,

$$S_{ps} = \left(\frac{Q_p}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - \mu_s^2) \cdot I_{ws}$$

untuk,

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

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{36}{1}}$$

$$I_{ws} = 4,1$$

maka,

$$S_{ps} = \left(\frac{2826.00}{3,14 \cdot 36} \right) \cdot \frac{1}{42500} \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 4,1$$

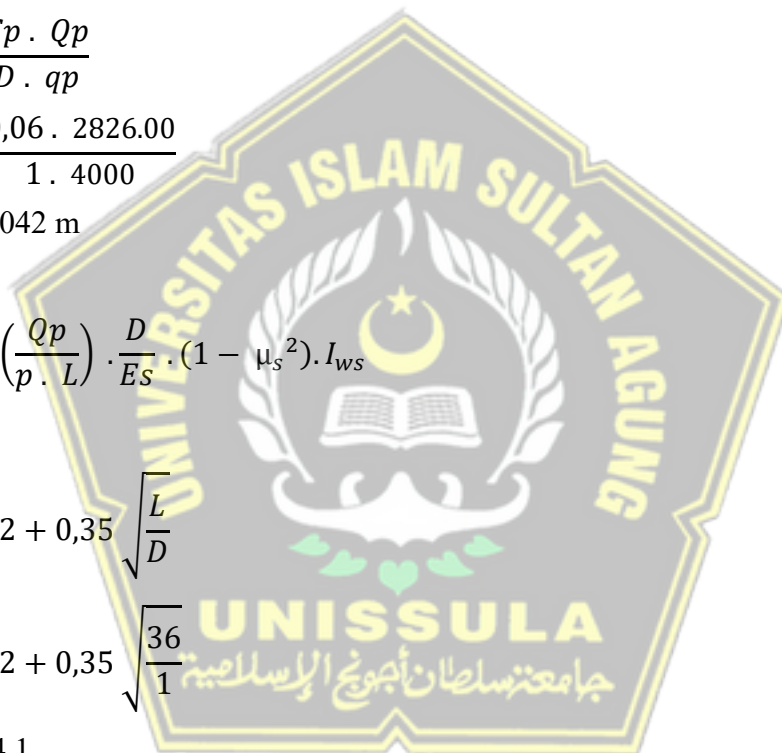
$$S_{ps} = 0,002 \text{ m}$$

sehingga,

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

$$= 0,013 + 0,042 + 0,002$$

$$= 0,057 \text{ m}$$



4.5.2 Perhitungan Penurunan Tiang Kelompok

Penurunan tiang kelompok adalah fenomena yang terjadi ketika beban vertikal dari struktur di atas ditransfer ke tanah melalui sekelompok tiang pondasi. Penurunan ini dipengaruhi oleh beberapa faktor, seperti jumlah, ukuran, dan jarak antara tiang, sifat tanah, dan metode pelaksanaan. Penurunan harus diperhitungkan dan dibatasi untuk menghindari kerusakan struktural.

Teknik Mayerhof reduksi satu kutub digunakan dalam perhitungannya. Rumus pengurangan sekumpulan kutub adalah sebagai berikut (2.54):

$$S_g = S \sqrt{\frac{B}{D}}$$

$$S_g = 0,057 \sqrt{\frac{2,8}{1}}$$

$$S_g = 0,095 \text{ m}$$

4.5.3 Perhitungan Penurunan Tiang Kelompok

Berikut perhitungan penurunan tiang kelompok berdasarkan rumus (2.54):

$$S_{ijin} = 10\% \cdot 1 = 0,1 \text{ m}$$

$$\text{Jadi, } S_g = 0,094 \text{ m} \leq S_{ijin} = 0,1 \text{ m} \rightarrow \text{AMAN (OK)}$$

4.5.4 Perhitungan Menggunakan Program PLAXIS 8.6

Pada laporan ini, PLAXIS digunakan untuk menunjukkan dan menganalisis penurunan pada pondasi tiang pancang setelah perhitungan sebelumnya menggunakan metode perhitungan manual. Panduan e-book PLAXIS (PT. Geocipta Bangun Optima & PT. Geocipta Eka Setia, 2020).

A. Parameter Desain

Tabel 4.5 Parameter Untuk *Silty Clay*

No	Parameter	Simbol	Nilai	Satuan
1	Model material	Model	Mohr-Coulomb	-
2	Perilaku material	Tipe	<i>Undrained</i>	-
3	Modulus <i>Young</i> → (Tabel 2.2)	<i>E</i>	10342.13	kN/m ²
4	<i>Rasio Poisson</i> → (Tabel 2.4)	<i>v</i>	0,30	-
5	Berat volume jenuh → (Tabel 2.8)	γ_{sat}	16	kN/m ³

6	Berat volume tak jenuh	γ	18	kN/m ³
7	Kohesi → (Tabel 2.11)	c	60	kN/m ²
8	Sudut gesek dalam → (Tabel 2.9)	ϕ	20	°
9	Sudut dilatasi	ψ	0,00	°
10	Faktor reduksi <i>interface</i>	R_{inter}	0,50	-

Tabel 4.6 Parameter Untuk *Sandy Silt*

No	Parameter	Simbol	Nilai	Satuan
1	Model material	Model	Mohr-Coulomb	-
2	Perilaku material	Tipe	<i>Undrained</i>	-
3	Modulus <i>Young</i> → (Tabel 2.2)	E	24131.65	kN/m ²
4	<i>Rasio Poisson</i> → (Tabel 2.4)	ν	0,30	-
5	Berat volume jenuh → (Tabel 2.8)	γ_{sat}	18	kN/m ³
6	Berat volume tak jenuh	γ	16	kN/m ³
7	Kohesi → (Tabel 2.11)	c	280	kN/m ²
8	Sudut gesek dalam → (Tabel 2.9)	ϕ	28	°
9	Sudut dilatasi	ψ	0,00	°
10	Faktor reduksi <i>interface</i>	R_{inter}	0,50	-

Tabel 4.7 Parameter Untuk *Silty Sand*

No	Parameter	Simbol	Nilai	Satuan
1	Model material	Model	Mohr-Coulomb	-
2	Perilaku material	Tipe	<i>Drained</i>	-
3	Modulus <i>Young</i> → (Tabel 2.2)	E	42500	kN/m ²
4	<i>Rasio Poisson</i> → (Tabel 2.4)	ν	0,30	-
5	Berat volume jenuh → (Tabel 2.8)	γ_{sat}	19	kN/m ³
6	Berat volume tak jenuh	γ	16	kN/m ³
7	Kohesi → (Tabel 2.11)	c	1	kN/m ²
8	Sudut gesek dalam → (Tabel 2.9)	ϕ	35	°
9	Sudut dilatasi	ψ	5	°
10	Faktor reduksi <i>interface</i>	R_{inter}	0,80	-

Tabel 4.8 Parameter Untuk *Gravelly Sand*

No	Parameter	Simbol	Nilai	Satuan
1	Model material	Model	Mohr-Coulomb	-
2	Perilaku material	Tipe	<i>Drained</i>	-
3	Modulus <i>Young</i> → (Tabel 2.19)	E	82350	kN/m ²
4	<i>Rasio Poisson</i> → (Tabel 2.4)	ν	0,30	-
5	Berat volume jenuh → (Tabel 2.8)	γ_{sat}	22	kN/m ³
6	Berat volume tak jenuh	γ	17	kN/m ³
7	Kohesi → (Tabel 2.11)	c	1	kN/m ²
8	Sudut gesek dalam → (Tabel 2.9)	ϕ	37	°
9	Sudut dilatasi	ψ	7	°
10	Faktor reduksi <i>interface</i>	R_{inter}	0,80	-

Tabel 4.9 Parameter Untuk Tiang Bor

No	Parameter	Simbol	Tiang	Satuan
1	Model material	Model	<i>Plate</i>	-
2	Perilaku material	Tipe	<i>Elastic</i>	-
3	Modulus Elastisitas Tiang	E	25742960,20	kN/m ²
4	Luas Penampang	A	1,12	m ²
5	Momen Inersia Tiang	I	0,0776	m ⁴
6	Kekakuan normal	EA	28868891,08	kN/m
7	Kekakuan lentur	EI	1997536,05	kNm ² /m
8	Berat	w	3,7	kN/m/m
9	<i>Rasio Poisson</i>	ν	0,20	-
10	Berat jenis beton	γ_{beton}	24	kN/m ³
11	Berat jenis tanah	γ_{tanah}	18	kN/m ³

Tabel 4.10 Parameter Untuk *Pile Cap*

No	Parameter	Simbol	Tiang	Satuan
1	Model material	Model	<i>Plate</i>	-
2	Perilaku material	Tipe	<i>Elastic</i>	-
3	Modulus Elastisitas Tiang	E	25742960,20	kN/m ²
4	Luas Penampang	A	32	m ²
5	Momen Inersia Tiang	I	10,67	m ⁴
6	Kekakuan normal	EA	823774726,49	kN/m
7	Kekakuan lentur	EI	274591575,50	kNm ² /m

8	Berat	w	2,67	kN/m/m
9	<i>Rasio Poisson</i>	ν	0,20	-
10	Berat jenis beton	γ_{beton}	24	kN/m ³
11	Berat jenis tanah	γ_{tanah}	18	kN/m ³

B. Langkah Permodelan Dan Hasil Program PLAXIS

Pemodelan dalam PLAXIS 8.6 untuk penurunan tiang kelompok untuk lebih jelasnya berikut tahapan yang harus di lakukan.

1) Pemodelan Untuk Penurunan Tiang Kelompok

Dibawah ini tahapan penginputan untuk penurunan pondasi tiang Kelompok :

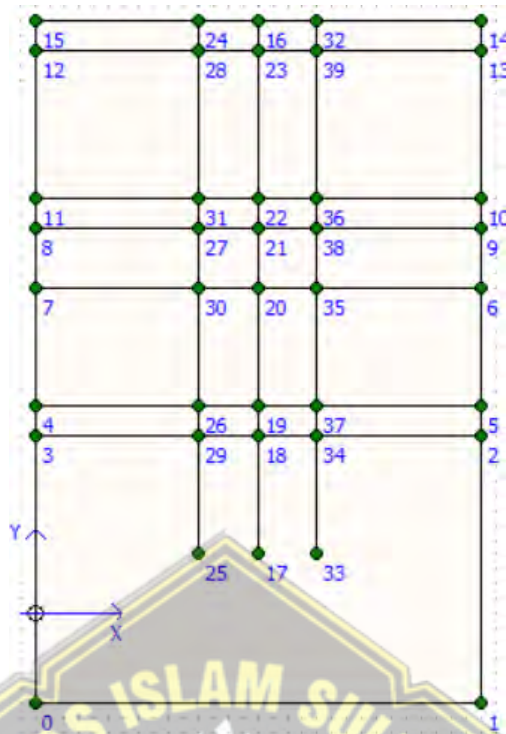
- Langkah awal pada kotak dialog proyek dengan penentuan proyek untuk judul, model, elemen, dan percepatan yang digunakan lalu klik pada kotak dialog dimensi atur satuan, dimensi geometri dan spasi untuk memudahkan menggambar lapisan tanah dengan garis geometri.




Gambar 4.5 Pengaturan Global Proyek 1

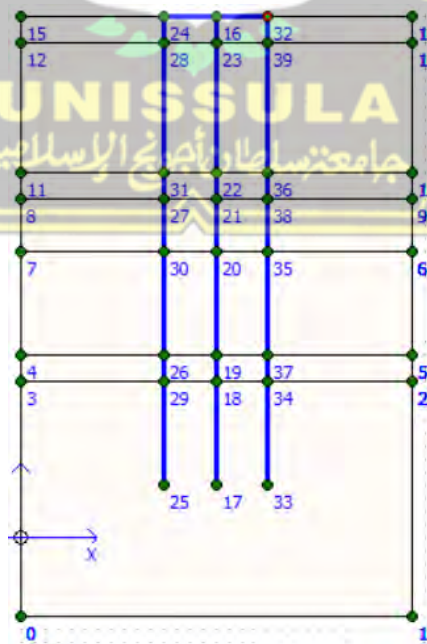


Gambar 4.6 Pengaturan Global Dimensi 1



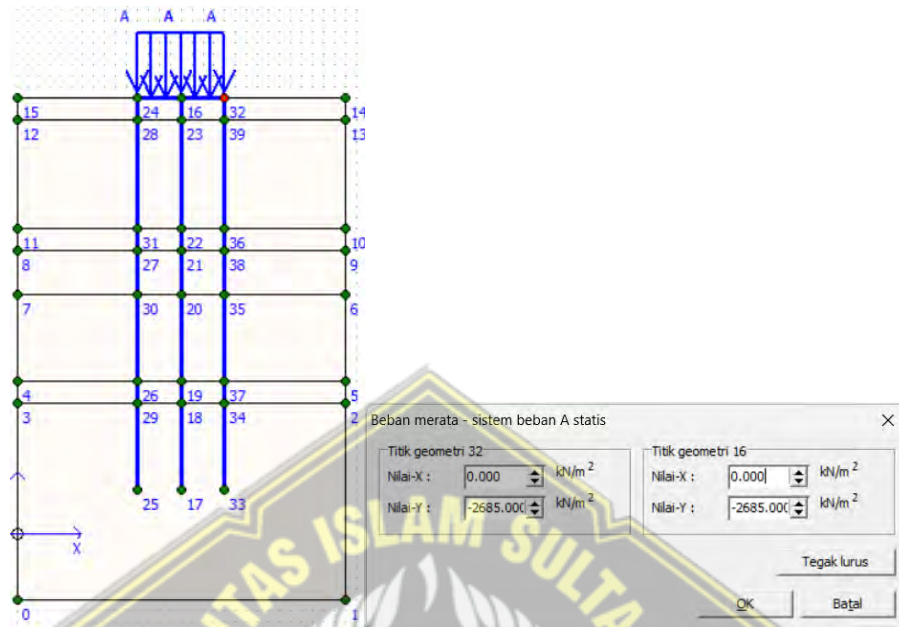
Gambar 4.7 Pemodelan Lapisan Tanah pada P3

- b. Jika pemodelan lapisan tanah dengan garis geometri sudah selesai dilanjutkan penggambaran struktur dengan klik pelat  dan atur. tarik pelat sesuai ukuran pondasi



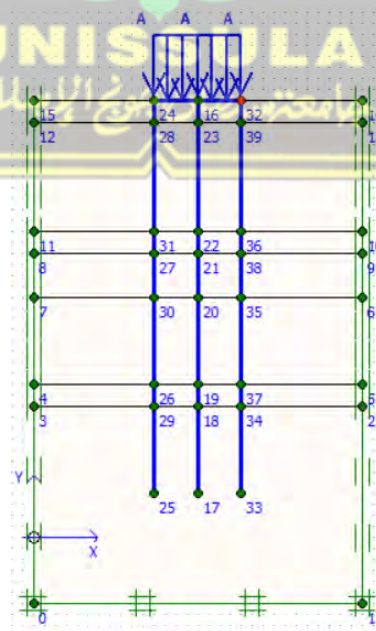
Gambar 4.8 Pemodelan Lapisan Tanah pada Titik P3

- c. Input nilai beban terpusat bangunan dengan klik tombol beban terpusat - sistem beban A statis tempatkan pada pusat beban lalu klik dua kali pada pusat beban untuk menambahkan nilai beban sebesar 2685,2 kN




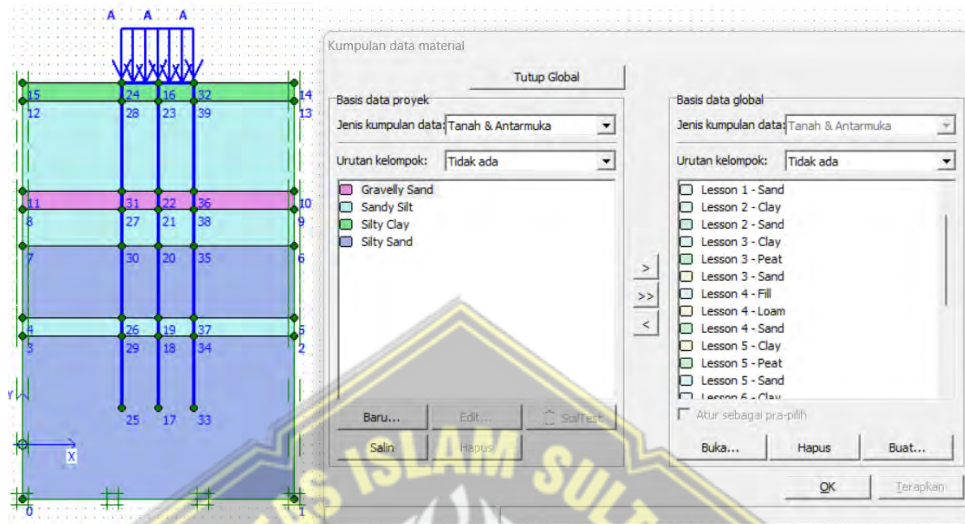
Gambar 4.9 Input Beban Terpusat

- d. Menentukan kondisi batas menggunakan *Standart Fixities* yang akan membentuk tumpuan rol pada bagian dasar dan bagian sisi kanan kiri membentuk jepit.




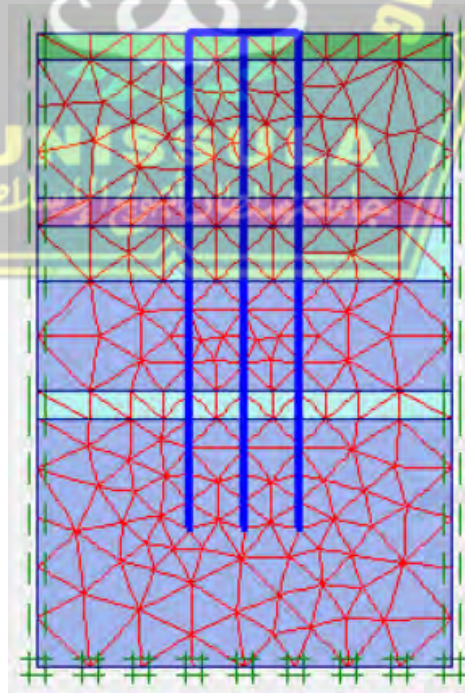
Gambar 4.10 Input Standart Fixities

- e. Tekan tombol material *sets*  untuk input data material tanah dan tiang sesuai dengan parameter yang telah disiapkan kemudian jika material telah terinput semua, *drag* tiap lapisan tanah sesuai dengan penamaan materialnya. Berikut kumpulan material yang digunakan pada proyek ini.



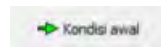

Gambar 4.11 Data Meterial Tiap Lapisan Tiang Kelompok

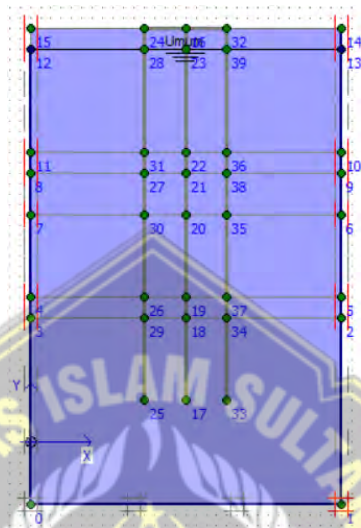
- f. Tampilkan pembagian jaringan elemen dengan klik kotak *generate mesh*  lalu klik perbaharui/update setelah kotak dialog baru muncul






Gambar 4.12 Jaring Elemen yang Tersusun

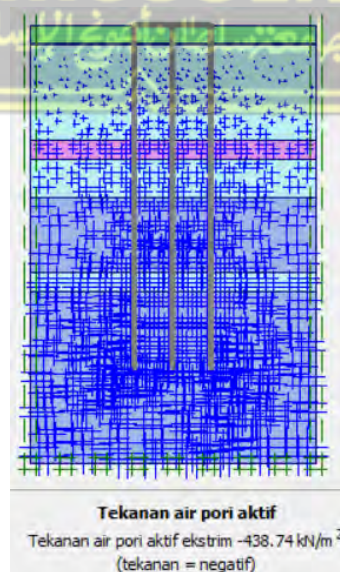
g. Untuk menambahkan muka air tanah klik *initial conditions* input

 γ_{water} 10 kN/m³ lalu gambarkan muka air tanah dengan klik *phreatic level* 

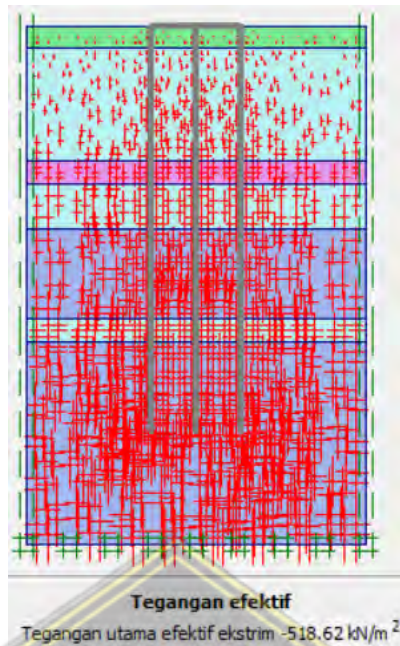


Gambar 4.13 Garis Freatik Tiang Kelompok


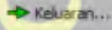
h. Untuk melihat tekanan air pori aktif dengan klik ikon  lalu klik perbaharui jika kotak dialog diagram muncul kemudian klik kotak  dan  untuk ganti mengaktifkan tegangan efektif. Tunggu hingga lalu klik perbaharui.



Gambar 4.14 Tekanan Air Pori Aktif Tiang Kelompok



Gambar 4.15 Tegangan Efektif Tiang Kelompok

- i. Untuk memperhitungkan hasil penurunan, identifikasi perhitungan yang diperlukan kemudian tekan tombol . Jika semua identifikasi sudah tercantang hijau, klik  untuk mendapatkan hasil penurunan.

Plaxis 8.5 Perhitungan - TRIAL TIANG KELOMPOK 4.PLX

Berkas Edit Tampilan Hitung Bantuan

Umum Parameter Pengal Tampilan

Tahap
 Nomor / ID.: 4 Faktor Keamanan
 Mulai dari tahap: 3 - Masukkan Beban

Jenis perhitungan:
 Analisa plastis
 Tingkat lanjut

Informasi perhitungan:
 Kondisi batas yang ditentukan sepenuhnya tercapai

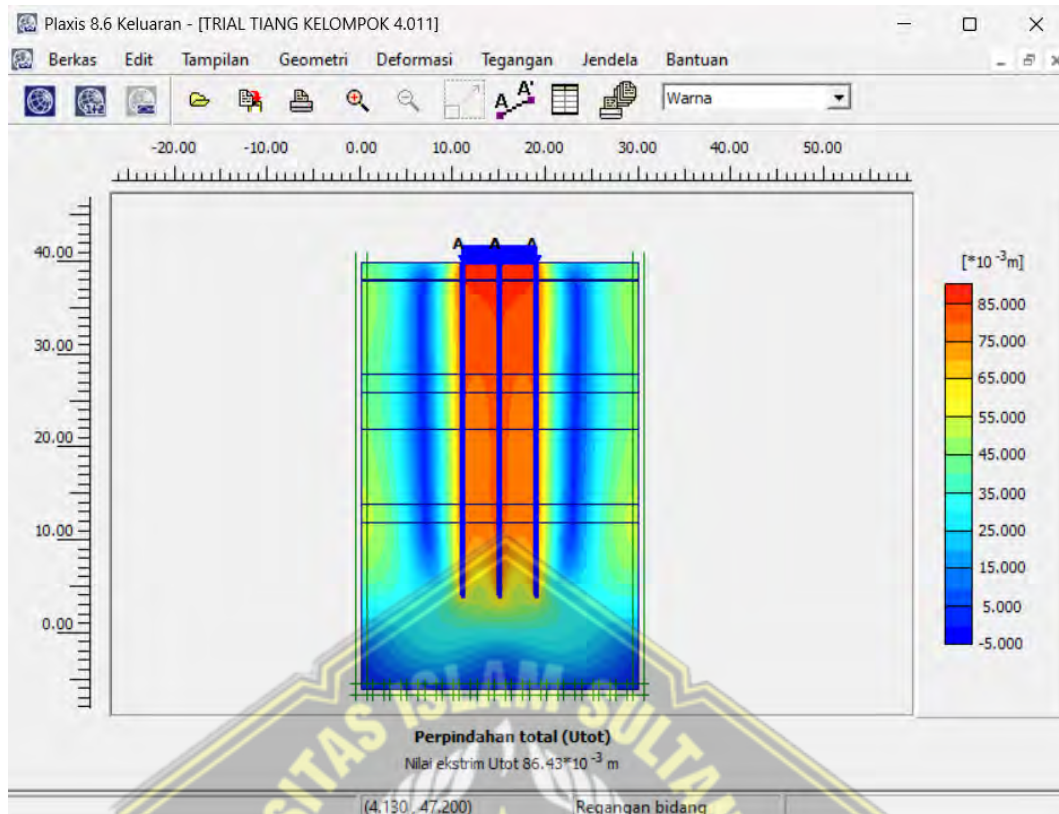
Komentar

Parameter

Berikutnya Sajikan Hapus...

Identifikasi	No. tahap	Mulai dari	Perhitungan	Masukan pembebanan	Waktu	Air	Pertama
Tahap awal	0	0	N/A	N/A	0.00 ...	0	0
✓ Bore Pile	1	0	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0.00 ...	1	1
✓ Pile Cap	2	1	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0.00 ...	2	3
✓ Masukkan Beban	3	2	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0.00 ...	3	5
✓ Faktor Keamanan	4	3	Analisa plastis	Tahapan konstruksi	0.00 ...	3	9

Gambar 4.16 Perhitungan Penurunan Tiang Kelompok dengan Plaxis 8.6



Gambar 4.17 Deformasi Tiang Kelompok

Jadi dari *modelling* program PLAXIS versi 8.6 didapatkan hasil penurunan pondasi tiang kelompok yaitu 0,086 m.

4.6 Rekapitulasi Hasil Perhitungan

Di bawah ini adalah perbandingan perhitungan daya dukung dan penurunan pondasi dengan menggunakan beberapa metodologi yang telah ada, disajikan dalam bentuk tabel di bawah ini :

4.6.1 Hasil Perhitungan Daya Dukung Pondasi

Tabel 4.11 Komparasi Hasil Perhitungan Daya Dukung Pondasi

Metode	Qp (kN)	Qs (kN)	Qult (kN)	Qall (kN)	Qg (kN)
Mayerhoff	3297.00	9468.98	12765.98	5106.39	91363,53
Reese & O'Neil	2826.00	8382.38	11208.38	4483.35	80216,10

Tabel 4.12 Hasil Perhitungan Besaran Nilai Pmax Tiang Bor

Metode	Pmax (kN)
Mayerhoff	48334
Reese & O'Neil	48334

4.6.2 Hasil Perhitungan Daya Dukung Lateral Pondasi

Tabel 4.13 Hasil Perhitungan Daya Dukung Lateral Pondasi

Metode	H _u (kN)	H _{ijin} (kN)	H _g (kN)
Broms	22336,56	8934,624	64329,293

4.6.3 Hasil Perhitungan Penurunan Pondasi

Tabel 4.14 Komparasi Hasil Perhitungan Penurunan Pondasi

Metode	S (m)	S _{ijin} (m)	S _g (m)
Manual, (Metode Vesic)	0,057	0,1	0,095
Plaxis	-	0,1	0,082

4.7 Cek Keamanan Pondasi Tiang Bor Pada Kontruksi Jembatan

Pemeriksaan keamanan pondasi tiang bor pada konstruksi jembatan menjadi tahap penting untuk memastikan keandalan dan keamanan struktural, melibatkan evaluasi cermat terhadap daya dukung, penurunan, dan metode konstruksi untuk menjamin integritas dan kinerja jembatan yang optimal. Berikut pemeriksaan kemandan pada pondasi tiang bor ditinjau dari beberapa perhitungan diantaranya :

1. Ditinjau Dari Perhitungan Daya Dukung Pundasi

Pemeriksaan keamanan pondasi tiang bor pada konstruksi jembatan, dilihat dari aspek perhitungan daya dukung, menjadi suatu proses esensial dalam memastikan ketahanan struktural jembatan. Langkah ini melibatkan evaluasi teliti terhadap perhitungan daya dukung tiang bor untuk memastikan bahwa pondasi tersebut mampu menopang beban jembatan dengan aman dan efisien. Dari perhitungan daya dukung akan di komparasikan dengan hasil test CAPWAP untuk mengetahui keamanannya.

Tabel 4.15 Hasil Daya Dukung Metode Teori Terhadap Hasil CAPWAP

No	CAWAP (kN)	Nilai Qult (kN)		Selisih	Ket
1	10560	Metode Mayerhoff	12765.98	17.28%	Aman
2		Metode Reese & O'Neil	11208.38	5.78%	Aman

2. Ditinjau Dari Perhitungan Persebaran Beban

Pengecekan keamanan pondasi tiang bor pada konstruksi jembatan, yang diperhatikan melalui perhitungan persebaran beban, merupakan langkah krusial untuk menjamin kestabilan dan keamanan struktural jembatan. Proses ini melibatkan analisis cermat terhadap cara persebaran beban di sepanjang pondasi tiang bor guna memastikan bahwa konstruksi dapat menanggung beban dengan merata dan aman.

Tabel 4.16 Hasil Daya Dukung Kelompok Tiang Terhadap Nilai Pmax

No	Pmax (kN)	Nilai Qg (kN)		Selisih	Ket
1	48334	Metode Mayerhoff	57538.80	16.00%	Aman
2		Metode Reese & O'Neil	50518.39	4.32%	Aman

3. Ditinjau Dari Perhitungan Penurunan Pondasi

Pemeriksaan keamanan pondasi tiang bor pada konstruksi jembatan, yang dilihat dari segi perhitungan penurunan pondasi, menjadi langkah penting dalam memastikan stabilitas dan keamanan struktural jembatan. Proses ini melibatkan evaluasi teliti terhadap perhitungan penurunan pondasi tiang bor, dengan tujuan memastikan bahwa penurunan yang terjadi dapat dikelola dengan aman dan sesuai standar teknik yang berlaku.

Tabel 4.17 Hasil Penurunan Kelompok Tiang Terhadap Penurunan Ijin

No	S _{ijin} (m)	Nilai S _g (m)		Selisih	Ket
1	0.1	Manual, (Metode Vesic)	0.095	0.50%	Aman
2		PLAXIS 8.6	0.086	1.40%	Aman

BAB IV

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, analisis metode Mayerhof terhadap daya dukung pondasi tiang bor dan pengendapan telah selesai, rese & o'neil, dan program plaxis 8,6 sebagai berikut.

1. Pembebanan tiang bor pada pembangunan jembatan STA 8+689 di proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo menggunakan program MIDAS CIVIL 2022 didapatkan hasil beban maksimum yang bekerja pada pondasi yaitu beban aksial grup sebesar 79264.940 kN.
2. Nilai daya dukung bor pada pembangunan jembatan STA 8+689 di proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo menggunakan metode *mayerhof* didapatkan hasil daya dukung kelompok (Qg) yang bekerja pada pondasi yaitu 57538.80 kN, sedangkan metode *reese o'neil* didapatkan hasil daya dukung kelompok (Qg) yang bekerja pada pondasi yaitu 50518.39 kN.
3. Penurunan pondasi tiang bor pada pembangunan jembatan STA 8+689 pada proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo, untuk tiang tunggal 0,057 m dan tiang kelompok 0,095 m, sedangkan PLAXIS 8.6 mereduksi tiang kelompok sebesar 0,086 m. Penurunan tersebut aman karena $S < S_{sim}$ ($10\% \times D$), $S < 0,1$.
4. Perbandingan hasil penurunan untuk tiang kelompok secara manual terhadap S_{ijin} sebesar 0,5%, dan perhitungan menggunakan program PLAXIS 8.6 terhadap S_{ijin} sebesar 1,4%.
5. Ditinjau dari nilai keamanan berdasarkan daya dukung pondasi, perhitungan beban merata dan analisa perhitungan penurunan pondasi pada proyek JalanTol Solo-Yogyakarta-NYIA Kulon Progo menunjukkan hasil AMAN dalam pelaksanaan konstruksinya.

5.2 Saran

Tugas Akhir Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Bored Pile Menggunakan Metode Mayerhof, Reese & O'Neil dan Program Plaxis 8.6 (Studi Kasus Proyek Jalan Tol Solo-Yogyakarta Sta 8+689), menghasilkan rekomendasi sebagai berikut .

1. Dengan mempertimbangkan hasil analisis penelitian tentang daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor, disarankan untuk mempertimbangkan desain pondasi yang optimal dengan mempertimbangkan karakteristik tanah di lokasi tersebut. Penggunaan teknologi terbaru dalam konstruksi pondasi, termasuk pemilihan material yang tepat dan teknik pemasangan tiang bor, dapat meningkatkan efisiensi daya dukung dan mengurangi kemungkinan penurunan struktur bangunan.
2. Selain itu, disarankan untuk meningkatkan pemantauan dan pemantauan teratur terhadap kondisi pondasi tiang bor selama dan setelah pembangunan. Pemantauan berkala dapat mengidentifikasi perubahan potensial dalam kondisi tanah dan kinerja pondasi, sehingga dapat dilakukan perbaikan segera jika diperlukan.
3. Penting untuk bekerja sama dengan insinyur struktur dan ahli geoteknik untuk mendapatkan pemahaman yang lebih baik tentang dinamika tanah dan komponen yang memengaruhi daya dukung pondasi tiang bor. Keterlibatan ahli di awal perencanaan dapat membantu mencegah masalah yang mungkin terjadi dan meningkatkan keandalan pondasi dalam jangka panjang.
4. Terakhir, berharap penelitian ini dapat menginformasikan rekomendasi desain di masa depan untuk proyek konstruksi yang sebanding. Dengan demikian, penelitian ini dapat meningkatkan konstruksi berkelanjutan.

DAFTAR PUSTAKA

- Sari, Adelia Permata dan Ardima Miftahul Aini. 2022. Analisa Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Dengan Metode Meyerhof, Aoki & De Alencar Dan Program Plaxis 8.6 (Studi Kasus Gedung Parkir Rs Roemani Semarang). Tugas Akhir Teknik Sipil, Universitas Islam Suktan Agung Semarang.
- Hajar, Ibnu. 2018. Perbandingan Analisa Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Bored Pile Dengan Metode Elemen Hingga Pada Proyek Jalan Fly Over Jamin Ginting. Tugas Akhir Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- Tobing, Diana Lumban. 2019. Analisis daya dukung pondasi bore pile Pada proyek pembangunan gedung wahid Hasyim apartmen medan. Tugas Akhir Teknik Sipil, Universitas Medan Area
- Bowles, Joseph E. 1997. Analisis Dan Desain Pondasi. Jakarta: Erlangga.
- Hardiyatmo, H.C. 1996. Teknik Fondasi 1. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.
- Hardiyatmo, H.C. 2014. Analisis dan Perancangan Fondasi I. Yogyakarta: Gramedia Pustaka Utama.
- Hardiyatmo, H.C. 2015. Analisis dan Perancangan Fondasi II. Yogyakarta: Gramedia Pustaka Utama.
- Hulu, Henri Beteholi. 2015. Analisa Daya Dukung Pondasi Bored Dengan Metode Analisis Proyek Manhattan Mall dan Condominium. Tugas Akhir Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara.
- Jusi, Ulfa. 2015. Analisa Kuat Dukung Pondasi Bored Pile Berdasarkan Data Pengujian Lapangan (Cone Dan N-Standard Penetration Test). Tugas Akhir Teknik Sipil, Sekolah Tinggi Teknologi Pekanbaru.
- Zebua, Erwin Junianto, dkk. 2016. Analisa Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Bor (Bored Pile) Studi Kasus Pembangunan Rumah Sakit Pendidikan Universitas Andalas. Tugas Akhir Teknik Sipil.
- American Standart Test Method. (2010). Annual Book of ASTM Standart, Section Four Construction, Bar Harbor.
- Bowles, J.E. (1997). Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2. Jakarta:Erlangga.

- Bowles, J.E. (1998). Analisis dan Desain Pondasi, Jilid 2 Edisi Keempat, Jakarta: Erlangga.
- Broms, B. B. (1964). Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soil. Soil Mechanics and Foundation Division Proceeding of the American Society of Civil Engineer, 51.
- Das, B. M. (1995). Mekanika Tanah 1. Jakarta: Erlangga.
- Das, B.M. (1999). Principle of Foundation Engineering, 4th Edition, PWS – KENT Publishing Company, Boston.
- Eid, M., dkk. (2018). Numerical Analysis of Large Diameter Bored Pile Installed in Multi Layered Soil: A Case Study of Damietta Port New Grain Silos Project. International Journal of Current Engineering and Technology.
- Fadilah, U. N., dan Tunafiah, H. (2018). Analisa Daya Dukung Pondasi Bored Pile Berdasarkan Data NSPT Menurut Rumus Reese & Wright dan Penurunan. Jurnal IKRA IHT Teknologi, Vol 2, No , November 2018.
- Gultom, C. M. (2019). Perbandingan Analisis Daya Dukung Vertikal Pondasi Bored Pile Berdasarkan Data Pengujian SPT dengan Software Plaxis. Tugas Akhir Mahasiswa USU
- Hardyatmo, H.C. (2010). Teknik Pondasi, jilid 1 dan 2, Penerbit Gramedia, Jakarta.
- Hardyatmo, H.C. (2010). Mekanika Tanah, jilid 1 dan 2, Penerbit Gramedia, Jakarta.
- Harsanto, C., dkk. (2015). “Analisa Daya Dukung Tiang Bor (Bored Pile) pada Struktur Pylon Jembatan Soekarno dengan Plaxis 3D”, Jurnal Ilmiah Media Engineering, Vol.5, No 2, September 2015.
- Surjandari, N. S. (2008). Studi Perbandingan Perhitungan Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang Bor Menggunakan Uji Beban Statik dan Metode Dinamik. Media Teknik Sipil/ Juli 2008/77.
- Arifin, Zainul. 2007. “Komparasi Daya Dukung Aksial Tiang Tunggal Dihitung dengan Beberapa Metode.
- ASTM D1143-81 Standard Test Method for Piles under Static Axial Compressive Load. 1994. Annual Book of ASTM standards (American Society for Testing and Material, 100 Bar Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428), Unites States.

- Bowles, J. E., 1984, *Foundation Analysis and Design*, Terjemahan oleh Pantur Silaban. Jilid II, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Chin Y.K., Tan S.L. and Tan S.B. (1985). "Ultimate Load Tests on Instrumented Bored Piles in Singapore Old Alluvium". Eight Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur.
- Coduto, D. P. 1994. *Foundation Design Principles and Practices*, Prentice Hall International, Inc, New Jersey.
- Darjanto, H., 1996-1997, "Final Report Loading Testing for PMI Pile in Surabaya Barat," Surabaya.
- Das, Braja M., 1985, *Principle of Geotechnical Engineering*, Terjemahan oleh Noor Endah & Indra Surya Mochtar. Jilid I, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Davisson, M.T. 1972. High Capacity Piles, In *Innovations in Foundation Construction*, Soil Mechanics Division, Illinois, ASCE, Chicago, USA, pp.81-112.
- Hary Christiady Hardiyatmo. 2011. "Analisis dan Perancangan Fondasi Edisi Kedua". Gadjah Mada University Yogyakarta.
- Rozeli, Choirus Soleh. (2020). Analysis of the Carrying Capacity of the Pile Foundation Compared to Jacking System and Pile Driving Analyzer (PDA) Test. *IJTI International Journal of Transportation and Infrastructure* EISSN 2597-4769 PISSN 2597-4734, 3(2), 79–98. <https://doi.org/10.29138/ijti.v3i2.1060>
- Santoso, Hinawan Teguh, & Hartono, Juandra. (2020). Analisis Perbandingan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Berdasar Hasil Uji Spt Dan Pengujian Dinamis. *Jurnal Riset Rekayasa Sipil Universitas Sebelas Maret*, 4(1), 31–38.
- Satria, Zoni, Fatnanta, Ferry, & Nugroho, Soewignjo Agus. (2020). Pengaruh Waktu Terhadap Daya Dukung Fondasi Tiang pada Tanah Lunak dengan Variasi Kekasaran. *Jurnal Rekayasa Sipil*, 16(1), 12–24.
- Simanjuntak, Johan Oberlyn, & Suita, Diana. (2017). Analysis of Bearing Capacity Pile Foundation with Using Capwap Software for Testing Pile Driving Analyzer (pda) at Fasel Development Project Parlindungan Ketek Sikara-Kara Mandailing Natal District (north Sumatera). *Journal of Physics: Conference Series*, 930(1), 12010. IOP Publishing.

- Tomlinson, M. J. (1977). Pile design and construction practice. Cement and Concrete Association. London, United Kingdom.
- Vaidya, Ravikiran. (2006). Introduction to high strain dynamic pile testing and reliability studies in Southern India. Proceedings of Indian Geotechnical Conference, Chennai, India, 901–904.
- Wahidmurni, Dr. (n.d.). MP (2017). Pemaparan Metode Penelitian Kuantitatif. Jurnal Manajemen, 7(1), 45–56.
- Yani, Disty Suci Anggi. (2021). Menghitung Daya Dukung Tiang Pancang Pada Gedung Perkantoran Menggunakan Data Spt Dan Sondir Dengan Metode Décourt Quaresma 1982, Mayerhof 1956, Schmertmann 1975 Dan LCPC 1982.
- Hardiyatmo, Hary Christady. (2002). Mekanika Tanah I. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press
- Tjie-Liong, Gouw ChFC . (2017). Pondasi Dalam
- Salsa Puja Bila. (2021). Tutorial Analisis Pondasi Menggunakan V.8 Bahasa Indonesia Detail. Youtube Video, 14:16. 2 April 2021. Dari <https://www.youtube.com/watch?v=BQ-INScX4oQ&t=234s>
- Aco Wahyudi Efendi. (2022). Sesi 3 Perancangan Fondasi Dalam-Dr. Aksan Kawanda. Youtube Video, 1:35:36. 12 Februari 2022. Dari <https://www.youtube.com/watch?v=cS4cm7azp70>
- Art Of Geotechnics. (2021). Workshop #001 Sesi 2 Uji Integrasi Fondasi Dalam. Youtube Video, 2:14:42. 20 Maret 2021. Dari <https://www.youtube.com/watch?v=WLZIyI5gjD0&list=PLWhVOdYiDKAYjLCuQ8n33A6iT3y8jHvdo&index=2>