

TUGAS AKHIR

**ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN
PONDASI KAISSON PADA ABUTMEN BAGIAN
BENTANG 20 M JEMBATAN LEMAH ABANG**

*(ANALYSIS OF CAISSON BEARING CAPACITY AND
SETTLEMENT OF LEMAH ABANG BRIDGE IN
ABUTMENT SECTION 20 M)*

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



**Annisa Ramadhani
14511143**

**PROGRAM STUDI SARJANA TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2019**

TUGAS AKHIR

**ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN
PONDASI KAISSON PADA ABUTMEN BAGIAN
BENTANG 20 M JEMBATAN LEMAH ABANG**

**(ANALYSIS OF CAISSON BEARING CAPACITY AND
SETTLEMENT OF LEMAH ABANG BRIDGE IN
ABUTMENT SECTION 20 M))**

Disusun oleh

ISLAM
Annisa Ramadhani
14511143

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

Diuji pada tanggal : 1 Maret 2019

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing I



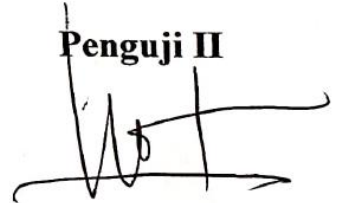
Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D.
NIK: 955110103

Penguji I



Muh. Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng.
NIK: 135111101


Penguji II



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

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

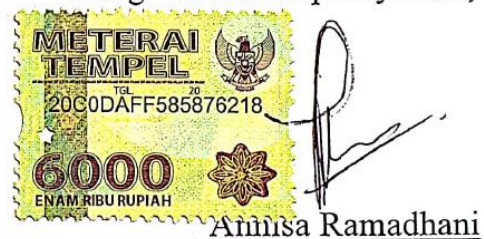
Sri Amini Yuni Astuti
NIK: 885110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIAT

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

Yogyakarta, 30 Januari 2019

Yang membuat pernyataan,

A yellow postage stamp with the text "METERAI TEMPEL" at the top, a Garuda emblem, the serial number "20C0DAFF585876218", the value "6000" and "ENAM RIBU RUPIAH" at the bottom, and a signature over it.

Amisa Ramadhani

(14511143)

Persembahan

Aku bukanlah seorang pujangga yang pandai merangkai kata, namun izinkan aku mengalirkan rasa terdalam dari Amygdala ini dalam secarik ode.

“Untuk Abahku tersayang, laki – laki terbaik di dalam hidupku. Alhamdulillah, anak mu ini telah melewati salah satu fase metamorfosis dalam hidup. Insya Allah kita dipertemukan lagi di Jannah – Nya, Amin Yaa Rabbal Alaamin.”

“Untuk Ibuku sang bidadari tak bersayap, perempuan nomor satu di dunia serta perempuan terkuat dan tersabar yang pernah kutemui seumur hidupku.

Terimakasih atas segala tetes darah dan keringat yang telah dicururkan dari melahirkan ku ke dunia hingga sekarang. Maaf anakmu ini belum bisa membalas semua jerih payah, bahkan seisi dunia pun belum bisa membalas segala hal yang telah tercurah demi hidupku.”

“Untuk kedua Kakakku tercinta, terimakasih atas segala semangat dan motivasi yang selalu mewarnai jalan hidupku. Terimakasih telah berbagi tawa dan tangis bersama, I’m the luckiest girl in the world for having you both!”

“Serta, untuk keluarga kecilku kelak di masa yang akan datang.”

“Worship Allah; join nothing with Him. Be good to your parents, to relatives, to orphans, to the needy, to neighbours near and far, to travellers in need, and to your slaves. God does not like arrogant, boastful people” (Q.S An – Nisa 4 : 36)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada *Allah Subhanahu wa Ta'ala* karena atas berkat dan rahmat – Nya lah penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Kaison pada Abutmen Bagian Bentang 20 M Jembatan Lemah Abang*. Tugas akhir ini adalah salah satu syarat akademik dalam menamatkan studi tingkat sarjana dalam Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Penyusunan tugas akhir memiliki beberapa hambatan dalam pengerjaannya, namun berkat motivasi dan dorongan serta kritik dan saran dari berbagai pihak, akhirnya Tugas Akhir ini dapat terselesaikan. Berkaitan dengan hal tersebut, penulis mengucapkan terimakasih sedalam – dalamnya kepada :

1. Ibu Miftahul Fauziah, S.T, M.T., Ph. D. selaku Dosen Pembimbing I, yang telah memberikan bimbingan, nasehat serta dukungan kepada penulis selama penyusunan Tugas Akhir.
2. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M. Eng. selaku Dosen Pembimbing II yang telah memberikan bimbingan, nasehat serta dukungan kepada penulis selama penyusunan Tugas Akhir.
3. Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T. selaku Ketua Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
4. Bapak Yudi dan Bapak Sugiyana selaku Laboran Laboratorium Mekanika Tanah, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia yang telah memberikan bantuan dan bimbingan dalam pelaksanaan pengujian laboratorium.
5. Keluarga tersayang Ibuk dan Kakak – kakak penulis yang telah banyak berkorban banyak baik moriil, spiritual dan materi hinga selesainya Tugas Akhir ini.

6. Penghuni Kost Putri Wisma Anugrah, Mba Deska, Mba Aprina, Saumik, Kong dan Vera yang selalu member doa dan motivasi dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.
7. Teman – Teman seperjuangan Ekawati, Shafira, Yumna, Ulfa, Syitha, Ojik, Bella dan Eva Tristi yang selalu memberi doa dan motivasi dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.
8. Keluarga Besar Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia Angkatan 2014 yang telah membantu penulis dalam kegiatan akademik dan non akademik.
9. Semua pihak terkait yang belum disebutkan oleh penulis satu persatu.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan dan keterbatasan serta jauh dari sempurna. Penulis berharap semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi kita semua dan dapat memberikan kontribusi dalam bidang ilmu pengetahuan. Semoga Allah selalu memberikan kekuatan dan kemudahan kepada kita semua dalam menjalankan segala sesuatu di jalan-Nya.

Yogyakarta, 30 Januari 2019

Annisa Ramadhani
(14511143)

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Halaman Pengesahan	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
DEDIKASI	iv
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvi
ABSTRAK	xix
<i>ABSTRACT</i>	xx
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	4
1.4 Manfaat Penelitian	4
1.5 Batasan Penelitian	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Penelitian Mengenai Pondasi Dalam	6
2.2 Penelitian Terkait Kapasitas Dukung Pondasi Dalam	7
2.3 Perbedaan Penelitian Terdahulu Terhadap Penelitian Yang Akan Dilakukan Sekarang	9
2.4 Keaslian Penelitian yang Dilakukan	14
BAB III LANDASAN TEORI	
3.1 Perancangan Pondasi Kaison	15
3.1.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal	15

3.1.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	26
3.1.3 Penurunan Pondasi	29
3.2 Pembebanan Jembatan	32
3.3 <i>Plaxis 2D</i>	47
BAB IV METODE PENELITIAN	
4.1 Variabel Penelitian	50
4.2 Teknik Pengumpulan Data	51
4.3 Pelaksanaan Penelitian	51
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	
5.1 Data Jembatan	54
5.1.1 Data Umum	54
5.1.2 Data Konstruksi Bagian Atas	54
5.1.3 Data Konstruksi Bagian Bawah	55
5.2 Pembebanan Jembatan	57
5.2.1 Berat Sendiri (MS)	57
5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)	61
5.2.3 Tekanan Tanah (TA)	62
5.2.4 Beban Lajur “D” (TD)	64
5.2.5 Beban Pejalan Kaki / Pedestrian (PD)	65
5.2.6 Beban Rem (TB)	66
5.2.7 Pengaruh Temperatur (P_{ET})	67
5.2.8 Beban Angin (E_w)	68
5.2.9 Beban Gempa (EQ)	71
5.2.10 Gesekan pada Perletakan (FB)	76
5.2.11 Rekapitulasi Pembebanan	77
5.2.12 Kombinasi Pembebanan Jembatan	77
5.3 Stabilitas Abutment	81
5.3.1 Stabilitas Terhadap Geser	81
5.3.2 Stabilitas Terhadap Guling	82
5.4 Penulangan <i>Abutment</i>	84
5.4.1 Momen pada <i>Abutment</i>	84

5.4.2	Perhitungan tulangan lentur	85
5.4.3	Perhitungan tulangan geser	86
5.5	Data Lapangan dan Laboratorium Properties Tanah	87
5.5.1	Data Lapangan	87
5.5.2	Data Laboratorium	87
5.6	Analisis Kapasitas Dukung Pondasi	89
5.6.1	Kapasitas Dukung Pondasi Tunggal	91
5.6.2	Kapasitas Dukung Pondasi Kelompok	98
5.6.3	Kapasitas Dukung Lateral (Akibat Gempa)	100
5.6.4	Penurunan	101
5.7	Tegangan yang Diampu Pondasi	101
5.8	Permodelan dengan <i>Software Plaxis 2D</i>	106
5.8.1	Permodelan Geometri Struktur	106
5.8.2	<i>Input</i> Data dan Material	109
5.8.3	Analisis Perhitungan	116
5.8.4	<i>Output</i> Analisis	118
5.9	Pembahasan	122
5.9.1	Kapasitas Dukung Pondasi Metode Empiris	122
5.9.2	Kapasitas Dukung dengan <i>Software Plaxis 2D</i>	126
5.9.3	Penurunan yang terjadi	130
5.9.4	Stabilitas Geser dan Guling Abutment	131
5.9.5	Faktor Keamanan (Safety Factor)	133
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		
6.1	Kesimpulan	135
6.2	Saran	136
DAFTAR PUSTAKA		
LAMPIRAN		

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu tentang Kapasitas Dukung Pondasi	10
Tabel 3.1	Gerakan Tiang yang Dibutuhkan agar Tahanan Ujung / Gesek Maksimum	17
Tabel 3.2	Perkiraan Nilai q_d untuk Tiang yang Dicor Ditempat	23
Tabel 3.3	Hubungan Nilai N , Konsistensi, dan Kuat Tekan Bebas (q_u) untuk Tanah Lempung Jenuh	24
Tabel 3.4	Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang	25
Tabel 3.5	Faktor Aman (Reese dan O'Neill, 1989)	26
Tabel 3.6	Faktor Kapasitas Dukung Ujung N_c dan N_q	29
Tabel 3.7	Berat Jenis Komponen Jembatan	33
Tabel 3.8	Jumlah Lajur Lalulintas Rencana	37
Tabel 3.9	Kecepatan Angin Rencana (V_w)	40
Tabel 3.10	Faktor Kepentingan Jembatan	44
Tabel 3.11	Faktor Tipe Bangunan	44
Tabel 5.1	Berat Sendiri Struktur Atas	58
Tabel 5.2	Berat dan Momen yang Terjadi pada <i>Abutment</i>	60
Tabel 5.3	Perhitungan Beban Mati Tambahan	62
Tabel 5.4	Beban dan Momen Akibat Tekanan Tanah	64
Tabel 5.5	Beban dan Momen yang Terjadi Akibat Beban Lajur "D"	65
Tabel 5.6	Beban dan Momen yang Terjadi Akibat Beban Pejalan Kaki	66
Tabel 5.7	Perhitungan Beban Rem Terhadap Jembatan	67
Tabel 5.8	Pengaruh Temperatur Terhadap Jembatan	68
Tabel 5.9	Beban Angin yang Menimpa Samping Jembatan	69
Tabel 5.10	Hasil Perhitungan Beban Angin yang Meniup Kendaraan	70
Tabel 5.11	Beban Angin yang Menimpa <i>Abutment</i>	70
Tabel 5.12	Hasil Transfer Beban Angin ke Lantai Kendaraan	71
Tabel 5.13	Beban Gempa Arah Memanjang (Arah X)	72

Tabel 5.14	Hasil Perhitungan Gaya Gempa	73
Tabel 5.15	Distribusi Beban Gempa pada <i>Abutment</i>	73
Tabel 5.16	Hasil Perhitungan Beban Gempa Arah Melintang (Arah Y)	74
Tabel 5.17	Hasil Perhitungan Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa	75
Tabel 5.18	Hasil Perhitungan Beban Gesekan Perletakan (FB)	76
Tabel 5.19	Rekapitulasi Beban dan Momen pada Jembatan	77
Tabel 5.20	Kombinasi Beban yang Bekerja	78
Tabel 5.21	Kombinasi I Pembebanan Jembatan	79
Tabel 5.22	Kombinasi II Pembebanan Jembatan	79
Tabel 5.23	Kombinasi III Pembebanan Jembatan	80
Tabel 5.24	Kombinasi VI Pembebanan Jembatan	80
Tabel 5.25	Kombinasi V Pembebanan Jembatan	81
Tabel 5.26	Rekapitulasi Stabilitas Abutment Terhadap Guling Arah X	83
Tabel 5.27	Rekapitulasi Stabilitas Abutment Terhadap Guling Arah Y	84
Tabel 5.28	Data Hasil Pengujian <i>Standard Penetration Test (SPT)</i>	87
Tabel 5.29	Data Propertis Tanah	87
Tabel 5.30	Hasil Konversi N <i>SPT</i> ke Kohesi	88
Tabel 5.31	Rekapitulasi Hasil Kapasitas Daya Dukung Pondasi	98
Tabel 5.32	Rekapitulasi Kombinasi Beban	103
Tabel 5.33	Tegangan yang Bekerja Terhadap Pondasi Searah Sumbu X	103
Tabel 5.34	Tegangan yang Bekerja Terhadap Pondasi Searah Sumbu Y	104
Tabel 5.35	Daya Dukung Ijin Aksial Arah X	104
Tabel 5.36	Daya Dukung Ijin Aksial Arah Y	105
Tabel 5.37	Data Lapisan Tanah I	111
Tabel 5.38	Data Lapisan Tanah II	112
Tabel 5.39	Data Lapisan Tanah III	112
Tabel 5.40	Data Lapisan Tanah IV	112
Tabel 5.41	Data Lapisan Tanah V	113

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta Lokasi Proyek	3
Gambar 3.1	Faktor Adhesi Menurut Tomlinson	19
Gambar 3.2	Konstanta Menurut Vijayvergiya & Focht	21
Gambar 3.3	Grafik Faktor Koreksi μ_i dan μ_0	31
Gambar 3.4	Beban “T” yang Bekerja pada Jembatan Raya	34
Gambar 3.5	Grafik Faktor Beban Dinamis	35
Gambar 3.6	Penyebaran Pembebanan Jembatan pada Arah Melintang	36
Gambar 3.7	Peta Wilayah Gempa	41
Gambar 3.8	Respon Spektrum Gempa Wilayah 3	43
Gambar 3.10	Ilustrasi Model <i>Axisymmetric</i> pada <i>Plaxis 2D</i>	48
Gambar 3.11	Ilustrasi Model <i>Plane – Strain</i> pada <i>Plaxis 2D</i>	48
Gambar 4.1	Bagan Alir Pelaksanaan Penelitian	53
Gambar 5.1	Autmen 2 Jembatan Lemah Abang	55
Gambar 5.2	Potongan Memanjang Rencana Jembatan Lemah Abang	56
Gambar 5.3	Pembebanan Sendiri Struktur Atas (P_{MS})	57
Gambar 5.4	Pembebanan Struktur Bawah	59
Gambar 5.5	Pembebanan Struktur Bawah (<i>Wing wall</i>)	59
Gambar 5.6	Beban Mati Tambahan (MA)	61
Gambar 5.7	Pembebanan Akibat Tekanan Tanah	61
Gambar 5.8	Pembebanan Beban Lajur “D” (TD)	65
Gambar 5.9	Pembebanan Pedestrian / Pejalan Kaki	66
Gambar 5.10	Pembebanan Terhadap Gaya Rem (P_{TB})	68
Gambar 5.11	Pembebanan Akibat Pengaruh Temperatur	68
Gambar 5.12	Pembebanan Jembatan Akibat Angin yang Meniup Samping Kendaraan	69
Gambar 5.13	Transfer Beban Angin ke Lantai Kendaraan	71
Gambar 5.14	Beban Akibat Tekanan Tanah Dinamis	75
Gambar 5.15	Beban Akibat Gesekan Perletakan	76
Gambar 5.16	Korelasi N SPT dan Kohesi	88

Gambar 5.17	Skema Kedalaman dan Dimensi Pondasi	89
Gambar 5.18	Skema Kapasitas Dukung Pondasi (Q_b dan Q_s)	89
Gambar 5.19	Hasil Faktor Adhesi yang Digunakan	93
Gambar 5.20	Hasil Faktor λ yang Digunakan	94
Gambar 5.21	Skema Lapisan Tanah (Analisis Metode λ)	95
Gambar 5.22	Pondasi Kelompok	102
Gambar 5.23	Konversi Pondasi Eksisting ke Dua Dimensi	107
Gambar 5.24	Geometri Struktur dan Lapisan tanah	109
Gambar 5.26	Hasil <i>Generate Meshing</i> pada Struktur Pondasi	114
Gambar 5.27	<i>Initial Condition</i> dan Posisi Muka Air Tanah	115
Gambar 5.28	Hasil Tekanan Air Pori (<i>Generate Water Pressure</i>)	115
Gambar 5.29	Hasil Tegangan Awal pada Lapisan Tanah	116
Gambar 5.30	Pemilihan Titik Kurva	118
Gambar 5.31	Hasil Kalkulasi Safety Factor Phase $\Sigma - M_{sf}$	118
Gambar 5.32	<i>Axial Forces</i>	119
Gambar 5.33	Hasil Analisis pada <i>Phase</i> Pemasangan Pondasi	120
Gambar 5.34	Hasil Analisis pada <i>Phase</i> Pemasangan <i>Pilecap</i>	120
Gambar 5.35	Hasil Analisis pada <i>Phase</i> Pembebanan Pondasi	121
Gambar 5.36	Hasil Analisis pada <i>Phase</i> Faktor Aman atau <i>Safety Factor</i>	121
Gambar 5.37	Hasil Analisis Kapasitas Dukung Ujung (<i>End Bearing</i>)	123
Gambar 5.38	Hasil Analisis Kapasitas Dukung Selimut (<i>Friction</i>)	124
Gambar 5.39	Tegangan Maksimum Arah X	125
Gambar 5.40	Tegangan Minimum Arah X	126
Gambar 5.41	Tegangan Maksimum Arah Y	126
Gambar 5.42	Tegangan Minimum Arah Y	127
Gambar 5.43	Tegangan Ijin Arah X dan Arah Y	127
Gambar 5.44	Perbandingan Kapasitas Dukung Ijin dengan Metode Empiris dan Software Plaxis 2D	129
Gambar 5.45	Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok dengan Metode Empiris dan Software Plaxis 2D	129

Gambar 5.46 Perbandingan Hasil Penurunan Pondasi dengan Metode Vesic dan Software Plaxis 2D	128
Gambar 5.47 Hasil <i>Safety Factor</i> Stabilitas Guling Arah X	132
Gambar 5.48 Hasil <i>Safety Factor</i> Stabilitas Guling Arah Y	133
Gambar 5.46 Nilai SF dari Metode Reese dan O'Neil dan Software Plaxis 2D	134

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 Data Administrasi Tugas Akhir
- Lampiran 2 Data Teknis Proyek
- Lampiran 3 Pengujian Laboratorium Propertis dan Parameter Tanah

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

SF	= Faktor Aman / <i>Safety Factor</i>
D_f	= Kedalaman Pondasi
B	= Lebar Pondasi
PDA	= <i>Pile Driving Analysis</i>
SPT	= <i>Standard Penetration Test</i>
Q_u	= Kapasitas Dukung Ultimit
Q_b	= Tahanan ujung ultimit
μ	= Faktor koreksi, dengan $\mu = 0,8$ jika $d < 1 \text{ m}$, dan $\mu = 0,75$ jika $d > 1 \text{ m}$
A_b	= Luas penampang ujung bawah tiang
N_c	= Faktor kapasitas dukung
C_b	= Kohesi tanah di bawah ujung tiang pada kondisi (<i>undrained</i>)
Q_s	= Tahanan gesek dinding ultimit
C_u	= Kohesi rata – rata pada kondisi tak terdrainase di sepanjang tiang
A_s	= Luas selimut tiang
a_d	= faktor adhesi (nilainya diantara 0,35 – 0,45)
W_s	= Berat tubuh kaison
W_b	= Berat ujung kaison (bila ada pembesaran ujung)
K_d	= Koefisien tekanan tanah lateral
δ	= ϕ_d = sudut gesek antara tanah dan dinding
p_o	= tekanan vertikal efektif rata – rata di sepanjang tiang

q_d	= Unit tahanan ujung
P	= Keliling tiang
L_i	=Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang
f_i	= Besar gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m ²)
P	= Beban total
Q_A	= Kapasitas dukung ijin pondasi
E_g	= Efisiensi kelompok tiang \
m	= Jumlah baris pondasi
n	= Jumlah pondasi dalam satu baris
Θ	= Arc tg d/s ($^\circ$)
d	= Diameter
Q_g	= Kapasitas ultimit kelompok (ton)
B	= Lebar kelompok tiang (m)
D	= Kedalaman tiang dibawah permukaan tanah (m)
L	= Panjang Kelompok Tiang (m)
N_c	= Faktor kapasitas dukung
S_i	= Penurunan segera
E_s	= Modulus elastisitas tanah (Tabel 3.8)
q	= Tekanan netto pondasi
S_g	= Penurunan pondasi kelompok tiang
B_g	= Lebar kelompok tiang

q_c	= nilai konus rata – rata kedalaman B_g
C_w	= koefisien seret
V_w	= kecepatan angin rencana
A_b	= luas koefisien bagian samping jembatan
R_m	= beban rem
M_n	= momen yang ditimbulkan akibat gaya rem
T_{EQ}	= Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (ton)
K_h	= Koefisien beban gempa horisontal
C	= Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar dan kondisi tanah
I	= Faktor kepentingan
S	= Faktor tipe bangunan
W_T	= Berat total bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa
K_a	= Koefisien tekanan tanah aktif
ϕ	= Sudut geser dalam
P_a	= Tekanan tanah aktif
γ	= Berat jenis tanah urug
L_y	= panjang melintang pada <i>abutment</i>
H	= Tinggi <i>abutment</i>
K_p	= Koefisien tekanan tanah pasif
P_p	= Tekanan tanah pasif
P_q	= Tekanan tanah akibat beban lalu lintas
Q	= Beban lalu lintas

ABSTRAK

Pemilihan jenis pondasi serta analisis daya dukungnya harus dilakukan dengan teliti dan cermat terutama pada daerah yang rawan terhadap gempa bumi. Hal ini dikarenakan kekuatan pondasi sebagai pendukung struktur atas sangat mempengaruhi kekuatan berdirinya suatu bangunan, sehingga diperlukan analisis mengenai kekuatan atau kapasitas dukung pondasi dalam menopang beban di atasnya serta memperkirakan penurunan (*settlement*) yang terjadi. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui besarnya kapasitas dukung dari berbagai metode serta penurunan yang terjadi akibat pembebanan dari struktur atas.

Metode yang digunakan yaitu metode antara lain Skempton, Cooke dan Whitaker, Meyerhoff, Metode α , Metode λ dan Metode β . Selain itu digunakan pula metode elemen hingga (*Finite Element Method*) yaitu *Software Plaxis 2D V.8.6* sebagai alat bantu hitung dan permodelan, sehingga nantinya hasil analisis dapat dibandingkan dengan metode empiris ataupun non empiris. Objek penelitian adalah Jembatan Lemah Abang yang terletak di Perbatasan Kabupaten Sleman dan Kabupaten Gunungkidul, Provinsi Yogyakarta dengan pondasi kaison atau sumuran sebagai struktur bawahnya.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa kapasitas dukung (Q_u) yang dianalisis dengan berbagai metode tersebut memenuhi syarat, antara lain : Metode Cooke dan Whitaker sebesar 2695,063 kN; Metode Skempton sebesar 1693,701 kN; Metode Meyerhoff sebesar 1415,103 kN; Metode α sebesar 632,374 kN; Metode λ sebesar 1663,359 kN; Metode β 1579,751 kN serta metode lapangan sebesar 20570,876 kN. Berdasarkan hasil penelitian tersebut diambil hasil Q_u minimum Metode Meyerhoff dan Metode β . Penurunan yang terjadi dengan metode empiris sebesar 2,5075 cm dan penurunan dengan *Software Plaxis 2D* sebesar 4,62 cm. Berdasarkan hasil tersebut perlu dilakukan analisis lanjutan menggunakan metode – metode empiris yang lain ataupun *software* lainnya, agar didapatkan hasil yang bervariasi pula.

Kata Kunci : Pondasi Kaison, Kapasitas Dukung, *Plaxis 2D V.8.6*

ABSTRACT

Selection of the type of support foundation should be taken accurately because the strength of the foundation as a support for the upper structure greatly influences the strength of building. Wherefore, analysis of foundation carrying capacity and settlement are indispensable. This research aims to determine support capacity by applying various methods and the value of settlement that occurs due to loading from upper structures.

This research utilizes method, such as Skempton Method, Cooke dan Whitaker Method, Meyerhoff Method, α Method, λ Method and β Method. Its also employes Finite Element Method, namely Software Plaxis 2D V.8.6 as calculation and modelling tools, final results of the analysis could be compared with empirical and non-empirical methods. The object of this is Lemah Abang Bridge that located in Sleman Regency and Gunungkidul Regency frontier, Yogyakarta Province, with Well – Foundation or Caisson foundation as the lower structure.

The results show that the support capacity meets the requirements, such as : Skempton Method is 1693,701 kN; Cooke dan Whitaker Method 2695,063 kN; Meyerhoff Method is 2695,063 kN; α Method is 632,374 kN; λ Method is 1663,359 kN; β Method is 1579,751 kN and field data is sebesar 20570,876 kN. According to the research, the minimum value of Q_u are obtained by using Meyerhoff Method and β Method. Furthermore, The value of settlement with empirical method is 2,5075 cm and the settlement with Software Plaxis 2D is 4,62 cm. Based on the results, further analysis are needed by using another empirical methods or other softwares, to get various results.

Keywords : *Caisson foundation, Support Capacity, Plaxis 2D V.8.6*

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sebagai salah satu prasarana transportasi jembatan menjadi akses bagi masyarakat untuk memenuhi kebutuhan barang dan jasa sehari-hari, serta meningkatkan kehidupan sosial ekonomi. Selain itu jembatan juga menjadi akses terhadap informasi, pasar, dan jasa masyarakat dan lokasi tertentu, serta peluang-peluang baru kesemuanya merupakan kebutuhan yang penting dalam proses pembangunan. Jembatan adalah suatu konstruksi yang gunanya untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan misalnya sungai, jurang, jalan dan lain sebagainya yang memisahkan dua titik bersebrangan. Jembatan yang merupakan bagian dari jalan, sangat diperlukan dalam sistem jaringan transportasi darat yang akan menunjang pembangunan pada daerah tersebut. Jembatan adalah suatu bangunan yang memungkinkan suatu jalan menyilang sungai/saluran air, lembah atau menyilang jalan lain yang tidak sama tinggi permukaannya. Dalam perencanaan dan perancangan jembatan sebaiknya mempertimbangkan fungsi kebutuhan transportasi, persyaratan teknis dan estetika-arsitektural yang meliputi : aspek lalu lintas, aspek teknis, aspek estetika (Supriyadi dan Muntohar, 2007).

Seiring dengan berkembangnya zaman dan teknologi yang semakin canggih, struktur jembatan sendiri telah mengalami banyak kemajuan. Kini, jembatan tidak hanya sekedar menghubungkan dua titik bersebrangan yang berbeda, namun sudah dapat menghubungkan antar pulau hingga negara. Semakin panjang bentang jembatan, maka semakin rumit pula pekerjaan – pekerjaan yang harus dilakukan. Di sisi lain, kondisi lapangan yang kurang mendukung serta akses menuju jembatan yang sulit di jangkau, menjadi kendala tambahan dalam pembangunan struktur jembatan. Untuk menjawab tantangan – tantangan tersebut, seorang insinyur teknik sipil harus ikut beradaptasi dengan perkembangan zaman dan teknologi yang ada, serta dapat mengantisipasi kemungkinan – kemungkinan terburuk yang dapat terjadi.

Berdasarkan bagiannya, jembatan terdiri atas tiga bagian, pertama struktur atas (*superstructures*) yang merupakan bagian yang menerima beban langsung meliputi beban mati (*dead load*) dan beban hidup (*live load*). Kedua, adalah struktur bawah (*substructures*) yang berfungsi memikul seluruh beban struktur atas dan beban lain yang ditimbulkan oleh tekanan tanah, aliran air dan hanyutan, gesekan serta tumbukan pada tumpuan lalu diteruskan menuju pondasi. Ketiga adalah pondasi yang berfungsi meneurskan seluruh beban jembatan ke tanah dasar. Perencanaan pondasi untuk jembatan didasarkan beberapa faktor misalnya jenis tanah, besarnya beban yang didukung, kondisi daerah sekitar, akses ke lapangan dan lain sebagainya. Lazimnya pondasi yang digunakan pada struktur jembatan adalah pondasi dalam.

Sebagai pendukung struktur atas (*superstructures*), maka pemilihan jenis pondasi serta analisis daya dukungnya harus dilakukan dengan teliti dan cermat. Hal ini dikarenakan kekuatan pondasi sebagai pendukung struktur atas sangat mempengaruhi kekuatan berdirinya suatu bangunan. Tak terkecuali pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang dengan pendukung struktur atasnya berupa pondasi Kaison.

Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang merupakan proyek jalan sepanjang 3 km yang menghubungkan antara Kabupaten Sleman dan Kabupaten Wonosari, memiliki bentang jembatan sebesar 90 km. Proyek ini terletak di perbatasan Desa Gayamharjo, Prambanan, Sleman dengan Desa Ngoro – oro, Gunungkidul, Wonosari. Tujuan Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang adalah sebagai berikut :

1. meningkatkan sistem jaringan jalan serta pelayanan terhadap lalulintas dan mengurai kepadatan lalu lintas yang terjadi di wilayah Piyungan-Patuk,
2. memperlancar sarana transportasi barang dan jasa agar lebih optimal serta memberikan kenyamanan dan keselamatan bagi pengguna jalan,
3. menghubungkan objek – objek wisata di kawasan Kabupaten Sleman dan Gunung Kidul,
4. memacu peningkatan pertumbuhan ekonomi di sektor pariwisata di wilayah Kabupaten Sleman dan Gunung Kidul.

Pada perencanaan dan desain Jalan dan Jembatan Lemah Abang ini dilakukan oleh PT. Cipta Ekapurna Engineering Consultant, dengan kontraktor pelaksanaanya adalah PT. Aneka Dharma Persada. Untuk konsultan pengawas di percayakan kepada PT. Tri Patra Konsultan yang melakukan *joint operation* (JO) dengan PT. Wastu Anopama. Berikut ini adalah peta lokasi proyek yang dapat dilihat pada Gambar 1.1 di bawah ini.



Gambar 1.1 Peta Lokasi Proyek

(sumber : Rencana Mutu Kontrak Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang)

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dalam penelitian Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Kaison dengan *Plaxis 2D* Pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang sebagai berikut.

1. Bagaimana kapasitas dukung pondasi Kaison pada struktur Jembatan Lemah Abang menggunakan metode empiris terhadap beban gempa?
2. Bagaimana kapasitas dukung pondasi Kaison pada struktur Jembatan Lemah Abang menggunakan *Software Plaxis 2D* sebagai alat bantu hitung dengan beban gempa?

3. Bagaimana penurunan pondasi Kaison pada struktur Jembatan Lemah Abang baik menggunakan metode empiris maupun non empiris menggunakan *Software Plaxis 2D* sebagai alat bantu hitung dengan beban gempa?
4. Bagaimana stabilitas geser dan guling arah x maupun arah y pada abutment Jembatan Lemah Abang abutment Bentang 20 m?
5. Bagaimana faktor aman (*safety factor*) pondasi Kaison dalam menerima beban horizontal dan vertikal serta pengaruhnya terhadap Struktur Jembatan Lemah Abang?

1.3 Tujuan Penelitian

Berikut ini adalah tujuan penelitian dari penelitian Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Kaison dengan *Plaxis 2D* Pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui kapasitas dukung pondasi Kaison pada struktur Jembatan Lemah Abang menggunakan metode empiris dengan beban gempa.
2. Mengetahui kapasitas dukung pondasi Kaison pada struktur Jembatan Lemah Abang menggunakan metode permodelan dengan *Software Plaxis 2D* dengan beban gempa.
3. Mengetahui penurunan pondasi Kaison pada struktur Jembatan Lemah Abang baik menggunakan metode empiris maupun non empiris menggunakan *Software Plaxis 2D* sebagai alat bantu hitung dengan beban gempa.
4. Mengetahui stabilitas geser dan guling arah x maupun arah y pada abutment Jembatan Lemah Abang abutment Bentang 20 m.
5. Mengontrol faktor aman atau *safety factor (SF)* pondasi Kaison dalam menerima beban horizontal dan vertikal serta pengaruhnya terhadap Struktur Jembatan Lemah Abang.

1.4 Batasan Penelitian

Batasan penelitian dari penelitian Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Kaison dengan *Plaxis 2D* Pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang adalah sebagai berikut.

1. Data Geoteknik yang digunakan adalah hasil dari penyelidikan tanah pada lokasi Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang.
2. Penelitian hanya dilakukan pada salah satu abutmen yaitu abutmen 2 pada pendekat 2 (P2) arah Sleman.
3. Data lalu lintas yang digunakan adalah data perhitungan arah lalu lintas Piyungan – Gunung Kidul dan arah lalu lintas Gunung Kidul – Piyungan tahun 2015.
4. Perhitungan gaya gempa yang digunakan adalah pendekatan statik ekuivalen (*static equivalent*) untuk pembebanan jembatan.
5. Peraturan pembebanan pada jembatan menggunakan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (PPTJ) 1992 dan Standar Pembebanan Untuk Jembatan (RSNI T-2-2005).

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat – manfaat yang diperoleh dari penelitian Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Kaison dengan *Plaxis 2D* Pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui kapasitas daya dukung pondasi Kaison pada struktur Jembatan Lemah Abang menggunakan metode empiris baik dengan beban gempa
2. Mengetahui kapasitas daya dukung pondasi Kaison pada struktur Jembatan Lemah Abang menggunakan metode permodelan dengan *Software Plaxis 2D* dengan beban gempa atau tanpa beban gempa.
3. Mengetahui penurunan yang terjadi dan pengaruhnya terhadap Struktur Jembatan Lemah Abang.
4. Mengetahui stabilitas terhadap guling baik arah x maupun arah y pada abutmen, serta stabilitas geser terhadap abutmen pada struktur bawah jembatan Lemah Abang.
5. Mengontrol aman tidaknya pondasi Kaison dalam menerima beban horizontal dan vertikal.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Penelitian ini akan dilakukan dengan mengacu pada hasil – hasil penelitian yang telah dilakukan sebelumnya dan memiliki keterkaitan dengan analisis kapasitas dukung pondasi dalam serta penurunan pondasi dalam, sehingga dari penelitian – penelitian tersebut dapat menjadi pertimbangan dan masukan dalam penelitian ini. Di sisi lain, penelitian – penelitian tersebut tidak memiliki kesamaan dengan penelitian yang akan dilakukan kali ini.

2.1 Penelitian Mengenai Pondasi Dalam

Menurut Sinaga (2014), pondasi dalam adalah bagian struktur bawah dari suatu konstruksi bangunan yang berfungsi untuk meneruskan beban dari struktur atas ke lapisan tanah keras yang relatif jauh dari permukaan tanah. Suatu pondasi dapat dikatakan sebagai pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman (D_f) dengan lebar dari pondasi lebih dari sepuluh ($D_f/B \geq 10$).

Lapis dkk. (2013) melakukan penelitian tentang kestabilan pondasi Jembatan Essang di Desa Lalue Kabupaten Talaud, Sulawesi Utara. Metode yang digunakan dalam penelitian ini adalah pendekatan *Indian Road Congress (IRC 78/1983) Road Bridges Foundation and Sub Structures*. Hasil analisis dari penelitian ini adalah kestabilan terhadap *abutment* yang dapat menahan gaya geser, guling yang terhadap struktur, namun daya dukung tanah tidak memiliki struktur di atasnya sehingga dibutuhkan pondasi. Didapat pondasi kaisan dengan diameter 4,0 m ; 4,5 m dan 5,0 m yang dapat menahan gaya – gaya tersebut.

Muchtar (2006) mendesain ulang (*redesign*) struktur pondasi tiang pancang pada Stadion Wilis Madiun yang memiliki tribun dengan kapasitas besar. Didapat pondasi yang digunakan berupa pondasi pancang dengan dimensi 0,2 m x 0,2 m dengan kedalaman tanah 14 m dari muka tanah. Digunakan beton K 300 dengan 30 grup *pile*, setiap *pile* – nya terdiri dari 4 pondasi pancang.

Aspar (2010), melakukan analisis terhadap terowongan layang (*Submerge Floating Tunnel*) dalam laut sebagai prasarana transportasi yang meliputi analisis kestabilan struktur bawah, penentuan tipe pondasi yang digunakan dan dimensinya, untuk mengikat struktur atas berupa terowongan melayang yang berada di dalam laut. Metode yang digunakan untuk menganalisis daya dukung tersebut antara lain Meyerhoff (1977 dan 1976), Reese and Wright (1977) *American Petroleum Institute (API)* (1991) dan *Naval Facilities Engineering Command* (1977). Berdasarkan analisis tersebut didapatkan tipe pondasi berupa pondasi kaisan dengan diameter 60 cm dan 90 cm, analisis stabilitas pondasi menunjukkan bahwa konfigurasi pondasi mampu menahan SFT. Pada penelitian ini digunakan pula pondasi tiang pancang sebagai penguat struktur bawah dengan kedalaman 35 m dari permukaan dasar laut. Hasilnya, bangunan tersebut mampu menahan beban aksial dan lateral dari struktur atas.

2.2 Penelitian Terkait Kapasitas Dukung Pondasi Dalam

Tindaon dan Iskandar (2014), melakukan analisis daya dukung dan penurunan elastis terhadap pondasi tiang pancang beton pada konstruksi Jembatan Sungai Penara yang merupakan bagian dari jalan akses non tol Kualanamu. Analisis dilakukan dengan menggunakan metode statis yang dihitung berdasarkan data lapangan dari pengujian *Standard Penetration Test (SPT)*, sedangkan metode dinamis dihitung dengan data kalendering dan pengujian *Pile Driving Analysis (PDA)*. Didapatkan hasil dari metode statis Q_u tiang tunggal = 183,94 ton dan Q_u tiang kelompok = 2998,75 ton. Hasil analisis dari metode dinamis untuk data kalendering (Metode *Hilley*) diperoleh Q_u tiang tunggal = 216,75 ton, sedangkan Q_u tiang kelompok = 3533,45 ton. Q_u horizontal tiang tunggal sebesar 13,196 ton dengan defleksi sebesar 0,33 cm. Penurunan elastis tiang kelompok sebesar 15,6 mm dengan menggunakan metode *Converse-Labarre* dan penurunan menggunakan metode *Los Angeles Group* diperoleh penurunan sebesar 17,52 mm. nilai kedua penurunan mendekati nilai penurunan pada test *PDA* yaitu sebesar 16,7 mm.

Sinaga dan Iskandar (2016), melakukan penelitian tentang perbandingan daya dukung tiang pancang berdasarkan perhitungan analitis dan metode elemen hingga pada Proyek Tol Medan – Kualamu tepatnya pada konstruksi Jembatan Paluh Sebras. Analisis dilakukan berdasarkan data *SPT* dengan menggunakan metode *Meyerhoff* dengan hasil nilai Q_u sebesar 215,01 ton, data Kalendering menggunakan metode Danish dengan hasil sebesar 237,29 ton dan *Engineering News Record (ENR)* dengan hasil sebesar 105,34 ton, analisis daya dukung dengan Metode Elemen Hingga (*Finite Element Method*) sebesar 228,64 ton, analisis daya dukung lateral dengan Metode *Broms* dengan hasil sebesar secara analitis sebesar 26,19 ton sedangkan secara grafis sebesar 24,2 ton. Penurunan elastis dihasilkan secara analitis sebesar 14,905 mm sedangkan dengan Metode Elemen Hingga sebesar 21,66 mm.

Harsanto dkk. (2015) menganalisis daya dukung tiang bor (*bored pile*) pada struktur pylon Jembatan Soekarno dengan dua metode, yaitu metode statik menggunakan rumus tertentu dan menggunakan *software Plaxis 3D*. Hasil yang didapat pun berbeda, namun tidak terpaut jauh. Metode statik menghasilkan analisis sebagai berikut : $N = 17,563$ ton; $Q = 4,329$ ton; $M = 6,615$ tonm; $S = 0,087$ m dan $Y_o = 0,044$ m. Hasil analisis dengan *Plaxis 3D* antara lain : $N = 14,320$ ton; $Q = 25,800$ ton; $M = 5,340$ tonm; $S = 0,025$ m dan $Y_o = 0,023$ m.

Surjandari (2008) melakukan penelitian daya dukung aksial pada pondasi tiang bor dengan dua cara yaitu dengan pengujian beban statik dan metode dinamik. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk membandingkan hasil daya dukung aksial pondasi dengan metode beban statik dan beban dinamik. Didapatkan hasil bahwa hasil pengujian *PDA* tidak cukup untuk mensubstitusi pengujian beban skala penuh karena koefisien korelasinya (r^2) rendah. Seluruh hasil pengujian beban skala penuh yang paling mendekati dengan hasil pengujian *PDA* adalah dengan metode *Mazurkiewicz*.

2.3 Perbedaan Penelitian Terdahulu Terhadap Penelitian Yang Akan Dilakukan Sekarang

Sebelum melakukan observasi, perlu dilakukan perbandingan antara penelitian – penelitian terdahulu dengan penelitian yang akan dilakukan, hal ini dibutuhkan karena untuk mencegah adanya kesamaan serta plagiasi dari penelitian – penelitian yang telah dilakukan sebelumnya. Selain itu, hal ini dilakukan agar dapat menjaga orisinalitas dari penelitian yang akan dilakukan. Untuk melihat perbedaan – perbedaan tersebut, dapat di lihat pada Tabel 2.1 berikut ini

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu tentang Kapasitas Dukung Pondasi

Aspek	Penelitian Terdahulu							Penelitian Sekarang
	Tindaon dan Iskandar, (2014)	Lapis dkk, (2013)	Sinaga dan Iskandar, (2016)	Muchtar (2006)	Harsanto, (2015)	Surjandari, (2008)	Aspar dkk, (2010)	Penulis, (2017)
Judul	Analisa Daya Dukung dan Penurunan Elastis Tiang Pancang Beton Jembatan Sungai Penara Jalan Akses Non Tol Kualanamu	Analisis Kestabilan Pondasi Jembatan Studi Kasus : Jembatan Essang-Lalue	Perbandingan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Perhitungan Analitis dan Metode Elemen Hingga pada Proyek Tol Medan-Kualamu	Re – Desain Struktur Pondasi Tiang Pancang pada Stadion Wilis Madiun	Analisis Daya Dukung Tiang Bor (<i>Bored Pile</i>) pada Struktur Pylon Jembatan Soekarno dengan <i>Plaxis 3D</i>	Studi Perbandingan Perhitungan Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang Bor Menggunakan Uji Beban Statik dan Dinamik	Alternatif Pondasi Terowongan Layang dalam Laut untuk Prasarana Transportasi	Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi <i>Caisson</i> pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang
Jenis Tanah	Tanah Pasir	Tanah Lempung Keras	Lempung berlanau (0 – 4,45 m), Pasir Berlanau (6,45 m – 24,45 m) Pasir	Halus Kelanauan	Tanah Keras	Tanah Keras	1. Pasir abu – abu berkerikil 2. lempung abu – abu 3. lempung kekuningan dan abu-abu	Tanah Keras
Jenis Pondasi	Pondasi Tiang Pancang	Pondasi <i>Caisson</i>	Pondasi Tiang Pancang	Pondasi Tiang Pancang	Pondasi Tiang Bor (<i>Bored Pile</i>)	Pondasi Tiang Bor (<i>Bored Pile</i>)	Pondasi <i>Caisson</i>	Pondasi <i>Caisson</i>

Sumber : Tindaon dan Iskandar (2014), Lapis dkk (2013), Sinaga dan Iskandar (2016), Muchtar (2006), Harsanto (2015) Surjandari (2008) dan Aspar dkk (2010)hmad (2012)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

Aspek	Penelitian Terdahulu							Penelitian Sekarang
	Tindaon dan Iskandar, (2014)	Lapis dkk, (2013)	Sinaga dan Iskandar, (2016)	Muchtar (2006)	Harsanto, (2015)	Surjandari, (2008)	Aspar dkk, (2010)	Penulis, (2017)
Metode Analisis	1. <i>Standard Penetration Test (SPT)</i> 2. <i>Pile Driving Analysis (PDA)</i> 3. Metode Hilley (Data Kalendering)	Pendekatan <i>Indian Roads Congress</i> 1983 (IRC 1983) <i>Standard Specification of Practice For Road Bridges</i>	1. Metode Meyerhoff 2. Data Kalendering (Metode Danish dan ENR) 3. Metode Elemen Hingga Metode Broms	1. <i>Software Plaxis 3D</i> 2. Metode lapangan dengan data (sondir) 3. Metode Meyerhof	1. <i>Software Plaxis 3D</i> . 2. Metode Statis : a. Metode Meyerhoff b. Metode Luciano Decourt (data <i>SPT</i>) c. Metode Broms 3. Analisis defleksi Metode Poulus and Davis Method	1. Metode Uji Beban Statik antara lain: a. <i>Chin Method</i> b. <i>Mazurkiewich Method</i> c. <i>Fuller and Hoy Method</i> d. <i>Butler and Hoy Method</i> 2. Metode Dinamik menggunakan <i>Pile Driving Analysis (PDA)</i>	1. Metode Meyerhoff 2. Metode De Nicola dan Randolph (1993) 3. Metode Matlock (1970) 4. Permodelan dengan <i>Plaxis 3D</i>	1. Metode Meyerhoff 2. Metode Skempton 3. Metode Cooke and Whitaker 4. Metode Lapangan dengan data <i>Standard Penetration Test (SPT)</i> di lapangan 5. Permodelan dengan <i>Software Plaxis 2D</i> .

Sumber : Tindaon dan Iskandar (2014), Lapis dkk (2013), Sinaga dan Iskandar (2016), Muchtar (2006), Harsanto (2015) Surjandari (2008) dan Aspar dkk (2010)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

Aspek	Penelitian Terdahulu							Penelitian Sekarang Penulis, (2017)
	Tindaon dan Iskandar, (2014)	Lapis dkk, (2013)	Sinaga dan Iskandar, (2016)	Muchtar (2006)	Harsanto, (2015)	Surjandari, (2008)	Aspar dkk, (2010)	
Spesifikasi Peninjauan	1. Perbandingan kapasitas daya dukung 2. Menghitung penurunan pondasi tiang pancang pada Proyek Jembatan Sungai Penara Jalan Akses Non-Tol Kualanamu	1. Menganalisis dan menghitung beban yang bekerja dikeseluruhan struktur jembatan. 2. Abutmen jembatan yang stabil	Menghitung dan membandingkan daya dukung aksial pondasi tiang pancang dengan menggunakan data dari hasil <i>Standart Penetration Test (SPT)</i> dengan metode – metode yang ada.	1. <i>Me-redesign</i> pondasi tiang pancang (Daya dukung dan penulangan). 2. Efisiensi biaya pelaksanaan pondasi tiang pancang.	Perbandingan hasil analisis menggunakan <i>software Plaxis 3D</i> dengan metode Statis	Menghitung dan membandingkan daya dukung aksial pondasi tiang tiang bor dengan menggunakan metode statis dan metode dinamis.	Menghitung daya dukung aksial, daya dukung cabut dan daya dukung lateral pada pondasi caisson baik menggunakan metode manual serta menggunakan bantuan <i>software</i> metode elemen hingga.	Membandingkan nilai kapasitas dukung pondasi <i>Caisson</i> dengan beberapa metode analisis yang berbeda.
Struktur Atas	Jembatan Sungai Penara	Jembatan Essang-Lalue	Jembatan Paluh Sebras	Stadion Wilis	Jembatan Soekarno	Gedung Fakultas Kehutanan Universitas Gajah Mada (UGM)	Terowongan Melayang dalam Laut atau <i>Submerge Floating Tunnel (SFT)</i>	Jembatan Lemah Abang

Sumber : Tindaon dan Iskandar (2014), Lapis dkk (2013), Sinaga dan Iskandar (2016), Muchtar (2006), Harsanto (2015) Surjandari (2008) dan Aspar dkk (2010)hmad (2012)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

Hasil	<p>1. Metode Lapangan <i>SPT</i>, $Q_u = 183,94$ ton.</p> <p>2. Metode Hilley, $Q_u = 216,75$ ton</p> <p>3. Daya dukung horizontal sebesar $13,196$ ton dengan defleksi $0,33$ cm.</p> <p>4. Penurunan Metode Converse-Labarre dan Los Angeles Group $17,52$ mm sedangkan penurunan test <i>PDA</i> $16,7$ mm.</p>	<p>1. Abutmen dapat menahan gaya geser dan guling yang bekerja pada struktur.</p> <p>2. Pondasi kaisan dengan diameter $4,0$ m, $5,0$ m dan $4,5$ m dapatmenahan beban struktur bangunan atas jembatan.</p>	<p>1. Metode lapangan (Data <i>SPT</i>) Q_u sebesar $215,01$ ton</p> <p>2. Metode elemen hingga Q_u sebesar $228,64$ ton.</p> <p>3. Metode Danish Q_u sebesar $237,29$ ton.</p> <p>4. Metode ENR sebesar $105,34$ ton.</p> <p>5. Daya dukung lateral sebesar $24,4$ ton.</p>	<p>1. Tanah dalam terdapat pada kedalaman 14 m dengan pondasi tiang pancang.</p> <p>2. Dimensi pamcangny a 20×20 cm, mutu beton K 300 dan mutu baja U 24.</p>	<p>1. Metode Statik $Q = 4.329$ ton $N = 17.563$ ton $M = 6.615$ tonm $S = 0.087$ m $Y_0 = 0.044$ m</p> <p>2. <i>Plaxis 3D</i> $Q = 25.8$ ton $N = 14.320$ ton $M = 5.340$ tonm $S = 0.025$ m</p> <p>3. $Y_0 = 0.023$ m</p>	<p>Hasil tes <i>PDA</i> tidak bisa mewakili uji beban skala penuh hasil yang paling mendekati dengan Metode Mazurkiewicz.</p>	<p>1. Tiang pancang harus tertancap 35 m dibawah dasar laut</p> <p>2. Kapasitas lateral 52 kN dan 115 kN</p> <p>3. Stabilitas pondasi kelompok tiang mampu menahan <i>SFT</i>.</p>	<p>1. Kapasitas dukung aksial sebesar $2991,921$ kN.</p> <p>2. Kapasitas.</p> <p>3. dukung lateral $299,192$ kN.</p> <p>4. Penurunan empiris sebesar $2,5075$ cm.</p> <p>5. Penurunan dengan <i>software Plaxis 2D</i> sebesar 12 cm.</p>
--------------	--	--	--	--	---	---	---	---

Sumber : Tindaon dan Iskandar (2014), Lapis dkk (2013), Sinaga dan Iskandar (2016), Muchtar (2006), Harsanto (2015) Surjandari (2008) dan Aspar dkk (2010)

2.4 Keaslian Penelitian yang Dilakukan

Sebelumnya terdapat penelitian – penelitian yang telah dilakukan dengan subjek dan parameter yang relatif hampir sama. Hal ini dapat dilihat pada Tabel 2.1 tentang perbandingan penelitian. Penelitian yang akan dilakukan ini memiliki subyek penelitian berupa pondasi kaisan dengan penampang lingkaran pada struktur Jembatan Lemah Abang. Jembatan ini memiliki total panjang bentang sebesar ± 90 m yang dibuat dengan material utama beton pracetak. Subyek pada penelitian sebelumnya relatif berbeda baik dari segi struktur atasnya maupun pondasi serta metode yang digunakan untuk menganalisis kapasitas daya dukung pondasi.

Penelitian yang dilakukan ini memiliki parameter tentang kapasitas dukung dan penurunan pondasi kaisan pada konstruksi jembatan lemah abang di daerah Gunung Kidul, Yogyakarta. Hingga saat ini belum ada yang melakukan penelitian dari subjek dengan parameter tersebut dalam satu penelitian, dalam penelitian kali ini digunakan bantuan analisis kapasitas daya dukung pondasi permodelannya akan dibantu dengan *software Plaxis 2D*.

BAB III

LANDASAN TEORI

Terdapat beberapa aspek yang harus diperhatikan dalam perencanaan dan penentuan jenis pondasi yang akan digunakan sebagai penopang suatu bangunan (Bowles, 1986), aspek – aspek tersebut sebagai berikut.

1. Tekanan yang terjadi pada dasar pondasi tidak boleh melampaui kuat dukung tanah yang diijinkan.
2. Kedalaman pondasi harus cukup, agar pondasi tidak dipengaruhi sifat kembang susut tanah.
3. Struktur pondasi haru aman terhadap bahaya guling, (rotasi), geser, dan kapasitas dukung tanah.
4. Penurunan total dan penurunan differensial tidak menimbulkan kerusakan struktur.
5. Pelaksanaan struktur harus ekonomis, yaitu ketepatan pemilihan jenis pondasi, cara pemasangan, dan pemilihan alat yang dipergunakan dapat menghemat biaya
6. Selama pelaksanaan pekerjaan tidak mengganggu lingkungan sekitar.

3.1 Perancangan Kaison

Dalam perancangan pondasi kaison harusnya mempertimbangkan berbagai parameter, antara lain konstruksi struktur atas, akses menuju ke lapangan, kondisi tanah, kondisi sekitar lapangan dan lain sebagainya. Diharapkan dengan adanya pertimbangan – pertimbangan tersebut dapat meminimalisirkan perubahan – perubahan yang akan terjadi selama proses pelaksanaan.

3.1.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Dasar pondasi kaison harus bertumpu atau menyentuh lapisan tanah keras (*bearing stratum*). Besar kapasitas dukung pondasi kaison adalah akumulasi dari tahanan gesek selimut (*friction*) dan tahanan ujung (*end bearing*).

1. Berdasarkan data laboratorium

a. Kapasitas dukung Ujung (*End Bearing*)

Kapasitas ultimit pondasi kaison yang terletak pada tanah lempung dapat dihitung dengan cara yang sama seperti menghitung pondasi dangkal.

1) Metode Skempton (1951)

Pekerjaan pengeboran tanah untuk pondasi biasanya menyebabkan perubahan kuat geser tanah lempung. Besarnya kapasitas dukung ujung tiang (Q_b) dapat dihitung dengan Persamaan 3.1 berikut.

$$Q_b = \mu \cdot A_b \cdot N_c \cdot C_b \quad (3.1)$$

Keterangan :

Q_b = Tahanan ujung ultimit (ton)

μ = Faktor koreksi, dengan $\mu = 0,8$ jika $d < 1$ m , dan $\mu = 0,75$ jika $d > 1$ m

A_b = Luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

N_c = Faktor kapasitas dukung ($N_c = 9$)

C_b = Kohesi tanah di bawah ujung tiang pada kondisi (*undrained*) (ton)

Menurut Skempton (1966), dalam perhitungan kapasitas dukung tahanan ujung tiang, besarnya nilai faktor kapasitas dukung $N_c = 9$ dapat digunakan.

2) Metode *Cooke* dan *Whitaker* (1966)

Kapasitas dukung ujung pondasi kaison dengan *Cooke* dan *Whitaker* (1966) dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.2 sebagai berikut.

$$Q_s + Q_h = Q + W_s + W_h \quad (3.2)$$

Keterangan :

$Q_b = A_b (c_b N_c + \gamma D_f) =$ tahanan dukung ujung tiang (kN)

$c_b =$ kohesi tanah di bawah dasar pondasi kaison (kN/m)

$D_f =$ kedalaman pondasi kaison (m)

$A_b =$ Luas dasar kaison (m²)

$Q =$ Beban ultimit pada pondasi kaison (kN)

$W_s =$ Berat tubuh kaison (kN)

$W_b =$ Berat ujung kaison (bila ada pembesaran ujung) (kN)

Nilai $a_d c$ maksimum adalah 1 kg/cm²

Karena tekanan netto pondasi merupakan fungsi dari berat total sendiri, maka lebih menguntungkan jika bagian dalam pondasi dibuat berlubang. Pengamatan *Withaker* dan *Cooke* (1966) dan *Berezanatev* dkk. (1961) menunjukkan bahwa tahanan dukung maksimum merupakan fungsi dari penurunan (S). tahanan dukung ujung maksimum akan bekerja pada gerakan turun tiang sebesar nilai – nilai S/B (S = penurunan, B = diameter pondasi) seperti yang dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.1 Gerakan Tiang yang Dibutuhkan agar Tahanan Ujung / Gesek Maksimum

S/B	Tahanan ujung / gesek
0,05	Nilai maksimum tahanan gesek Q_s termobilisasi
0,01 – 0,15	Faktor kapasitas dukung $N_c = 9$ untuk kaison dengan ujung dibesarkan pada tanah lempung
0,2	Faktor kapasitas dukung $N_c = 9$ untuk diameter ujung tidak dibesarkan. Kapasitas dukung ultimit terkerahkan untuk dasar kaison terletak pada pasir atau lapisan pasir dan batu

(Sumber : Withaker dan Cooke, 1966; Berezantzev Dkk, 1961)

Ketika pengerjaan di lapangan, khususnya pada pondasi tiang, menunjukkan bahwa tahanan gesek bertambah pada suatu nilai maksimum jika S/B kira – kira 0,05. Tahanan gesek tersebut kemudian akan berkurang bila S/B bertambah, hingga ke suatu nilai konstan sebesar $a_d \equiv 0,35 - 0,40$. Dalam perancangan pondasi tiang Skempton mengusulkan $a_d = 0,45$.

3) Metode Meyerhoff

Kapasitas dukung ujung dengan metode Meyerhoff dihitung dengan Persamaan 3.3 berikut ini.

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot c_u \cdot N_c^* = 9 \cdot A_p \cdot c_u \quad (3.3)$$

Keterangan :

Q_p = kapasitas daya dung ujung tiang

A_p = luas penampang ujung tiang

N_c^* = faktor daya dukung tiang

c_u = kohesi

b. Kapasitas Dukung Selimut (*Friction*)

1) Metode Skempton (1966)

Perhitungan kapasitas dukung selimut tiang (Q_s) Skempton (1966) menyarankan faktor adhesi senilai 0,45, dan dapat dihitung dengan Persamaan 3.4 berikut ini.

$$Q_s = 0,45 \cdot C_u \cdot A_s \quad (3.4)$$

Keterangan :

Q_s = Tahanan gesek dinding ultimit (ton)

C_u = Kohesi rata – rata pada kondisi tak terdrainase di sepanjang tiang (ton/m²)

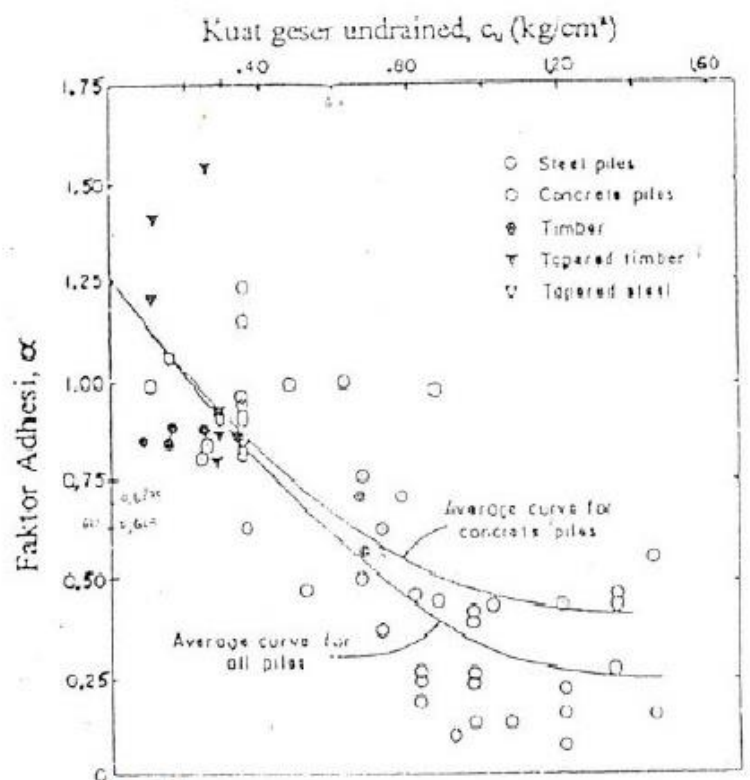
A_s = Luas selimut tiang (m²)

Faktor adhesi yang terdapat pada pondasi yang ujung bawahnya diperbesar diambil lebih kecil, hal ini disebabkan oleh waktu pengerjaan yang lebih lama. Seharusnya, pondasi harus segera di cor setelah dilakukan pengeboran tanah. Air yang digunakan untuk membantu proses pengecoran mengakibatkan terjadinya penurunan faktor adhesi. Perhitungan kapasitas dukung selimut tiang yang ujungnya diperbesar disarankan untuk mengabaikan tahanan selimutnya pada jarak 2 kali diameter dari bagian atas yang diperbesar.

2) Metode Tomlinson (Metode α)

Kapasitas dukung selimut tiang berdasarkan Metode α dihitung dengan Persamaan 3.5 berikut ini

$$Q_s = A_s \cdot f_s \quad (3.5)$$



Gambar 3.1 Faktor Adhesi Menurut Tomlinson

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

Keterangan :

$$f_s = \alpha \cdot c_u$$

$$c_u = \text{kohesi } undrained$$

$$\alpha = \text{faktor adhesi diambil dari Gambar 3.1}$$

3) Metode Vijayvergiya & Focht (Metode λ)

Kapasitas dukung selimut tiang berdasarkan Metode λ dihitung dengan Persamaan 3.6 dan Persamaan 3.7 berikut ini.

$$\sigma'_{ave} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{L} \quad (3.6)$$

$$c_{u\ ave} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{L} \quad (3.7)$$

Keterangan :

σ'_{ave} = tegangan vertikal efektif rata – rata

$c_{u\ ave}$ = kohesi *undrained* rata – rata

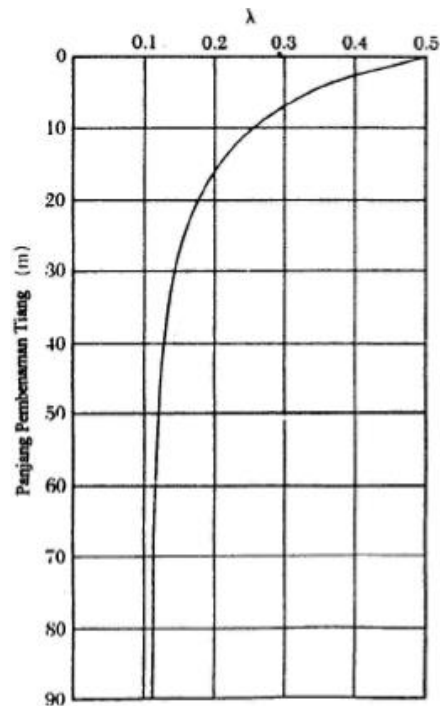
f_{ave} = gesekan selimut rata-rata

A_i = luas diagram tegangan vertikal efektif

L = panjang tiang

$c_{u\ i}$ = kohesi lapis ke – i

λ = konstanta (dapat dilihat pada Gambar 3.2)



Gambar 3.2 Konstanta Menurut Vijayvergiya & Focht

(Sumber : Hardiyatmo, 2011)

4) Metode Burland (Metode β)

Metode β atau disebut juga metode regangan efektif dapat dihitung dengan Persamaan 3.8 berikut ini.

$$f_{save} = \beta \cdot \sigma'v \quad (3.8)$$

Keterangan :

$f_{s\ ave}$ = gesekan selimut rata – rata

β = $K \tan \phi_r$

ϕ_r = sudut geser dalam kondisi terdrainase (dari uji triaksial)

K = $1 - \sin \phi_r$ untuk tanah terkonsolidasi normal

K = $(1 - \sin \phi_r) \sqrt{OCR}$ untuk tanah *over – consolidated*

$\sigma'v$ = tegangan vertikal efektif

OCR = *Over Consolidated Ratio*

5) Metode *Cooke* dan *Whitaker* (1966)

Metode *Cooke* dan *Whitaker* (1966) dapat dihitung dengan Persamaan 3.9 berikut ini.

$$Q_s = A_s a_d c \quad (3.9)$$

Keterangan :

A_s = Luas Selimut Tiang

c = kohesi tanah

a_d = faktor adhesi (nilainya diantara 0,35 – 0,45)

c. Kapasitas Ijin Pondasi (Q_A)

Kapasitas ijin pondasi ($Q_{\text{Allowable}}$) diperoleh dengan cara jumlah tahanan ujung dan tahanan selimut dibagi dengan faktor keamanan (*safety factor*) yang telah ditentukan.

- 1) Dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter, $d < 2$ m

$$Q_A = \frac{Q_u}{2,5} \quad (3.10)$$

- 2) Tiang tanpa pembesaran dibagian dasar

$$Q_A = \frac{Q_u}{2} \quad (3.11)$$

2. Berdasarkan Data Lapangan (Berdasarkan Uji N – *SPT*)

Standard Penetration Test (SPT) adalah salah satu metode pengujian jenis tanah yang kerap digunakan untuk mengetahui besarnya daya dukung tanah serta jenis tanah pada setiap lapisannya. Pengujian *SPT* ini dilakukan secara bersamaan dengan pengebram untuk mengetahui baik perlawanan dinamik tanah ataupun pengambilan sampel tanah. mekanisme pengujian ini di lakukann dengan cara menjatuhkan pemukul ke arah bor yang aad di dalam tanah, lalu dihitung jumlah pukulan yang diperlukan untuk memperdalam lubang bor. Semakin banyak pukulan yang diperlukan maka semakin keras pula kondisi suatu tanah. Dari

banyaknya pukulan ini pula dapat ditentukan nilai sudut keruntuhan (ϕ) serta kohesi (c) dari tanah tersebut.

a. Kapasitas Dukung Ujung Pondasi (*End Bearing Capacity*)

Berdasarkan data lapangan yang berupa $N - SPT$, besarnya kapasitas dukung ujung pondasi dapat dihitung dengan Persamaan 3.12 berikut :

$$Q_b = A_b \cdot q_d \quad (3.12)$$

Keterangan :

Q_b = Kapasitas dukung ujung pondasi (ton)

A_b = Luas Penampang tiang (m^2)

q_d = Unit tahanan ujung (ton/m^2), nilai q_d ditentukan dari Tabel 3.3

Besarnya nilai perkiraan q_d untuk pondasi yang dicor ditempat pada Tabel 3.3 dipengaruhi pula oleh besarnya nilai N , konsistensi serta kuat tekan bebas (q_u) untuk tanah lempung yang dapat pula dilihat pada Tabel 3.2 berikut ini.

Tabel 3.2 Perkiraan Nilai q_d untuk Tiang yang Dicor Ditempat

Intensitas daya dukung ultimit pada ujung tiang (q_d)	Jenis Tanah	Syarat	Nilai q_d (t/m^2)
	Lapisan kerikil ¹⁾	$N \geq 50$	750
		$50 > N \geq 40$	525
		$40 > N \geq 30$	300
	Lapisan berpasir ¹⁾	$N \geq 30$	300
	Lapisan lempung keras	$3 q_u$ ²⁾	

(Sumber : Sosrodarsono dan Nakazawa, 1981)

Berdasarkan Tabel 3.2 tersebut terdapat beberapa ketentuan, antara lain :

1. perbedaan antara lapisan kerikil dengan lapisan berpasir dapat dipertimbangkan berdasarkan hasil penyelidikan pada sejumlah kecil tanah tersebut. Lapisan berpasir yang bercampur dengan kerikil dianggap sama dengan lapisan berpasir tanpa kerikil. Harga N diperoleh dari penyelidikan,
2. ada lapisan lempung keras, intensitas daya dukung ditetapkan berkenaan dengan “ kriteria perencanaan pondasi kaisan q_u adalah kekuatan geser *unconfined* (t/m^2)

Tabel 3.3 Hubungan Nilai N, Konsistensi, dan Kuat Tekan Bebas (q_u) Untuk Tanah Lempung Jenuh

Nilai N	Konsistensi	Kuat tekan bebas (q_u) (kN/m ²)
< 2	Sangat Lunak	< 25
2 - 4	Lunak	25 - 50
4 - 8	Sedang	50 - 100
8 - 15	Kaku	100 - 200
15 - 30	Sangat kaku	200 - 400
> 30	Keras	> 400

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang Bor (*Friction Bearing Capacity*)

Berikut ini adalah rumus atau Persamaan yang digunakan dalam menghitung kapasitas dukung selimut tiang bor (*friction bearing capacity*) yang dapat dilihat pada Persamaan 3.13 dibawah ini.

$$Q_s = P \times \sum Li \times fi \quad (3.13)$$

Dengan :

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (ton)

P = Keliling tiang (m)

Li = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang.

fi = Besar gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m²) (ditentukan berdasarkan Tabel 4.3 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang)

Tabel 3.4 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang

Jenis Tiang Jenis Tanah	Tiang Pracetak	Tiang yang dicor ditempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah Kohesif	C atau N (≤ 12)	$\frac{C}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

(Sumber : Sosrodarsono dan Nakazawa, 1981)

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Bor (*Ultimate Capacity*)

Berikut ini adalah rumus atau Persamaan yang digunakan dalam menghitung kapasitas dukung ultimit tiang bor (*ultimate capacity*) yang dapat dilihat pada Persamaan 3.14 dibawah ini.

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (3.14)$$

Dengan :

Q_u = Kapasitas dukung pada tanah pondasi (ton)

Q_b = Kapasitas dukung ujung tiang bor (ton)

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (ton)

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang Bor (*Allowable Capacity*)

Berikut ini adalah rumus atau Persamaan yang digunakan dalam menghitung Kapasitas dukung ijin tiang bor (*allowable capacity*) yang dapat dilihat pada Persamaan 3.15 dibawah ini

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.15)$$

Dengan :

Q_u = Kapasitas dukung pada tanah pondasi (ton)

SF = Faktor aman (dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut ini)

Tabel 3.5 Faktor Aman (Reese dan O'Neill, 1989)

Klasifikasi Struktur	Faktor Aman (SF)			
	KONTROL BAIK	KONTROL NORMAL	KONTROL JELEK	KONTROL SANGAT JELEK
Bangunan Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

3.1.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas dukung kelompok lebih besar daripada kelompok tiang tunggal. Hal ini dikarenakan pondasi yang menopang lebih banyak, sehingga beban dapat didistribusi.

1. Jumlah tiang

Penentuan jumlah tiang didasarkan pada beban tetap yang bekerja pada pondasi dan kapasitas dukung ijin. Persamaan yang digunakan dalam menghitung jumlah tiang yang harus digunakan dapat dilihat pada Persamaan 3.16 berikut ini.

$$n = \frac{P}{Q_A} \quad (3.16)$$

Keterangan :

n = Jumlah tiang (buah)

P = Beban total (ton)

Q_A = Kapasitas dukung ijin pondasi (ton)

2. Efisiensi Kelompok Tiang

Efisiensi kelompok tiang dibutuhkan karena adanya penyusutan kapasitas kelompok tiang (reduksi). Hal ini disebabkan adanya faktor penyebaran yang tumpang tindih (*overlapping*) dari tegangan – tegangan (*bulb of pressure*) yang

terjadi di sekeliling pondasi di dalam tanah. Kejadian ini disebut efek efisiensi (*group action*), oleh sebab itu diperlukan nilai koreksi atau efisiensi terhadap daya dukung tersebut. Efisiensi kelompok tiang dapat dihitung dengan rumus Converse – Labarre pada Persamaan 3.17 berikut ini.

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(m-1)n' + (n'-1)m}{90 m.n'} \quad (3.17)$$

Keterangan :

E_g = Efisiensi kelompok tiang

m = Jumlah baris pondasi

n = Jumlah pondasi dalam satu baris

Θ = Arc tg d/s ($^{\circ}$)

d = Diameter (m)

3. Kapasitas Dukung untuk Tanah Pasir

Berikut adalah syarat – syarat dalam penentuan kapasitas daya dukung tanah pasir, antara lain :

- a. Pada pondasi tiang pancang gesekan dengan $s \leq 3,0 D$, maka faktor efisiensi ikut menentukan pula besarnya nilai kapasitas dukung tersebut, untuk menghitung kapasitas tiang kelompok untuk tanah pasir digunakan Persamaan 3.18 berikut ini.

$$Q_{pg} = n \cdot E_g \cdot Q_a \quad (3.18)$$

- b. Pada pondasi tiang, baik untuk tahanan gesek (*Friction Bearing Capacity*) ataupun tahanan ujung (*end bearing capacity*) dengan nilai $s \geq 3$, kapasitas dukung kelompok pondasi dapat sama besar dengan jumlah dari seluruh kapasitas dukung pondasi tunggal ($E_g = 1$), kapasitas tersebut dihitung dengan Persamaan 3.19 berikut in.

$$Q_{pg} = n \cdot Q_a \quad (3.19)$$

4. Kapasitas Dukung untuk Tanah Lempung

Kapasitas dukung pondasi untuk tanah lempung dapat dihitung dengan cara–cara sebagai berikut .

- a. Kapasitas dukung kelompok tiang yang jarak antar tiangnya relatif jauh ($s \geq 2,25d$), maka dihitung dengan Persamaan 3.20 berikut.

$$Q_u = n \cdot E_g \cdot Q_a \quad (3.20)$$

- b. Kapasitas dukung kelompok tiang yang mengalami keruntuhan blok atau jarak antar tiang relatif lebih dekat ($s \leq 2,25d$) dihitung dengan Persamaan 3.21 berikut.

$$Q_g = [2 D (B + L) c] + [1,3 \cdot c_b \cdot N_c \cdot B \cdot L] \quad (3.21)$$

Keterangan :

Q_g = Kapasitas ultimit kelompok (ton)

B = Lebar kelompok tiang (m)

D = Kedalaman tiang dibawah permukaan tanah (m)

L = Panjang Kelompok Tiang (m)

N_c = Faktor kapasitas dukung (nilai faktor ditentukan pada Tabel 3.7)

c = Kohesi tanah di sekeliling kelompok pondasi (ton/m^2)

c_b = Kohesi tanah dibawah dasar kelompok tiang (ton/m^2)

perhitungan kapasitas dukung kelompok pondasi maka perlu diperhatikan beberapa hal berikut ini, antara lain :

- 1) jika kapasitas dukung kelompok pondasi (Q_g) lebih kecil dari kapasitas pondasi tunggal kali jumlah tiang (nQ_A), maka kapasitas dukung pondasi yang digunakan kapasitas kelompoknya (Q_g), dan

- 2) namun sebaliknya, bila dari perhitungan kapasitas kelompok pondasi (Q_g) lebih besar, maka digunakan adalah kapasitas pondasi tunggal yang telah dikali jumlah pondasinya (nQ_g).

Tabel 3.6 Faktor Kapasitas Dukung Ujung N_c dan N_q

ϕ°	Meyerhoff		
	N_c'	N_q'	N_g'
22	16,88	7,82	4,07
24	19,32	9,60	5,72
26	22,25	11,85	8,00
27	23,94	13,20	9,46
28	25,80	14,72	11,19
29	27,86	16,44	13,24
30	30,14	18,40	15,67
32	35,49	23,18	22,02
34	42,16	29,44	31,15
36	50,59	37,75	44,43

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

3.1.3 Penurunan Pondasi

Menurut Hardiyatmo (2002), penurunan pada pondasi kaisan diasumsikan sama dengan pondasi tiang ataupun pondasi dangkal. Besarnya penurunan pada pondasi kaisan di tanah lempung bergantung dengan jenis lempungnya. Pemakaian pondasi kaisan pada tanah lempung yang cenderung lunak akan membuat hasil yang kurang ekonomis. Harus dipastikan bahwa dasar dari pondasi kaisan adalah tanah lempung keras agar kapasitas dukung optimal. Bahkan pada tanah lempung yang kaku pula masih terjadi penurunan akibat usia pakai.

Salah satu sifat dari tanah lempung yaitu ketika mengendap dalam waktu yang relatif lama, maka akan terjadi konsolidasi dan penurunan akibat tekanan dari lapisan – lapisan yang kemudian mengendap di atasnya. Endapan yang terjadi

pada lapisan lempung ini semakin lama akan semakin menghilang karena beberapa faktor, contohnya akibat erosi dari aliran air bawah tanah. Hal ini disebut pula sebagai fenomena kompresibilitas tanah lempung (*overconsolidated*), sedangkan lapisan yang belum pernah mengalami tekanan yang lebih tinggi daripada tekanan yang berlaku disebut (*normally consolidated*).

1. Metode Bjerrum dan Kjaemli (1956)

Penurunan total adalah jumlah dari penurunan segera dan penurunan konsolidasi yang dinyatakan dengan Persamaan 3.22 berikut.

$$S = S_s + S_c \quad (3.22)$$

Anggara (2010), penurunan segera adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi masa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Menurut Bjerrum dan Kjaemli (1956) penurunan segera dirumuskan dengan Persamaan 3.23 sebagai berikut.

$$S_i = \mu_i \cdot \mu_0 \cdot \frac{q \cdot B}{E} \quad (3.23)$$

Keterangan :

S_i = Penurunan segera (m)

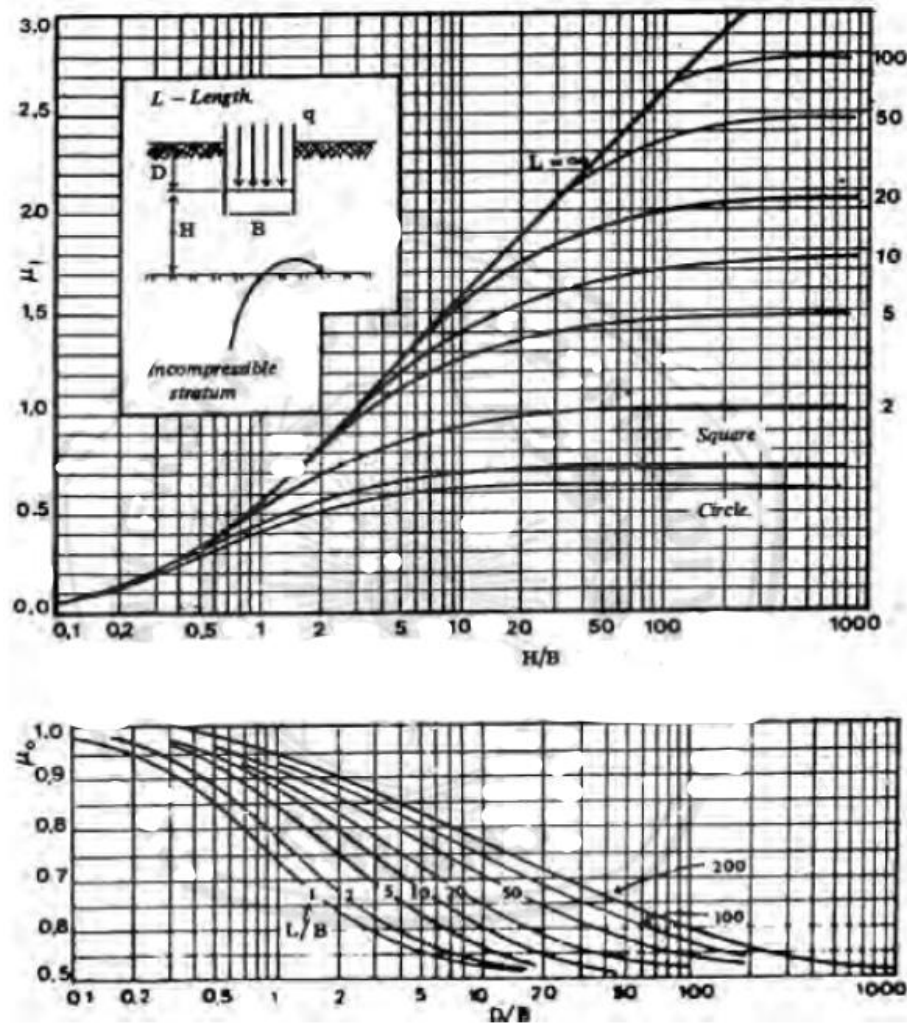
μ_i = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H (ditentukan dengan grafik di Gambar 3. 10)

μ_0 = Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi (ditentukan dengan grafik di Gambar 3.10)

B = Lebar kelompok tiang (m)

E_s = Modulus elastisitas tanah (Tabel 3.8)

q = Tekanan netto pondasi (ton/m^2)



Gambar 3.3 Grafik Faktor Koreksi μ_i dan μ_o

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

2. Metode Vesic

Berdasarkan Metode *Vesic*, penurunan pondasi dapat dihitung dengan Persamaan 3.24 berikut ini.

$$S = \frac{2,5}{100} + \frac{P \times L}{A \times E_p} \quad (3.24)$$

Keterangan :

S = Penurunan pondasi tiang (m)

- P = Beban total (kN)
 L = Panjang pondasi (m)
 A = Luas penampang pondasi (m²)
 E_p = Modulus elastisitas tiang

3. Metode *Meyerhoff*

Berdasarkan Metode *Meyerhoff*, penurunan pondasi dapat dihitung dengan Persamaan 3.25 dan Persamaan 3.26 berikut ini.

$$S_g = 2q \sqrt{\frac{B_g \cdot I}{N}} \quad (\text{Untuk data lapangan NSPT}) \quad (3.25)$$

Dengan :

$$I = \left[1 - 1 - \frac{L}{8B_g} \right] \geq 0,5 \quad (3.26)$$

Keterangan :

S_g = Penurunan pondasi kelompok tiang

B_g = Lebar kelompok tiang

q = Tekanan dasar pondasi (*overburden pressure*)

N = Nilai NSPT rata – rata di bawah pondasi sejarak B_g

3.2 Pembebanan Jembatan

Di Indonesia peraturan tentang pembebanan jembatan jalan raya telah dikemas dalam Peraturan Pembebanan Jembatan Jalan Raya Tahun 1987 (PPJJR 1987). Tentunya dalam peraturan – peraturan tersebut telah disesuaikan dengan perkembangan ilmu dan teknologi yang berkembang. Seiring berjalannya waktu dilakukan pembaharuan dengan peraturan tersebut, maka dibuatlah *Bridge Management System* 1992 (BMS 1992) yang merupakan hasil dari kerjasama antara pemerintah Indonesia dan Australia. Sebagai referensi lain, dibuat pula pedoman berupa Standar Pembebanan untuk Jembatan (RSNI T – 02 – 2005).

1. Beban Primer

Beban primer adalah beban utama yang digunakan dalam perhitungan perencanaan pembebanan jembatan. Berikut ini adalah beban – beban primer yang digunakan dalam perencanaan suatu jembatan.

a. Beban mati

Semua beban tetap yang berasal dari berat sendiri jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau, hal ini termasuk semua komponen tambahan yang akan digunakan dalam pembangunan jembatan. Berikut adalah contoh satuan beban mati yang digunakan berdasarkan PPJIR 1987, untuk berat jenis komponen jembatan dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut ini.

Tabel 3.7 Berat Jenis Komponen Jembatan

NO	KOMPONEN	BEBAN
1.	Baja Tuang	7,85 t/m ³
2.	Besi Tuang	7,25 t/m ³
3.	Alumunium paduan	2,8 t/m ³
4.	Beton bertulang / pratekan	2,5 t/m ³
5.	Beton biasa, tumbuk, siklop	2,2 t/m ³
6.	Pasangan batu / bata	2,00 t/m ³
7.	Kayu	1,00 t/m ³
8.	Tanah, pasir, kerikil (semua dalam keadaan padat)	2,00 t/m ³
9.	Perkerasan jalan beraspal	2,00 – 2,50 t/m ³
10.	Air	1,00 t/m ³

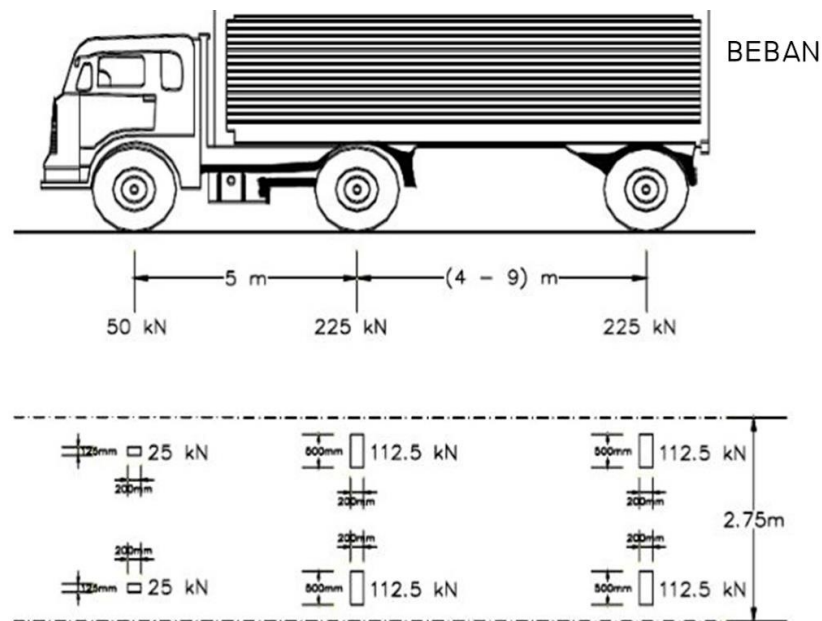
(Sumber : PPJIR 1987)

b. Beban Hidup

Beban hidup pada jembatan ditinjau dari berat – berat kendaraan dengan muatannya ataupun para pejalan kaki yang bergerak diatas jembatan. Beban hidup dalam jembatan dinyatakan dalam dua jenis beban, yaitu beban “T” dan beban “D”.

1) Beban “T” (Beban Terpusat)

Beban “T” adalah beban yang berpusat untuk lantai kendaraan jembatan yang berupa kendaraan truk yang mempunyai beban roda ganda (*dual wheel load*) sebesar 10 ton (Supriyadi dan Muntohar, 2007). Ukuran – ukuran serta kedudukan seperti yang tertera pada Gambar 3.10 berikut ini.



Gambar 3.4 Beban “T” yang Bekerja pada Jembatan Raya

(Sumber : RSNi T – 02 – 2005)

Dengan :

$$a_1 = a_2 = 30,00 \text{ cm}$$

$$b_1 = 12,50 \text{ cm}$$

$$b_2 = 50,00 \text{ cm}$$

$$M_s = \text{Muatan sumbu rencana} = 22,5 \text{ ton}$$

2) Beban “D” (Beban Lajur)

Beban “D” (Beban Lajur) adalah beban yang digunakan untuk beban lajur untuk gelagar. Beban lajur adalah susunan beban pada setiap lajur lalu lintas yang terdiri dari beban terbagi rata (UDL) sebesar “q” ton per meter panjang per lajur, beban garis (KEL) sebesar “p” ton per lajur

lalu lintas tersebut. Besarnya “q” ditentukan dengan Persamaan 3.27, Persamaan 3.28 dan Persamaan 3.29 berikut ini.

$$q = 2,2 \text{ t/m} \text{ untuk } L < 30 \text{ m} \quad (3.27)$$

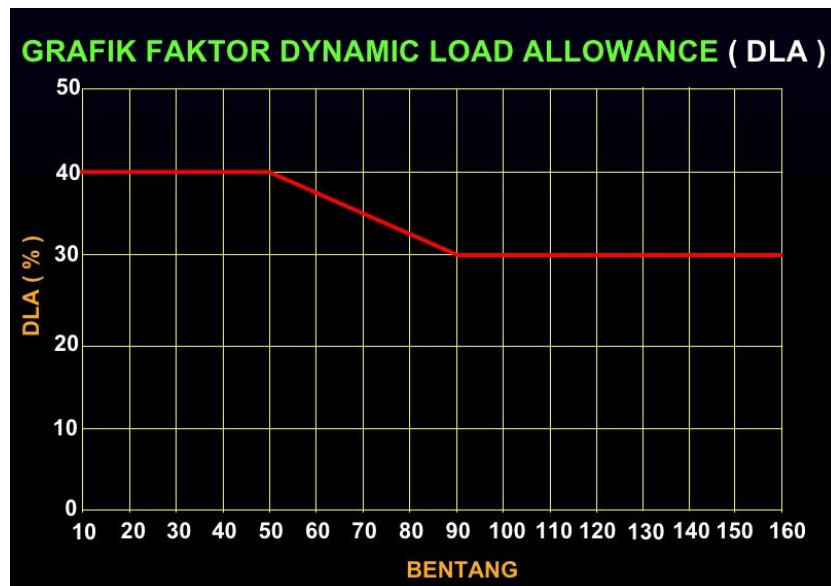
$$q = 22 - \frac{1,1}{60} x (L - 30) \text{ t/m} \text{ untuk } 30 \text{ m} < L < 60 \text{ m} \quad (3.28)$$

$$q = 1,1x \left(1 + \frac{30}{L}\right) \text{ t/m} \text{ untuk } L > 60 \text{ m} \quad (3.29)$$

dengan L adalah panjang total jembatan dalam meter.

Besar “p” ditentukan sebesar (p) = 49 kN/m atau 4,9 ton/m

Besarnya beban “P” diperlukan Faktor Beban Dinamis (FBD) atau *Dinamic Load Allowance* (DLA) yang merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak di atas konstruksi jembatan. Besarnya nilai FBD bergantung pada frekuensi dasar dari suspensi suatu kendaraan serta panjangnya suatu bentang jembatan. Berikut ini adalah grafik untuk mencari nilai FBD pada Gambar 3.5



Gambar 3.5 Grafik Faktor Beban Dinamis

(Sumber : RSNI T 02 – 2005)

Faktor beban dinamis dipengaruhi oleh panjangnya bentang jembatan, untuk bentang tunggal panjang maka diambil nilai ekuivalennya

sama dengan panjang bentang yang sebenarnya, dangkan jika panjang bentang menerus maka nilai ekivalennya menggunakan Persamaan 3.30 berikut ini.

$$L_E = \sqrt{L_{av} \cdot L_{max}} \quad (3.30)$$

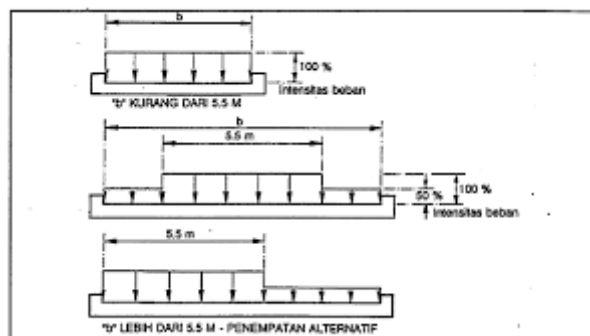
Keterangan :

L_E = Panjang Bentang ekuivalen (m)

L_{av} = Panjang Bentang rata – rata dari panjang bentang menerus

L_{max} = Panjang bentang maksimum dari kelompok bentang menerus

Berikut ini adalah ilustrasi pembebanan pada arah melintang, dapat dilihat pada Gambar 3.6 di bawah ini.



Gambar 3.6 Penyebaran Pembebanan Jembatan pada Arah Melintang

(Sumber : RSNI T 02 -2005)

Terdapat beberapa ketentuan dalam menghitung beban lajur, yakni sebagai berikut

- Jembatan yang memiliki lebar lantai kendaraan $\leq 5,5$ maka beban “D” harus dibebankan sebesar 100%.
- Jembatan memiliki lebar lantai kendaraan $\geq 5,5$ maka beban “D” harus dibebankan sebesar 100% dan sisa lebar lainnya dibebani “D” 50% saja.
- Perencanaan pembebanan ini dapat diletakkan di salah satu titik di sepanjang jembatan.

Kriteria lajur lalulintas rencana pada lantai kendaraan jembatan jalan raya dengan lebar ≥ 4 m dapat ditentukan dalam Tabel 3.8 berikut ini.

Tabel 3.8 Jumlah Lajur Lalulintas Rencana

Tipe Jembatan	Lebar Lajur Kendaraan (m)	Jumlah Lajur Lalulintas Rencana (n)
Satu Lajur	4,0 – 5,0	1
Dua Arah Tanpa Median	5,5 – 8,25	2 (3)
	11,3 – 15,0	4
Banyak Arah	8,25 – 11,25	3
	11,3 – 15,0	4
	15,1 – 18,75	5
	18,8 – 22,5	6
Catatan : 1. Jembatan dengan tipe lain maka jumlah lajur lalulintas rencana harus ditentukan oleh instansi terkait yang berwenang 2. Lebar lajur kendaraan adalah jarak minimum antara pembatas atau median jalan. 3. Lebar minimum untuk jembatan dengan dua jslur adalah 6 m. Hal ini dimaksudkan agar memberi ruang untuk pengendara agar dapat menyalip atau menyiap.		

(Sumber : RSNI T – 2 – 2005)

Perhitungan pembebanan lajur “D” dapat dilihat pada Persamaan 3.31 dan Persamaan 3.32 berikut ini.

a) Beban Terbagi Rata (*Uniformly Distributed Load / UDL*)

$$Q = [n \times 2,75 \times q \times 100\%] + [(b - (n \times 2,75)) \times q \times 50\%] \quad (3.31)$$

Keterangan :

Q = Beban terbagi merata (UDL) (ton/m)

n = Jumlah lajur

b) Beban Garis (*Knife Edge Load / KEL*)

$$P = [n \times 2,75 \times p \times 100\%] + [(b - (n \times 2,75)) \times p \times 50\%] \quad (3.32)$$

Keterangan :

P = Beban garis (KEL) (ton/m)

P = 49 kN/m

DLA = *Dynamic Load Allowance* (dapat dilihat pada Gambar 3.5)

3) Beban pada trotoir

Semua komponen dari trotoar maupun jembatan penyebrangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kN/m. Jika trotoar tersebut memungkinkan untuk digunakan kendaraan ringan seperti sepeda motor, becak hingga hewan ternak maka trotoar tersebut harus direncanakan untuk bisa memikul beban hidup terpusat sebesar 20 kN.

2. Beban sekunder

Beban sekunder adalah beban sementara yang mengakibatkan tegangan – tegangan yang relatif lebih kecil jika dibandingkan dengan tegangan yang terjadi akibat beban primer, biasanya besarnya nilai beban hidup dipengaruhi oleh beberapa kondisi misalnya panjang bentang, jenis jembatan, sistem konstruksi, keadaan daerah sekitar dan lain sebagainya.

a. Beban angin

Beban angin yang bekerja pada jembatan diasumsikan akan bekerja secara merata pada seluruh konstruks bangunan atas. Gaya nominal ultimit dan daya layan jembatan akibat angin bergantung pula pada kecepatan angin rencana. Kecepatan angin rencana dapat dihitung dengan Persamaan 3.33 berikut ini.

$$T_{EW} = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \quad (3.33)$$

Keterangan :

C_w = koefisien seret

V_w = kecepatan angin rencana (m/s)

A_b = luas koefisien bagian samping jembatan (m^2)

Luas bagian samping jembatan merupakan luas keseluruhan bagian searah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Luas bagian samping pada jembatan gelagar jembatan diambil 100%, sedangkan luas bagian sisi jembatan yang langsung terkena efek angin diambil 50% luas bidang sisi lainnya (PPJJR 1987), sehingga nilai A_b dihitung dengan Persamaan 3.34 berikut ini.

$$A_b = [100\% \times (L \times h) + 50\% \times (L \times h)] \quad (3.34)$$

Keterangan :

L = Panjang bentan (m)

h = tinggi bagian samping jembatan yang terkena angin (m)

Suatu kendaraan yang berada di atas jembatan, maka beban garis merata tambahan arah horisontal harus ditetapkan pada permukaan lantai jembatan, berikut ini adalah Persamaan yang digunakan untuk menghitung beban jembatan arah horisontal.

$$T_{EW} = 0,0012 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \quad (3.35)$$

Keterangan :

C_w = 1,2 (nilainya ditentukan oleh RSNI T – 2 – 2005)

V_w = Kecepatan Angin Rencana (m/s)

A_b = Luas koefisien bagian samping kendaraan (m^2)

Kecepatan angin rencana dapat dilihat pada Tabel 3.9 berikut ini.

Tabel 3.9 Kecepatan Angin Rencana (Vw)

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya Layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

(Sumber : RSNI T – 2 – 2005)

Bidang vertikal yang tertiuip angin merupakan bagian samping kendaraan yang memiliki tinggi 2 meter dari atas permukaan lantai jembatan, dengan luas bidang yang diambil sebesar 100% dari bidang yang terkena angin, adapun besarnya nilai tersebut dihiung dengan Persamaan 3.36 berikut ini.

$$V_a = \frac{1}{2} \times \frac{h}{x} \times T_{EW} \quad (3.36)$$

Keterangan :

V_a = gaya vertikal pada lantai jembatan (ton)

h = Tinggi 2 m diatas lantai jembatan (m)

x = Jarak antara roda kendaraan (m)

b. Beban rem

Gaya beban rem akan bekerja searah memanjang jembatan. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan pengaruh gaya rem sebesar 5% dari beban “D” tanpa koefisien kejut yang memenuhi semua jalur lalu lintas yang ada. Beban rem tersebut akan dianggap bekerja horizontal dalam arah sumbu jembatan dengan titik tangkai setinggi 1,80 meter di atas permukaan lantai kendaraan. Menurut RSNI T – 2 – 2005 beban rem dihitung dengan Persamaan 3.37 dan Persamaan 3.38 berikut ini.

$$R_m = 5\% \times (\text{beban UDL} + \text{KEL}) \quad (3.37)$$

Momen yang ditimbulkan dengan gaya rem :

$$M_n = L \times R_m \quad (3.38)$$

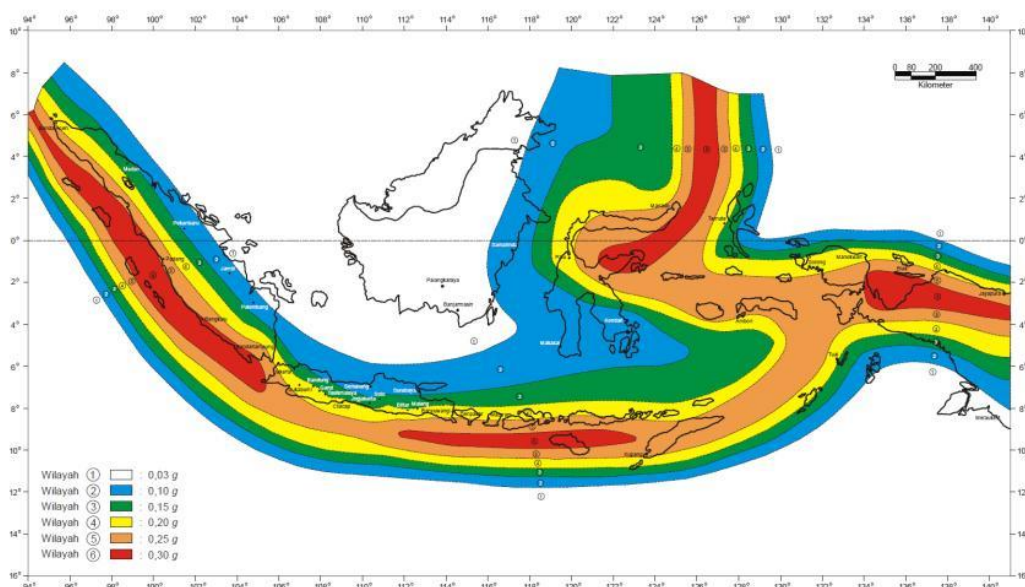
Keterangan :

R_m : beban rem (ton)

M_n : momen yang ditimbulkan akibat gaya rem

c. Beban Gempa Bumi

Indonesia merupakan salah satu negara yang berada di kawasan cincin api (*ring of fire*) yang menyebabkan sering terjadi gempa bumi. Terdapat pemetaan wilayah di Indonesia sesuai dengan potensinya masing – masing, seperti yang tertera pada Gambar 3.12 berikut ini.



Gambar 3.7 Peta Wilayah Gempa

(Sumber : SNI – 1726 – 2002)

Jembatan yang akan dibangun di daerah rawan gempa bumi harus didesain sesuai dengan Buku Petunjuk Perencanaan Tahan Gempa untuk Jembatan Jalan Raya 1986, SNI 03 – 1726 – 2012, SNI 03 – 2847 – 2013 dan pedoman struktur tahan gempa lainnya. Pengaruh gempa bumi pada jembatan dihitung senilai dengan pengaruh suatu gaya horisontal pada

konstruksi (diakibatkan beban mati) yang bekerja dan perlu diperhitungkan, selain itu perlu diperhitungkan pula gaya – gaya lain yang berpengaruh. Besarnya nilai gaya gempa bumi dapat dihitung dengan Persamaan 3.39 dan Persamaan 3.40 berikut ini.

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T \quad (3.39)$$

$$K_h = C \times S \quad (3.40)$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_T}{g \cdot K_p}}$$

Keterangan :

T_{EQ} = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (ton)

K_h = Koefisien beban gempa horisontal

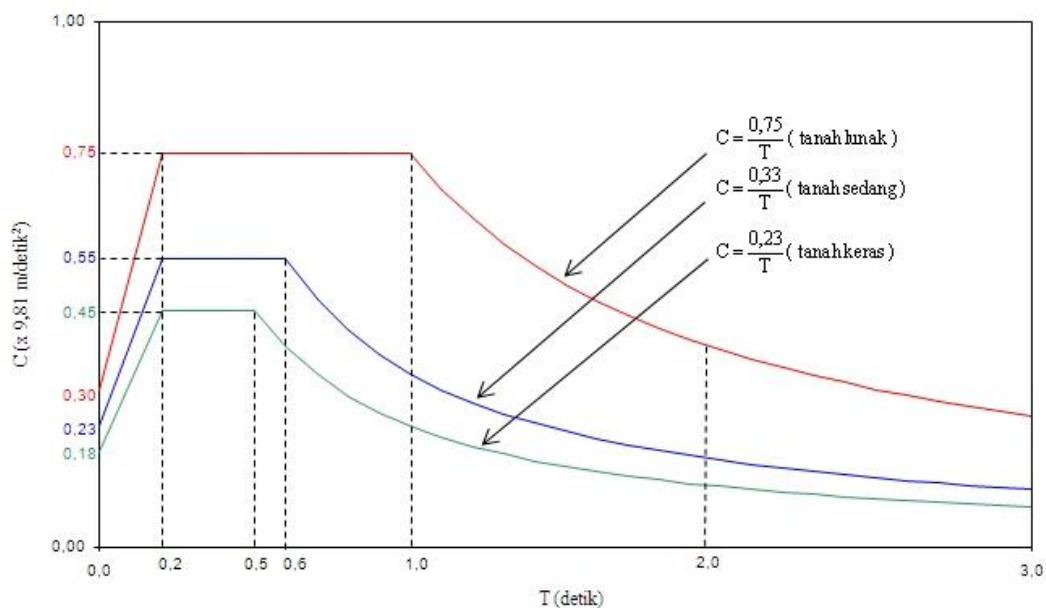
C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah (dapat dilihat pada gambar 3.8)

I = Faktor kepentingan

S = Faktor tipe bangunan

W_T = Berat total bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa

Berdasarkan SNI – 1726 – 2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, Daerah Istimewa Yogyakarta termasuk daerah gempa wilayah 3, sehingga besarnya nilai Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah (C) data dilihat pada Gambar 3.8 berikut ini.



Gambar 3.8 Respon Spektrum Gempa Wilayah 3

(Sumber : RSNI T - 2 - 2005)

Perhitungan kekakuan struktur dapat dihitung dengan persamaan 3.41 berikut ini.

$$K_p = \frac{3.E.I_c}{h^3} \quad (3.41)$$

Keterangan :

K_p = Kekakuan struktur (t/m)

T = Waktu getar (detik)

W_T = Berat total bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (ton/m^2)

E = Modulus elastisitas beton (ton/m^2)

h = Tinggi struktur (m)

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

I_c = Momen inersia (m^4)

Terdapat beberapa nilai faktor kepentingan jembatan yang dapat dilihat pada Tabel 3.10 berikut ini.

Tabel 3.10 Faktor Kepentingan Jembatan

No	Klasifikasi	Faktor Kepentingan
1	Jembatan dengan lalu lintas >2000 kend/hari, jembatan jalan raya utama atau arteri yang mana tidak ada alternative lain.	1,2
2	Jembatan permanen lainnya yang mana rute alternatif tersedia namun tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas jembatan yang dikurangi	1,0
3	Jembatan sementara yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi	0,8

(sumber : RSNI T – 2 – 2005)

Terdapat beberapa nilai faktor tipe bangunan jembatan yang dapat dilihat pada Tabel 3.11 berikut ini.

Tabel 3.11 Faktor Tipe Bangunan

Tipe Jembatan (1)	Jembatan dengan daerah sendi beton bertulang atau baja	Jembatan dengan daerah sendi beton prategang	
		Prategang Parsial (2)	Prategang Penuh (2)
Tipe A (3)	1,0 F	1,15	1,3 F
Tipe B (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe C	3,0	3	3,0

Catatan (1) Tipe jembatan pada arah melintang dan memanjang harus digunakan sesuai untuk masing – masing arah.

Catatan (2) Beton prategang parsial mempunyai prapenegangan yang cukup untuk kira – kira mengimbangi pengaruh beban tetap rencana dan selebihnya diimbangi oleh tulangan biasa. Beton prategang penuh mempunyai prapenegangan yang cukup untuk mengimbangi pengaruh beban total rencana.

Catatan (3) $F = \text{Faktor perangkaan}$
 $= 1,25 - 0,0025 n \rightarrow F \geq 1,00$

$n = \text{Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi lateral pada bagian monolit jembatan yang bagiannya dipisahkan } section \text{ muai yang bermaksud untuk memberikan ruang bergerak arah lateral.}$

Catatan (4)
 Tipe A : Jembatan daktail (bangunan atas dan bangunan bawah bersatu)
 Tipe B : jembatan daktail (bangunan atas dan bangunan bawah terpisah)
 Tipe C : jembatan tidak daktail (tanpa sendi plastis)

(sumber : RSNI T – 2 – 2005)

d. Beban Tekanan Tanah

Tekanan tanah nominal harus dihitung dari sifat – sifat propertis tanah seperti kadar air, kepadatan, kohesi, angka pori, sudut geser dalam dan lain – lain. Sifat – sifat tersebut bisa didapat dalam pengujian propertis tanah.

Perhitungan tekanan tanah dalam peneitian ini terbagi menjadi tiga yaitu tekanan tanah aktif, tekanan tanah pasif dan tekanan tanah akibat beban lalulintas yang terjadi.

1) Tekanan tanah aktif

Tekanan tanah aktif adalah tekanan dari tanah yang berusaha untuk mendorong struktur tersebut ke arah yang lain. Beban bekerja pada 2/3 dari tinggi tanah, adapun persamaan yang digunakan untuk menghitung besarnya tekanan tanah aktif yang terjadi dapat dilihat pada Persamaan 3.42 dan Persaman 3.43 berikut ini.

$$K_a = [\tan (45 - \varphi/2)]^2 \quad (3.42)$$

$$P_a = 0,5 \times \gamma \times H^2 \times K_a \times L \quad (3.43)$$

Keterangan :

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

φ = Sudut geser dalam

P_a = Tekanan tanah aktif (ton)

γ = Berat jenis tanah urug (ton/m³)

L_y = panjang melintang pada *abutment* (m)

H = Tinggi *abutment* (m)

2) Tekanan tanah pasif

Tekanan tanah pasif adalah tekanan dari tanah yang berusaha untuk menahan dan mengimbangi tekanan dari tekanan tanah aktif. Beban tekanan tanah pasif juga bekerja pada 2/3 dari tinggi tanah, adapun

persamaan yang digunakan untuk menghitung besarnya tekanan tanah pasif yang terjadi dapat dilihat pada Persamaan 3.44 dan Persamaan 3.45 berikut ini.

$$K_p = [\tan (45 + \varphi/2)]^2 \quad (3.44)$$

$$P_p = 0,5 \times \gamma \times H^2 \times K_p \times L \quad (3.45)$$

Keterangan :

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

φ = Sudut geser dalam

P_p = Tekanan tanah pasif (ton)

γ = Berat jenis tanah urug (ton/m³)

L = panjang melintang pada *abutment* (m)

H = Tinggi *abutment* (m)

3) Tekanan tanah akibat beban lalulintas

Tekanan tanah akibat beban lalulintas adalah tekanan tanah yang terjadi yang diakibatkan oleh beban lalulintas yang diampu di atas struktur. Beban tersebut bekerja pada $\frac{1}{2} H$ tanah, adapun persamaan yang digunakan untuk menghitung besarnya tekanan tanah akibat beban lalulintas yang terjadi dapat dilihat pada Persamaan 3.46 berikut ini.

$$P_q = Q \times K_a \times H \times L \quad (3.46)$$

Keterangan :

P_q = Tekanan tanah akibat beban lalulintas (ton/m)

Q = Beban lalulintas (ton/m)

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

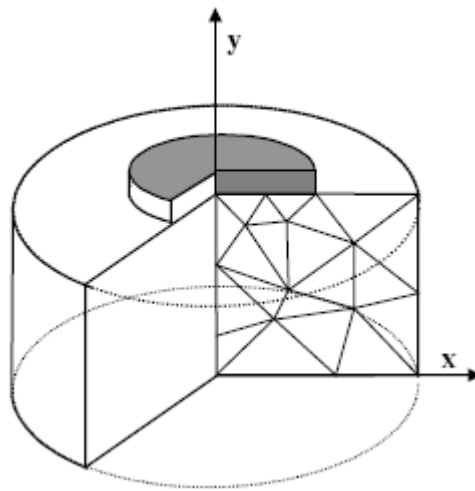
L = panjang melintang pada *abutment* (m)

H = Tinggi *abutment* (m)

3.1.4 *Plaxis 2D*

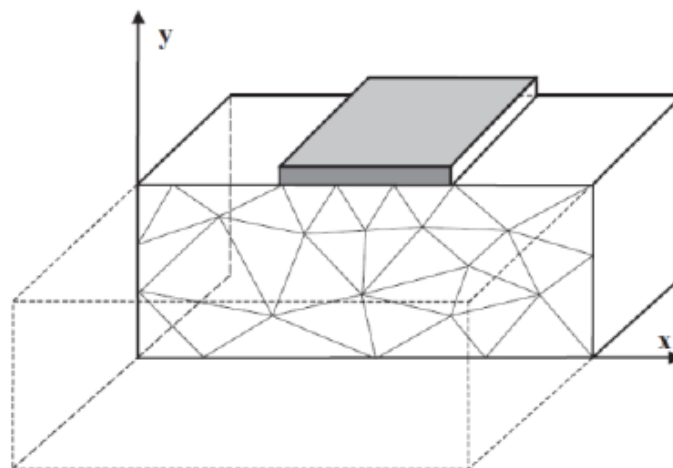
Plaxis 2D adalah aplikasi komputer atau *software* yang dibuat dengan konsep metode elemen hingga (*finite element method*) yang digunakan untuk menganalisis *displacement*, deformasi dan stabilitas dari suatu konstruksi di bidang geoteknik, serta simulasi terhadap perilaku dari suatu kondisi tanah. Sebagai alat bantu untuk menganalisis, pengguna aplikasi ini sangat membantu praktisi dalam perhitungan menggunakan metode elemen hingga (*finite element method*) non linier yang relatif lama, *Plaxis 2D* menjadi solusi untuk menjawab problematika tersebut dengan desain dan perancangan yang teoritik dan sistematis yang dikemas dalam kerangka logis yang mudah untuk digunakan. *Plaxis* dikembangkan pada tahun 1987 di *Technical University of Delft* yang merupakan hasil inisiatif dari *Dutch Departement of Public Works and Water Management*. *Plaxis* digunakan untuk menganalisis kekuatan tanggul – tanggul yang dibangun diatas tanah yang kurang stabil di Belanda.

Aplikasi ini dapat digunakan untuk menganalisis perhitungan *axisymmetric* ataupun *plane – strain*. Model *axisymmetric* digunakan untuk menganalisis struktur berbentuk lingkaran (*circular structures*) yang memiliki potongan berbentuk radial dan pembebanan berupa beban seragam terhadap pusat, serta tegangan dan deformasi yang dianggap searah dengan radial. Model *plane – strain* digunakan untuk menganalisis struktur yang memiliki potongan melintang yang pembebanannya serta kondisi tegangan yang seragam, perpindahan atau deformasi searahnya dianggap nol. Ilustrasi dari model *axisymmetric* dan *plane – strain* dapat dilihat pada Gambar 3.9 dan Gambar 3.10 berikut ini.



Gambar 3.10 Ilustrasi Model *Axisymmetric* pada Plaxis 2D

(Sumber : Plaxis, 2011)



Gambar 3.11 Ilustrasi Model *Plane - Strain* pada Plaxis 2D

(Sumber : Plaxis, 2011)

Beberapa kasus geoteknik yang dapat dianalisis dengan aplikasi *Plaxis* antara lain penurunan tanah akibat beban, kapasitas dukung lereng, konstruksi tanggul tanah, konstruksi timbunan jalan, konstruksi terowongan dan lain sebagainya.

Terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam penggunaan *Plaxis* sebagai aplikasi di bidang geoteknik, yaitu ketelitian pengguna serta pemahaman teori dan konsep dalam mekanika tanah dan pondasi dari pengguna *software* tersebut. Hal ini dikarenakan *Plaxis* akan tetap melakukan analisis dan kalkulasi serta menghasilkan keluaran atau *output* walaupun data yang kita *input* kurang tepat, sehingga akurasi dari kondisi di lapangan bergantung sepenuhnya terhadap keahlian dari pengguna terhadap permasalahan yang terjadi.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Variabel Penelitian

Kapasitas daya dukung pondasi merupakan salah satu faktor yang sangat penting dalam perencanaan pondasi beserta keseluruhan strukturnya, dengan adanya kapasitas dukung yang besar diharapkan dapat mengampu beban dari struktur atasnya, sehingga pondasi mengalami penurunan (*settlement*) yang masih berada di bawah batas toleransi. Tujuan dari dilakukannya analisis daya dukung kapasitas pondasi adalah untuk mempelajari kemampuan tanah dan pondasi dalam menopang beban di atasnya. Daya dukung kapasitas pondasi dinyatakan dalam tahanan geser untuk melawan penurutan akibat terjadinya pembebanan. Apabila beban struktur atasnya melampaui daya dukung batasnya, maka tegangan geser yang ditimbulkan di dalam tanah akan melampaui ketahanan geser dari pondasi tersebut, sehingga akan terjadi keruntuhan geser pada tanah pondasi.

Sebagai struktur bawah suatu konstruksi, besarnya kapasitas dukung sebuah pondasi dipengaruhi oleh beberapa faktor antara lain :

1. bentuk, jenis dan dimensi pondasi,
2. jenis struktur atas (beban struktur atas),
3. jarak antar pondasi,
4. kondisi tanah (propertis tanah) dan
5. tinggi muka air tanah dan lain sebagainya.

Berikut ini adalah variabel – variabel yang terdapat dalam penelitian Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Kaison pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang.

1. Variabel bebas, yang meliputi variasi dimensi dari pondasi maupun variasi pembebanan jembatan.

2. Variabel terikat, yang meliputi dari kapasitas dukung pondasi (kapasitas ujung, kapasitas selimut, kapasitas ultimit, kapasitas ijin), dan penurunan.
3. Variabel kontrol, yang meliputi permodelan menggunakan *software Plaxis 2D* sebagai alat bantu hitung.

4.2 Teknik Pengumpulan Data

Pengumpulan data diperlukan untuk menganalisis kapasitas dukung pondasi dan penurunan yang terjadi pada Jembatan Lemah Abang. Data yang dikumpulkan terbagi menjadi dua jenis yaitu data primer dan data sekunder.

1. Data Primer

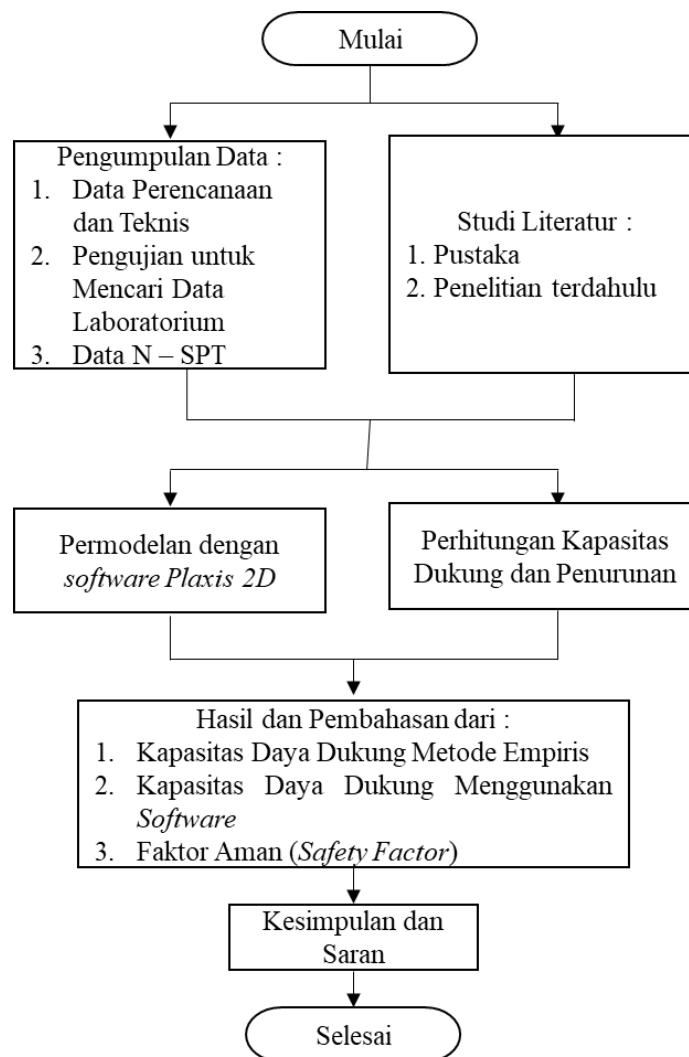
Data Data primer adalah data yang didapat langsung dari pengujian di lapangan terkait dengan komponen – komponen yang diperlukan untuk menganalisis kapasitas dukung pondasi, misalnya data propertis tanah, data pembebanan, data teknis dan perencanaan, serta data – data lainnya.

2. Data Sekunder

Data sekunder adalah data yang didapat dari sumber atau penelitian lain yang terkait dalam penelitian ini, yaitu spesifikasi bahan yang digunakan dalam penelitian dan studi pustaka yang relevan seperti pedoman PPPJRR 1986, RSNI T 02 – 202005, pustaka dan masih banyak lagi.

4.3 Pelaksanaan Penelitian

Pelaksanaan penelirtian akan dilakukan dalam beberapa tahapan, yaitu pengumpulan data dan studi literatur, analisis data dan perhitungan kapasitas secara empiris, hasil dan pembahasan serta kesimpulan dan saran. Bagan alir pelaksanaan penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut ini.



Gambar 4.1 Bagan Alir Pelaksanaan Penelitian

Berikut ini adalah uraian pelaksanaan penelitian.

1. Tahapan Pengumpulan Data dan Studi Literatur

Tahapan ini merupakan tahapan awal dalam penelitian yang nantinya hasil dari penelitian ini akan menjadi dasar untuk mencapai maksud, tujuan, manfaat serta batasan penelitian. Adapun data yang diperlukan antara lain Gambar DED (*Detail Engineering Design*), hasil pengujian propertis tanah, data perencanaan dan data – data lainnya yang berguna untuk mendukung perencanaan jembatan.

2. Tahapan Analisis Data

Tahapan analisis data terbagi menjadi dua yaitu analisis data yang telah dikumpulkan dengan metode empiris dan analisis pembebanan. Beban dan gaya – gaya yang akan ditopang oleh pondasi sudah diketahui, maka perencanaan pondasi agar kuat menopang struktur atas serta penurunan yang terjadi perlu dianalisis. Digunakan pula *software Plaxis 2D* sebagai alat bantu hitung kapasitas dukung pondasi sebagai perbandingan dari perhitungan manual.

3. Tahapan Hasil dan Pembahasan

Hasil dari analisis kapasitas daya dukung pondasi dan penurunannya akan dibahas secara mendetail dalam tahapan ini, didapatkan keluaran berupa jenis pondasi hingga dimensi pondasi yang akan digunakan.

4. Tahapan Kesimpulan dan Saran

Data – data yang telah diperoleh dari tahapan hasil dan pembahasan akan ditarik kesimpulannya, sehingga hasil analisis dapat dimudah dimengerti secara singkat padat dan jelas. Di sisi lain, peneliti akan memberikan saran dan masukan untuk mempermudah penelitian yang selanjutnya, sehingga menambah pemahaman dalam menganalisis daya dukung pondasi.

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Jembatan

Berikut ini adalah data – data dari Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang dari beberapa sumber yang akan digunakan dalam penelitian ini.

5.1.1 Data Umum

Berikut ini adalah data – data umum terkait Proyek Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang.

Nama Jembatan	: Jembatan Lemah Abang
Bentang Jembatan	: 90 m
Lokasi Proyek	: Pendekat I (P1) Desa Gayamharjo, Prambanan, Sleman dan Pendekat II (P2) Ds. Ngoro-oro, Gunungkidul
Kontraktor	: PT. Aneka Dharma Persada
Perencana	: PT. Cipta Ekapurna Engineering Consultant (CEEC)
Konsultan Pengawas	: PT. Tri Patra Konsultan JO. PT. Wastu Anopama

5.1.2 Data Data Konstruksi Bagian Atas

Berikut ini adalah data – data konstruksi bagian atas terkait Proyek Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang.

Jenis Konstruksi	: Beton Pracetak, Balok Girder Prategang
Lebar Jembatan	: 9 m
Jumlah Girder Prategang	: 5 Buah
Lebar Perkerasan	: 7,5 m
Tebal Perkerasan	: 0,1 m
Tebal Pelat Lantai	: 0,2 m
Lebar Pelat Lantai	: 10,5 m
Tebal Trotoar	: 0,3 m
Lebar Trotoar	: 1,5 m

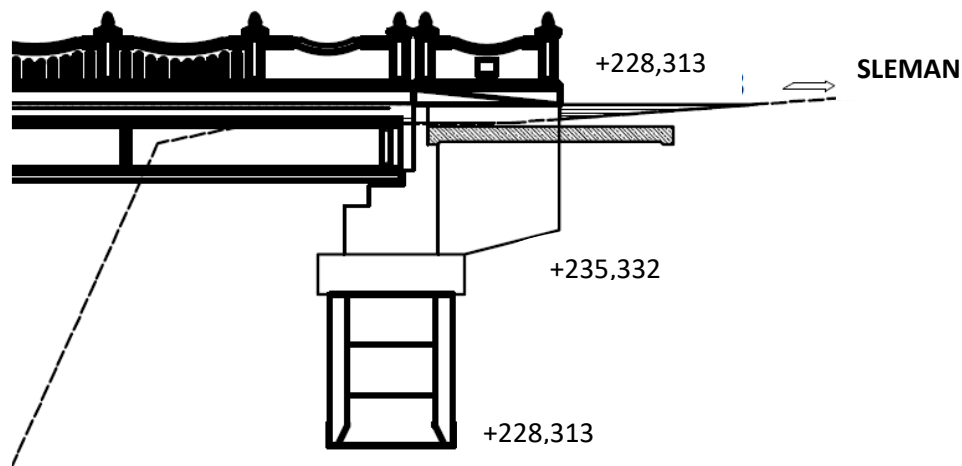
Lebar Sandaran	: 0,5 m
Tinggi Sandaran	: 1,5 m

5.1.3 Data Data Konstruksi Bagian Bawah

Berikut ini adalah data – data konstruksi bagian bawah terkait Proyek Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang.

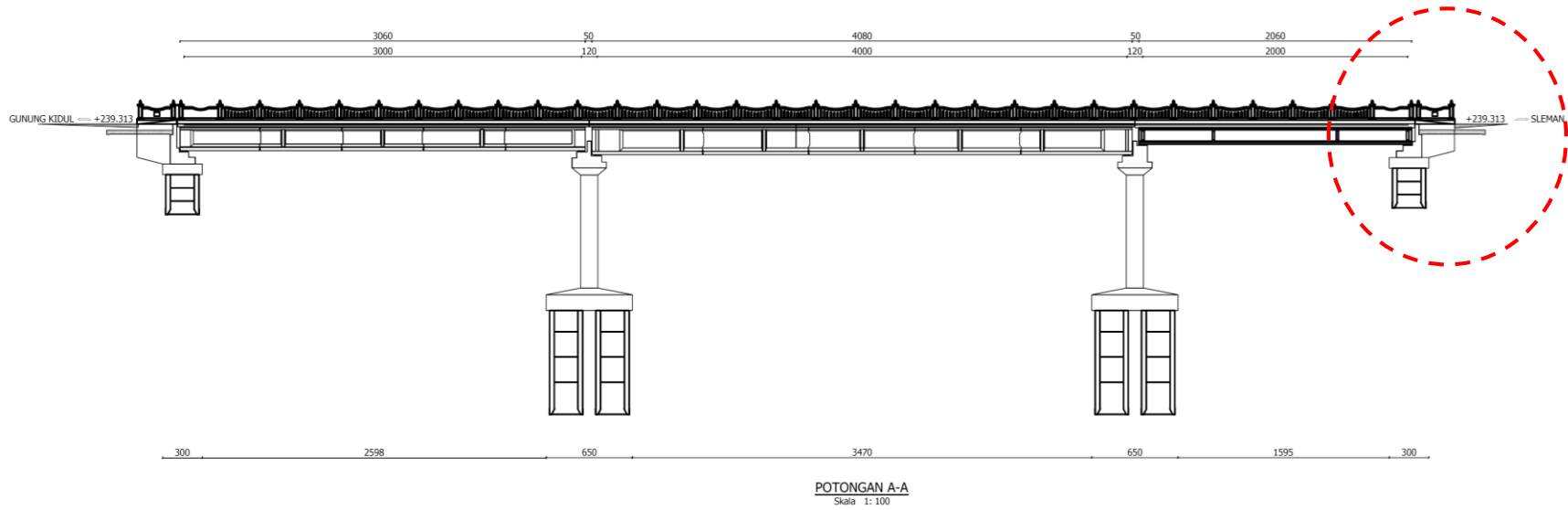
Jenis Konstruksi	: Beton Bertulang, Pondasi Sumuran
Diameter Pondasi	: 2,5 m
Tinggi Pondasi	: 7,5 m
Panjang <i>Abutment</i>	: 10,5 m
Tebal Wing – wall	: 0,25 m
Tinggi Pilar	: 8,5 m
Lebar Pilar	: 1,3 m
Panjang Pilar	: 5 m

Gambar abutmen 2 serta potongan memanjang jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan gambar 5.2 berikut.



Gambar 5.1 Abutmen 2 Jembatan Lemah Abang

(Sumber : PT. Cipta Ekapurna Engineering Consultant (CEEC), 2017)



Gambar 5.2 Potongan Memanjang Rencana Jembatan Lemah Abang

(Sumber : PT. Cipta Ekapurna Engineering Consultant (CEEC), 2017)

5.2 Pembebanan Jembatan

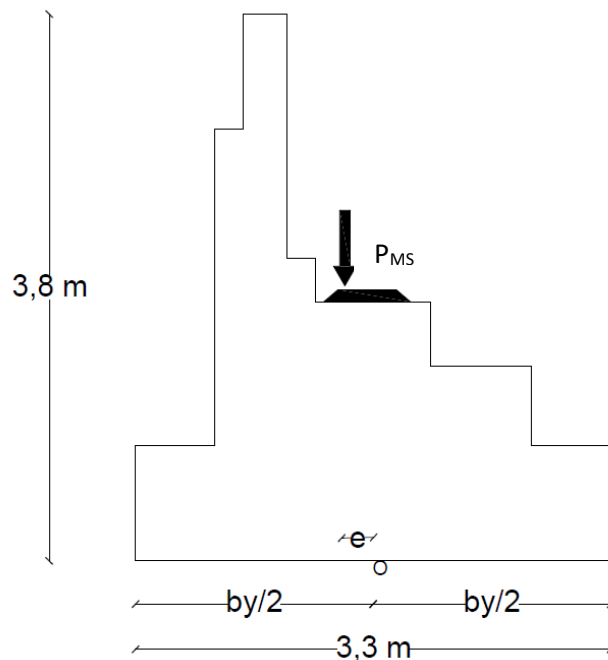
Pembebanan jembatan yang dilakukan pada penelitian kali ini dengan obyek Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang berpedoman kepada Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya PPPJJR 1987 dan Standar Pembebanan untuk Jembatan (RSNI T – 02 – 2005).

5.2.1 Berat Sendiri

Berat sendiri (*Self Weight*) merupakan berat keseluruhan jembatan seperti elemen struktural dan elemen non struktural lainnya yang diampu oleh jembatan dan bersifat tetap. Berat sendiri jembatan terbagi menjadi 2 bagian berdasarkan letaknya yaitu berat sendiri struktur atas dan struktur bawah.

1. Berat Sendiri Struktur Atas (P_{MS})

Berikut ini adalah data – data yang diperlukan untuk perhitungan mencari beban yang terjadi terhadap struktur atas jembatan. Ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.3 dibawah ini, untuk ukuran dan dimensi yang diperlukan dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.



Gambar 5.3 Pembebanan Sendiri Struktur Atas (P_{MS})

Tabel 5.1 Berat Sendiri Struktur Atas

No	Beban Struktur Atas	Tebal (m)	Jumlah /lebar	Berat (kN/m)	Bentang (m)	Berat (kN)
1	Girder Prategang		5	18	20,6	1854
2	Slab	0,2	7	25	20,6	721
3	Trotoar dan Dinding Pagar Tepi	0,4	1.5	25	20,6	309
					Jumlah	2884

Beban pada *abutment* akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned}
 P_{MS1} &= 0,5 \times W_s \\
 &= 0,5 \times 2884 \\
 &= 1442 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi

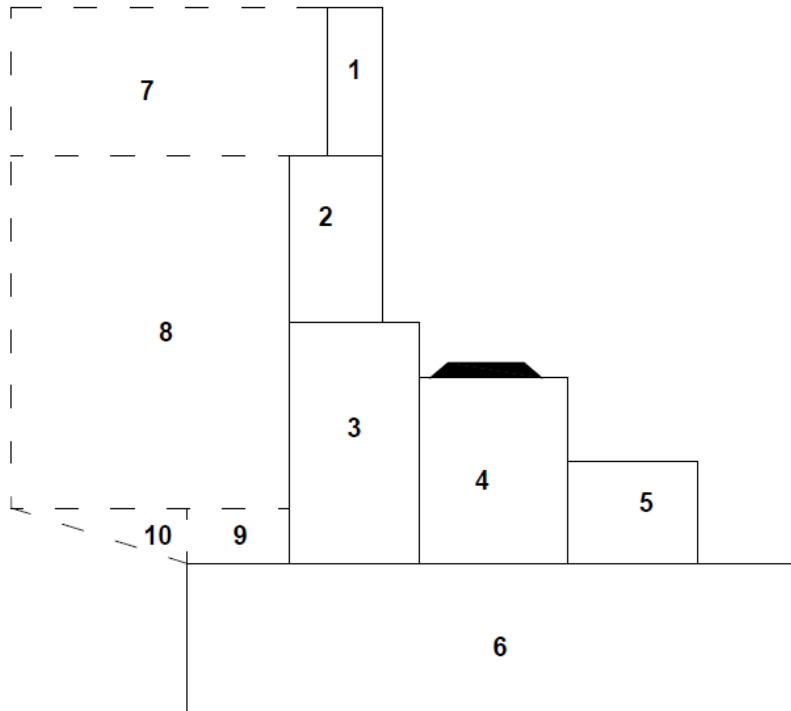
$$\begin{aligned}
 e &= \frac{B_x}{2} - b_8 - b_3 - \frac{b_6}{2} \\
 &= 0,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat berat sendiri struktur atas

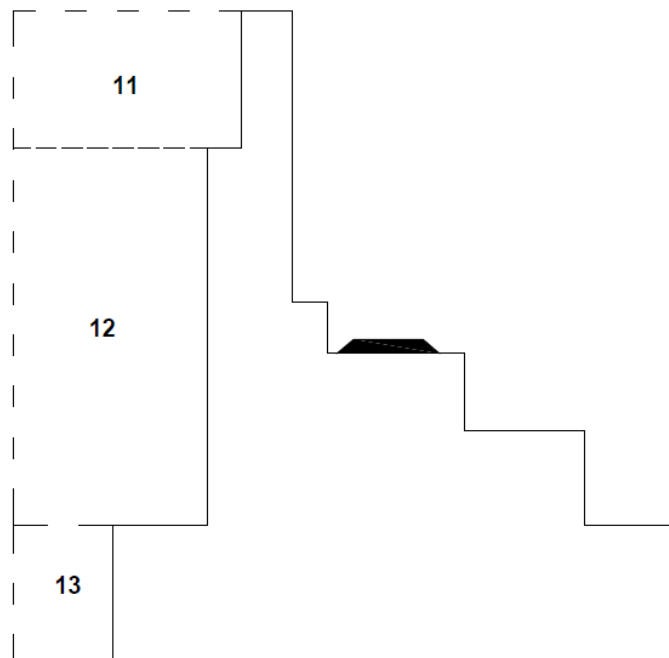
$$\begin{aligned}
 M_{MS1} &= P_{MS} \times e \\
 &= 1442 \times 0,6 \\
 &= 865,2 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Berat Sendiri Struktur Bawah

Berikut ini adalah data – data yang diperlukan untuk perhitungan mencari beban yang terjadi terhadap struktur bawah jembatan. Ilustrasi pembebanan struktur bawah dapat dilihat pada Gambar 5.4 dan Gambar 5.5 dibawah ini, untuk ukuran dan dimensi yang diperlukan dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.



Gambar 5.4 Pembebanan Struktur Bawah



Gambar 5.5 Pembebanan Struktur Bawah (*Wing wall*)

Tabel 5.2 Berat dan Momen yang Terjadi pada *Abutment*

NO	Parameter Berat Bagian (<i>Abutment</i>)				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direct			
1	0,3	0,65	1	-1	43,875	1,650	-72,394
2	0,5	1,6	1	-1	180,000	1,750	-315,000
3	0,7	0,75	1	-1	118,125	1,650	-194,906
4	0,45	0	1	-1	0,000	1,553	0,000
5	0,7	0	1	1	0,000	1,975	0,000
6	0,8	1,15	1	1	207,000	1,900	393,300
NO	Parameter Berat Bagian (<i>Wing Wall</i>)				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direct			
7	1,7	0,8	1	-1	17,000	2,375	-40,375
8	1,5	1,9	1	-1	35,625	2,375	-84,609
9	0,5	0,3	1	-1	1,875	2,375	-4,453
10	0,95	0,55	0,5	-1	3,266	2,375	-7,756
NO	Parameter Berat Bagian (<i>Wing Wall</i>)				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direct			
11	0,65	0,65	1	-1	64,643	1,400	-90,500
12	0,45	3,15	1	-1	216,878	1,525	-330,738
13	0,8	0	0,5	-1	0,000	1,517	

3. Total Berat Sendiri

Berikut ini adalah jumlah keseluruhan beban dan momen yang terjadi pada struktur atas dan struktur bawah jembatan.

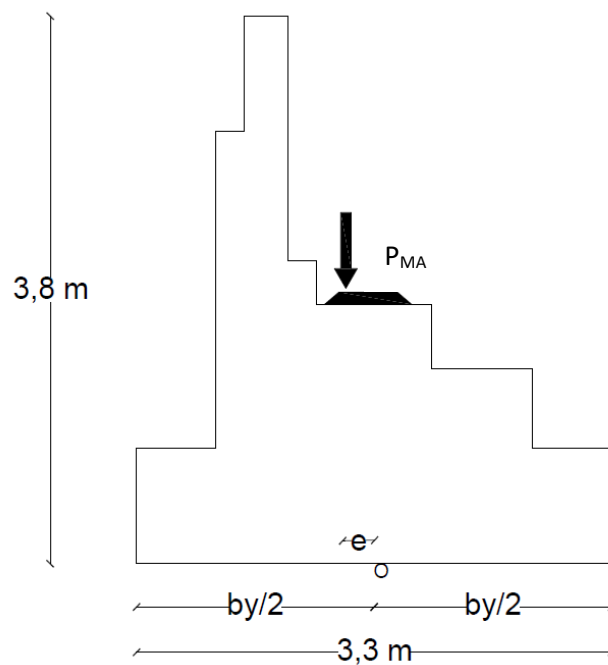
$$\begin{aligned}
 P_{MS} &= P_{MS1} + P_{MS2} \\
 &= 1442 + 1089,77 \\
 &= 2531,77 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{MS} &= M_{MS1} + M_{MS2} \\
 &= 865,2 + (-654,569) \\
 &= 210,631 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan atau disebut juga *superimposed dead load* merupakan berat dari seluruh bagian non struktural jembatan yang menimbulkan suatu gaya dan nilainya bias berubah seiring dengan bertambahnya usia layan jembatan. Beban – beban tambahan tersebut antara lain, pemasangan tiang listrik dan instalasi mekanikal serta elektrikal (ME), probabilitas genangan air yang terjadi saat hujan serta penambahan lapisan aspal (*overlay*) yang akan terjadi.

Ilustrasi pembebanan struktur beban mati tambahan (MA) dapat dilihat pada Gambar 5.6 berikut ini.



Gambar 5.6 Beban Mati Tambahan

Terkait data – data yang diperlukan dalam beban mati tambahan tertera pada Tabel 5.3 berikut ini.

Tabel 5.3 Perhitungan Beban Mati Tambahan

Uraian	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jml	w (kN/m ³)	Berat (kN)
Lap. Aspal + overlay	0,1	6	20,6	2	22	543,84
Railing, lights, dll		0,5	20,6	2		20,6
Instalasi ME		0,1	20,6	2		4,12
Air Hujan	0,05	6	20,6	1	10	61,8
W_{MA}						630,36

Beban pada *abutment* akibat beban mati tambahan

$$\begin{aligned} P_{Ma} &= 0,5 \times W_{MA} \\ &= 0,5 \times 630,36 \\ &= 315,18 \text{ kN} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi

$$\begin{aligned} e &= \frac{B_x}{2} + b_8 + b_3 + \frac{b_6}{2} \\ &= 0,6 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned} M_{Ma} &= P_{Ma} \times e \\ &= 315,18 \times 0,6 \\ &= 189,108 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5.2.3 Tekanan Tanah (TA)

Menurut RSNI T – 02 – 2005, tekanan tanah yang berada di belakang dinding biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja akibat adanya beban lalu lintas yang bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif. Besarnya beban tambahan hidup ini setebal 0,6 m yang bekerja merata seperti beban merata (*distributed load*) pada bagian tanah yang dilewati suatu beban lalu lintas.

Berikut ini adalah perhitungan tekanan tanah yang sesuai dengan Persamaan 3.35 sampai dengan Persamaan 3.38, adapun ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.7 serta data – data yang terlampir sebagai berikut.

$$w_s = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$c = 10 \text{ kPa}$$

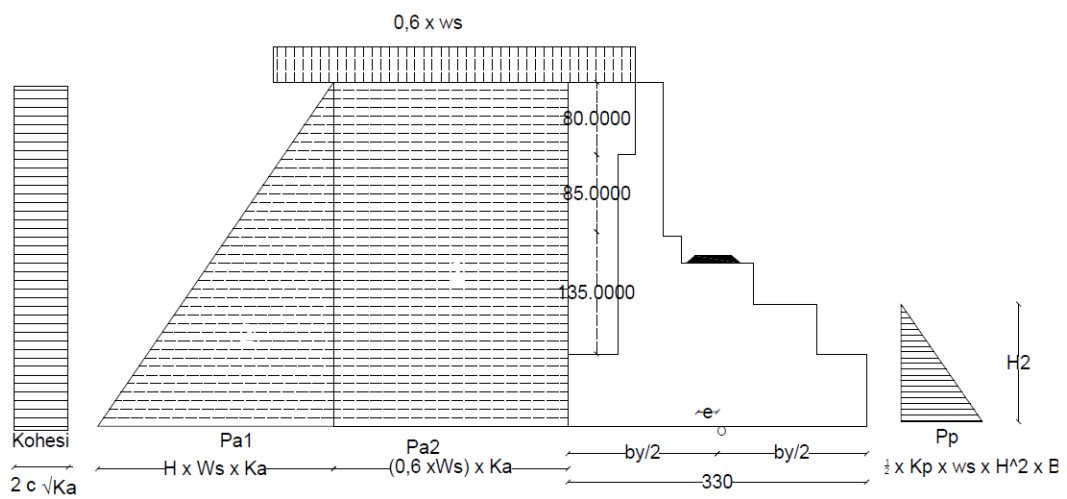
$$H_1 = 3,8 \text{ m}$$

$$H_2 = 1 \text{ m}$$

$$B_y = 9 \text{ m}$$

$$K_\phi^R = 0,7$$

$$K_C^R = 1$$



Gambar 5.7 Pembebanan Akibat Tekanan Tanah

$$\begin{aligned} \phi' &= \arctan (K_\phi^R \times \tan \phi) \\ &= \arctan (0,7 \times \tan 35) \\ &= 18,349^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35}{2} \right) \\ &= 0,511 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35}{2} \right) \\ &= 3,690 \end{aligned}$$

Berikut ini adalah hasil beban dan momen yang diakibatkan oleh tekanan yang dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut ini.

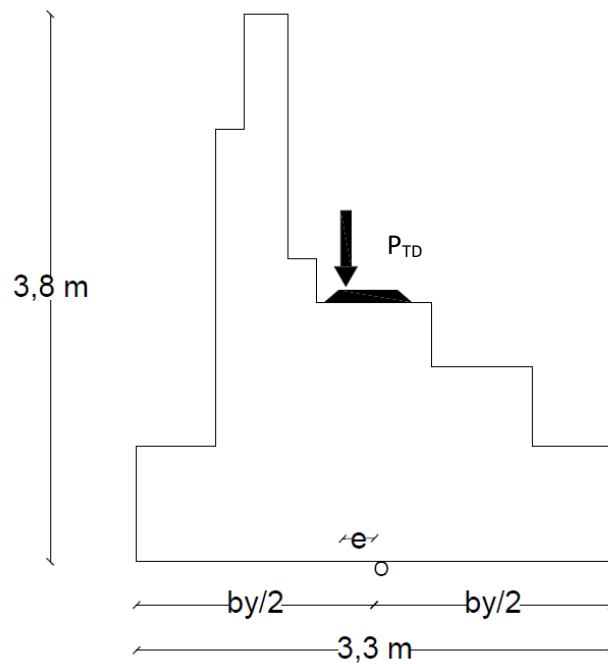
Tabel 5.4 Beban dan Momen Akibat Tekanan Tanah

No	Gaya Akibat Tekanan Tanah	TtA (kN)	y (m)	M _{TA} (kNm)
1	Pa1	181,794	1,900	345,409
2	Pa2	575,681	1,267	729,196
3	Pp1	-282,298	0,333	-94,099
4	Kohesi (c)	-14,438	1,900	-27,432
	T_{TA}	460,739	M_{TA}	953,704

Berdasarkan perhitungan diatas, maka didapatkan hasil gaya total akibat tekanan tanah yang terjadi adalah sebesar 460,739 kN, sedangkan momen yang terjadi sebesar 953,074 kNm.

5.2.4 Beban Lajur “D” (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (*uniformly Distributed Load*) dan beban garis (*Knife Edge Load*). UDL memiliki intensitas q (kPa), besarnya nilai q tersebut bergantung pada panjang total jembatan yang akan dilalui beban lalu lintas dan sudah dinyatakan pada Persamaan 3.27 sampai dengan Persamaan 3.29 sebelumnya, adapun data – data yang diketahui dapat dilihat pada Tabel 5.5 dan skema pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut ini.



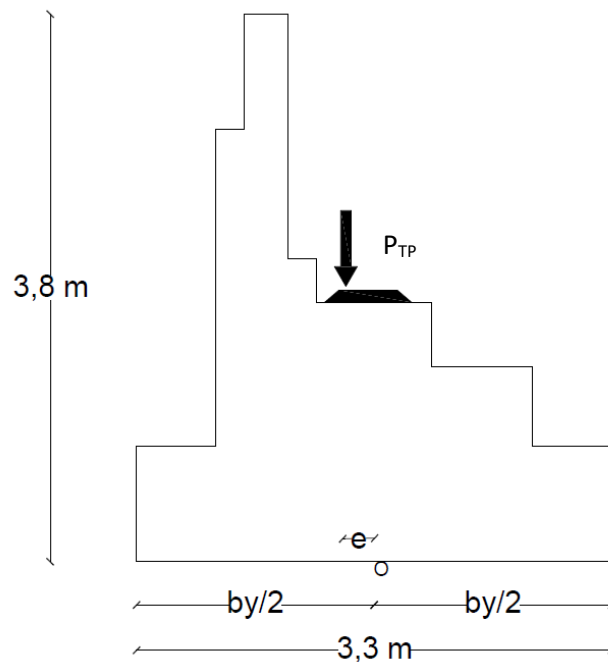
Gambar 5.8 Pembebanan Beban Lajur “D” (TD)

Tabel 5.5 Beban dan Momen yang Terjadi Akibat Beban Lajur “D”

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Panjang Bentang	L	20,6	m
2	Intensitas UDL	q	8	kPa
3	Intensitas KEL	p	44	kN/m
4	Intensitas DLA	DLA	0,4	
5	Panjang Lengan	b1	6	m
6	Beban Lajur	P_{TD}	828	kN
7	Eksentrisitas	e	0,6	m
8	Momen thd pondasi	M_{TD}	496,8	kNm

5.2.5 Beban Pejalan Kaki / Pedestrian (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya. Berikut adalah perhitungan yang dapat beban pada trotoar dilihat pada Tabel 5.6 serta ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut ini.



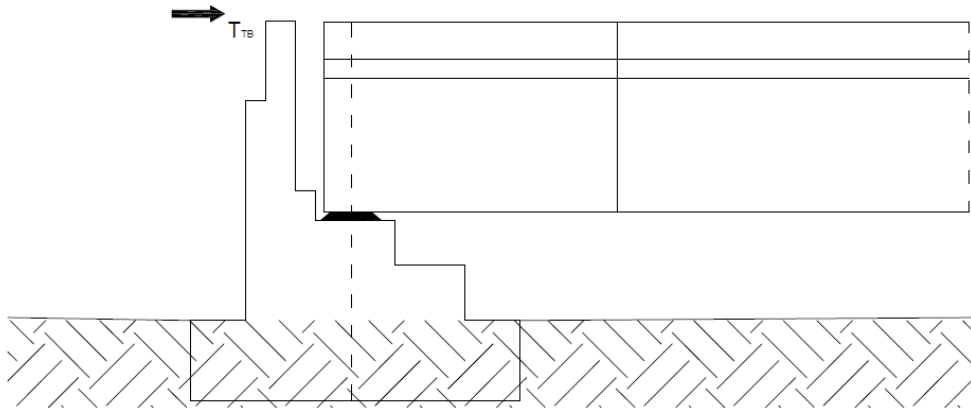
Gambar 5.9 Pembebanan Pedestrian / Pejalan Kaki (P_{TP})

Tabel 5.6 Beban dan Momen yang Terjadi Akibat Beban Pejalan Kaki

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Panjang Bentang	L	20,6	m
2	Panjang Lengan	b_2	1,5	m
3	Jumlah	n	2	buah
4	Luas bidang	A	30,9	m^2
5	Beban merata pada pedestrian	q	4,310	kPa
6	Beban pada abutmen	P_{TP}	133,188	kN
7	Eksentrisitas	E	0,6	m
8	Momen	M_{TP}	79,913	kNm

5.2.6 Beban Rem (TB)

Pembebanan jembatan jalan raya dipengaruhi pula dengan beban rem (TB) yang diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang serta diasumsikan sebagai gaya yang bekerja terhadap permukaan (*surface*) lantai jembatan. Hasil perhitungan beban rem pada jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.7 serta ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut ini.



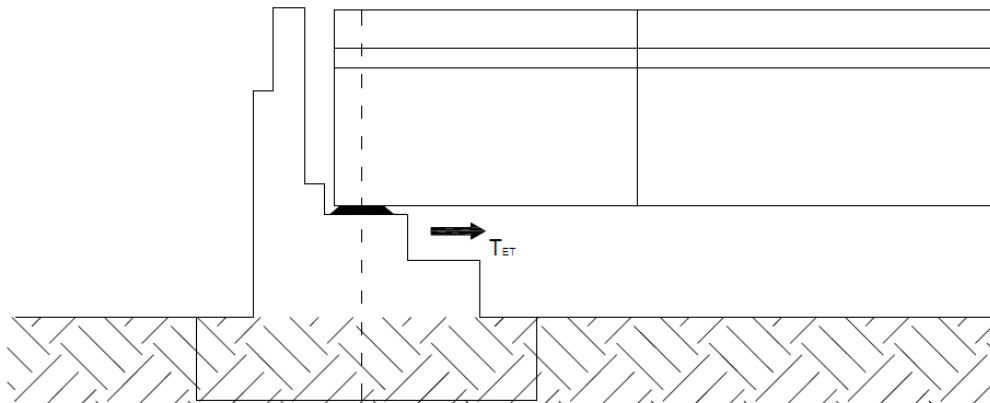
Gambar 5.10 Pembebanan Terhadap gaya Rem (P_{TB})

Tabel 5.7 Perhitungan Beban Rem Terhadap Jembatan

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Gaya Rem	T_{TB}	250	kN
2	Panjang Bentang	L	20,6	m
3	Jumlah	n	1	buah
4	Beban pada <i>abutment</i>	P_{TB1}	250	kN
5	Eksentrisitas	y_{TB}	3,8	m
6	Momen	M_{TB}	950	kNm

5.2.7 Pengaruh Temperatur (P_{ET})

Kondisi iklim dan cuaca juga termasuk salah satu faktor yang dapat menyebabkan terjadinya deformasi struktur. Hal tersebut dapat mempengaruhi pembebanan jembatan jalan raya mulai dari masa pekerjaannya hingga akhir usia layan. Berikut ini adalah hasil perhitungan beban pengaruh temperatur yang dapat dilihat pada Tabel 5.8 dan ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.11 di bawah ini.



Gambar 5.11 Pembebanan Akibat Pengaruh Temperatur

Tabel 5.8 Pengaruh Temperatur Terhadap Jembatan

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Suhu Maksimum Rerata	T_{max}	40	$^{\circ}C$
2	Suhu Minimum Rerata	T_{min}	15	$^{\circ}C$
3	Perbedaan Temperatur	ΔT	12,5	$^{\circ}C$
4	Kekakuan Geser Tumpuan Berupa Mechanical Bearing	k	1500	kN/m
5	Koefisien Muai Panjang Beton	α	0,00001	$/^{\circ}C$
6	Panjang Bentang Box Girder	L	20,6	m
7	Jumlah	n	5	buah
8	Gaya <i>Abutment</i> Akibat Suhu	T_{et}	9,656	kN/m
9	Lengan Terhadap Pondasi	y_{ET}	0,8	m
10	Momen	M_{ET}	7,725	kNm

5.2.8 Beban Angin (EW)

Pembebanan jembatan dipengaruhi pula oleh beban angin yang diasumsikan bekerja secara merata terhadap struktur atas jembatan. Besarnya beban tersebut tergantung oleh kecepatan angin rencana.

1. Beban Angin yang Menimpa Samping Jembatan

Beban angin yang menimpa bagian samping jembatan merupakan gaya angin tambahan searah vertikal yang meniup kendaraan yang berada di atas

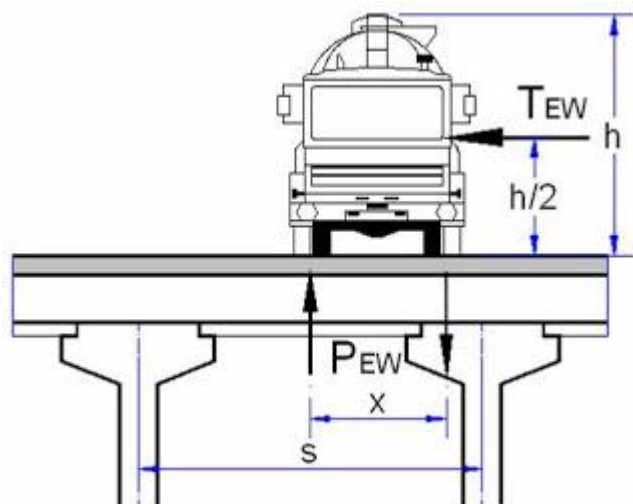
lantai jembatan. Berikut ini adalah hasil perhitungan beban angin yang menimpa samping jembatan yang dapat dilihat pada Tabel 5.9.

Tabel 5.9 Beban Angin yang Menimpa Samping Jembatan

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Koefisien Seret	C_w	1,25	
2	Kecepatan Angin Rencana	V_w	30	m/det
3	Panjang Bentang	L	20,6	m
4	Tinggi Bidang Samping	h_a	2,35	m
5	Luas Bidang	A_b	24,205	
6	Gaya Akibat Angin	T_{EW1}	16,338	kN
7	Lengan Terhadap Fondasi	y_{EW}	1,98	m
8	Momen Terhadap Fondasi Akibat Angin	M_{EW}	32,35	kNm

2. Beban Angin yang Meniup Kendaraan

Beban angin yang meniup kendaraan merupakan gaya angin tambahan searah horisontal yang meniup kendaraan yang berada di atas lantai jembatan. Hasil perhitungan beban yang meniup kendaraan dapat dilihat pada Tabel 5.10 dan ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut ini.



Gambar 5.12 Pembebanan Jembatan Akibat Angin yang Meniup Samping Kendaraan

Tabel 5.10 Hasil Perhitungan Beban Angin yang Meniup Kendaraan

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Koefisien Seret	C_w	1,2	
2	Gaya Akibat Angin	T_{EW}	13,349	kN
3	Lengan Terhadap Pondasi	y_{EW2}	2,7	m
4	Momen	M_{EW}	36,042	kNm

3. Beban Angin yang Menimpa *Abutment*

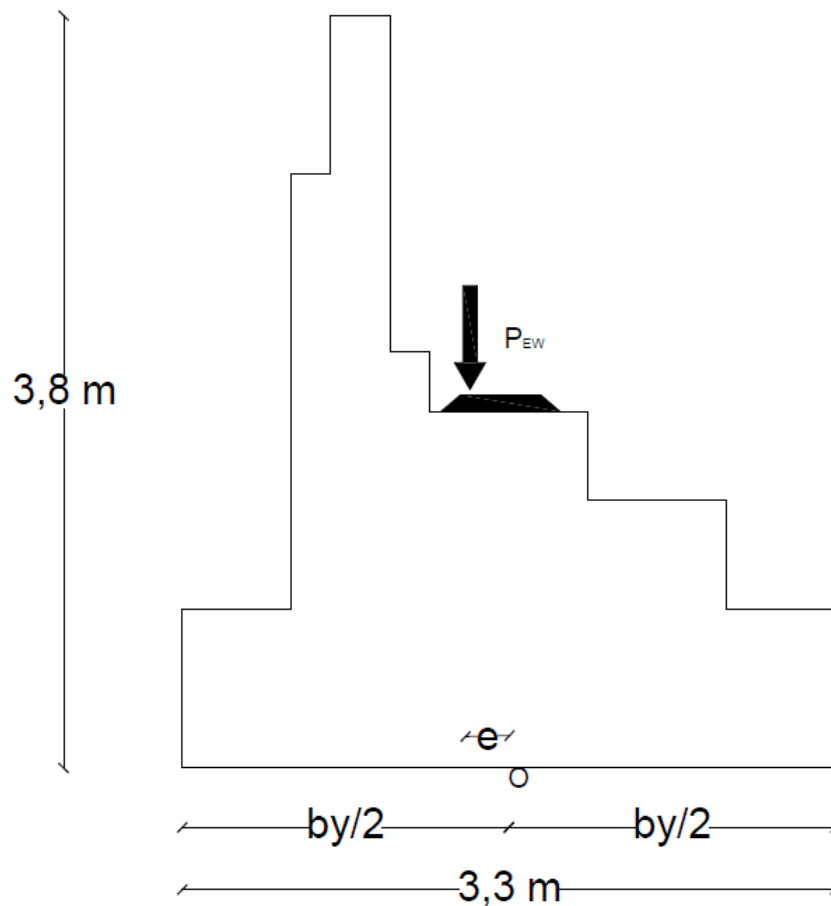
Beban angin yang menimpa *abutment* merupakan akumulasi dari beban yang menimpa samping jembatan dan beban angin yang menimpa kendaraan. Hasil akumulasi dapat dilihat pada Tabel 5.11 di bawah ini.

Tabel 5.11 Beban Angin yang Menimpa *Abutment*

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Beban Angin	T_{EW}	29,687	kN
2	Momen Pondasi	M_{EW}	68,392	kNm

4. Transfer Beban Angin ke Lantai Kendaraan

Beban angin ke lantai kendaraan merupakan beban tambahan angin yang meniup bidang samping kendaraan yang tingginya disesuaikan dengan kendaraan yang melalui jembatan tersebut. Berikut adalah hasil perhitungan transfer beban angin ke lantai jembatan yang data dilihat pada Tabel 5.12 serta ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.13 dibawah ini.



Gambar 5.13 Transfer Beban Angin ke Lantai Kendaraan

Tabel 5.12 Hasil Transfer Beban Angin ke Lantai Kendaraan

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Beban Angin Tambahan	T_{ew}	1,296	kN
2	Bidang Vertikal	h	2	m
3	Jarak Antara Kendaraan	x	1,75	m
4	Jumlah Girder	n	5	buah
5	Gaya Ada <i>Abutment</i>	P_{EW}	38,139	kNm
6	Eksentrisitas	e	0,6	m
7	Momen	M_{ew}	22,884	kNm

5.2.9 Beban Gempa (EQ)

Pengaruh beban gempa pada jembatan dihitung sesuai dengan pengaruh suatu gaya horisontal pada sebuah konstruksi (*deadload*) yang ditinjau serta perlu ditinjau juga beban – beban lain yang berpengaruh.

1. Beban Gempa Statik Ekuivalen

Pembebanan gempa pada penelitian kali ini menggunakan metode statik ekuivalen. Statik ekuivalen adalah suatu representasi dari beban gempa setelah disederhanakan dan modifikasi, yang mana gaya inersia yang bekerja pada suatu massa akibat gempa disederhanakan menjadi gaya horizontal (Widodo, 2001).

a. Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah X)

Beban gempa arah X merupakan beban gempa yang searah sumbu x horizontal (arah x). Berikut adalah hasil perhitungan beban gempa arah x, dapat dilihat pada Tabel 5.13 dibawah ini.

Tabel 5.13 Beban Gempa Arah Memanjang (Arah X)

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Panjang Bentang	Lb	0,750	m
2	Ukuran Penampang Breast Wall	By	9,000	m
3	panjang	h	0,700	m
4	Inersia	Ic	0,257	m ⁴
5	Mutu Beton	f'c	20,750	Mpa
6	Modulus Elastisitas Beton	Ec	21409,519	Mpa
			21409518,911	kPa
7	Nilai Kekakuan	Kp	39165146,595	kN/m
8	Gravitasi	g	9,810	m/detik
9	Beban struktur atas	P _{Ms} (atas)	1442,000	kN
10	beban struktur bawah	P _{Ms} (Bawah)	1089,770	kN
11	Berat total struktur	W _{Tp}	1986,885	kN
12	Waktu getar alami struktur	T	0,014	detik

Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang berada di kondisi tanah yang keras dan berada di lokasi wilayah gempa nomor 3 dengan volume kendaraan yang lewat lebih dari 2000 kendaraan / hari. Berikut ini adalah hasil perhitungan dari gaya gempa yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 5.14 dan Tabel 5.15 di bawah ini.

Tabel 5.14 Hasil Perhitungan Gaya Gempa

No	Uraian	Simbol	Nilai	Satuan
1	Koefisien Geser Dasar	c	0,14	
2	Jumlah Sendi Plastis yang Menahan Deformasi Arah Lateral	n	1	
3	Faktor Perangkaan	F	1,225	
4	Faktor Jenis Struktur	S	1,593	
5	Koefisien Beban Gempa Horizontal	Kh	0,223	
6	Faktor Kepentingan	I	0,8	
7	Gaya Gempa	T Eq	0,178	wt

Tabel 5.15 Distribusi Beban Gempa pada Abutment

NO	Berat	T eQ	nilai y	M EQ
	Wt (kN)	(kN)	(m)	(kNm)
Struktur Atas				
P Ms	1442,000	257,270	3,800	977,627
P Ma	315,180	56,232	3,800	213,681
Abutment				
1	43,875	7,826	3,475	27,197
2	180,000	32,108	2,350	75,455
3	118,125	21,071	1,175	24,759
4	0,000	0,000	0,800	0,000
5	0,000	0,000	0,800	0,000
6	207,000	36,925	0,775	28,617
Wing Wall				
9	17,000	3,032	3,475	10,538
10	35,625	6,355	1,975	12,551
11	3,266	0,583	0,800	0,466
Tanah				
12	64,643	11,531	3,475	40,070
13	216,878	38,687	1,975	76,406
14	0,000	0,000	0,800	0,000
Total T EQ		471,620	Total M EQ	1487,366
			y EQ	3,154

b. Beban Gempa Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

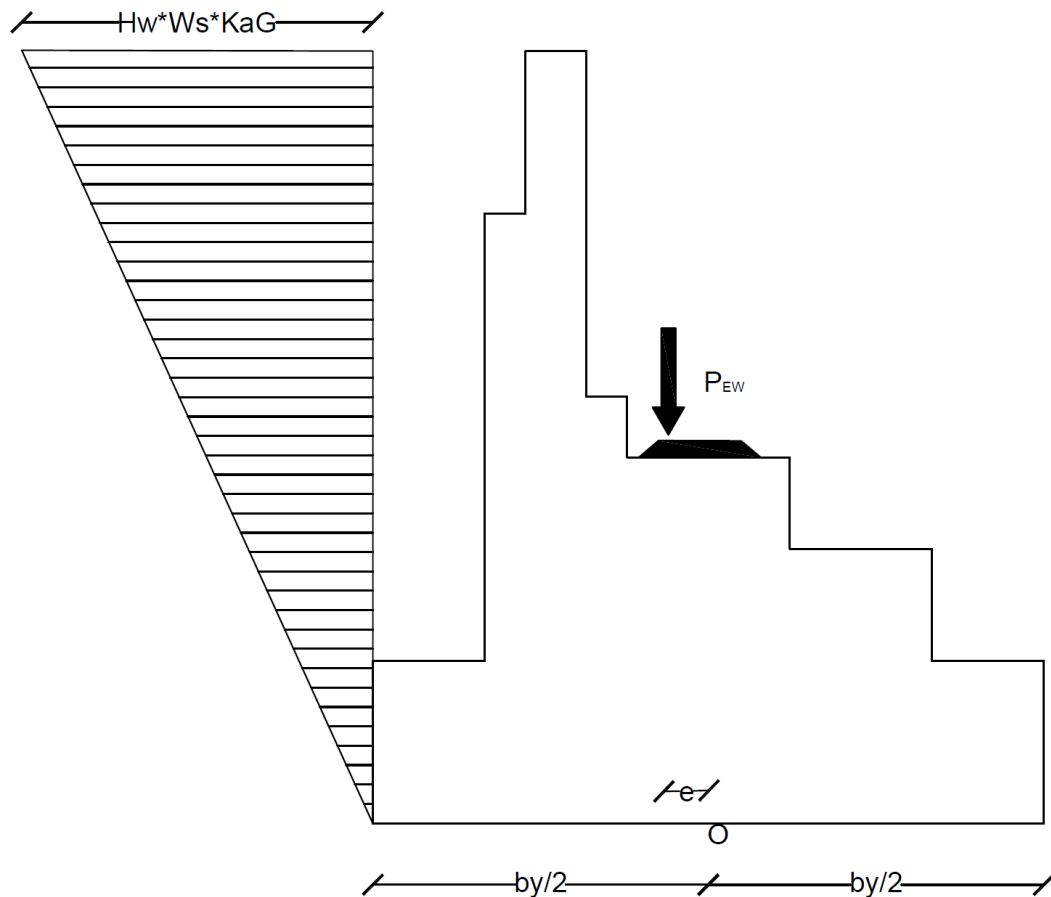
Beban gempa melintang jembatan merupakan beban gempa yang searah sumbu y vertikal (arah y). Berikut adalah hasil perhitungan beban gempa arah y, dapat dilihat pada Tabel 5.16 dibawah ini.

Tabel 5.16 Hasil Perhitungan beban Gempa Arah Melintang (Arah Y)

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Inersia	I	42,526	m ⁴
2	Nilai Kekauan	Kp	6470000000	kN/m
3	Waktu Getar alami	T	0,001	detik
4	Koefisien geser dasar	C	0,140	
5	Faktor tipe struktur	S	1,593	
6	Koef. Beban Gempa horisontal	Kh	0,223	
7	faktor kepentingan	I	0,800	
8	gaya gempa	T EQ	0,178	Wt
9	Berat sendiri (atas+bawah)	P Ms	2330,286	kN
10	Beban Mati tambahan	P Ma	315,180	kN
11	beban mati total	Wt	2645,466	kN
12	Beban gempa arah melintang jembatan	T EQ	471,845	kN
13	momen pada fondasi akibat beban gempa	M EQ	1386,734	kNm

2. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Gaya gempa yang terjadi searah lateral bangunan terjadi akibat adanya tekanan tanah dinamis. Ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut, serta hasil perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut ini.



Gambar 5.14 Beban Akibat Tekanan Tanah Dinamis

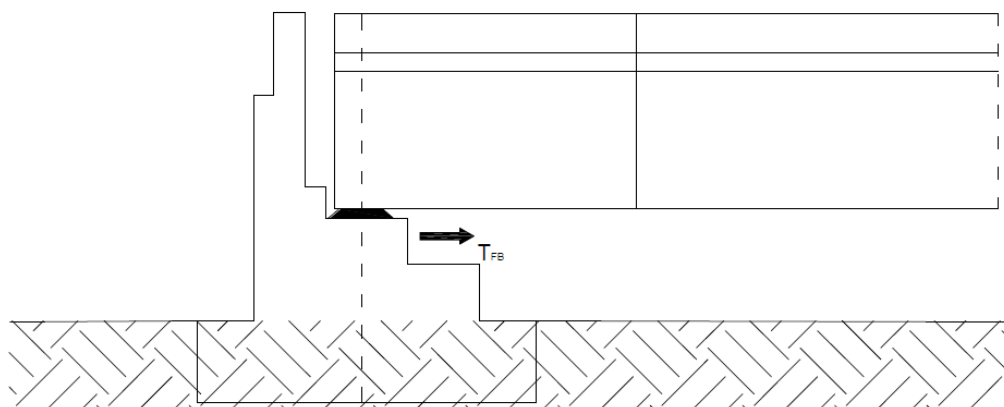
Tabel 5.17 Hasil Perhitungan Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Tinggi	H	3,800	m
2	Lebar	By	9,000	m
3	Koef. Beban Gempa horisontal	Kh	0,223	
4		ϕ'	0,320	rad
5	Tekanan Tanah	Ka	0,521	
6	Berat Tanah	Ws	17,000	kN/m ³
7	sudut geser	θ	0,219	
8	$\cos^2(\phi' - \theta)$		0,990	
9	$\cos^2 \theta (1 + \sqrt{\sin \phi' \sin(\phi' - \theta)})$		0,981	1,1264
10	Tekanan tanah dinamis	K aG	0,879	
11	Perbedaan tekanan tanah	$\Delta K aG$	0,358	
12	Gaya gempa lateral	T EQ	394,983	kN
13	Lengan thd pondasi	y EQ	2,533	m
14	Momen akibat gempa	M EQ	1000,625	kNm

5.2.10 Gesekan pada Perletakan (FB)

Setiap bangunan jembatan khususnya bagian struktur atas (*upper structure*) terdapat suatu bagian yang disebut perletakan atau andas. Perletakan tersebut berfungsi untuk menahan beban berat vertikal dan beban horizontal yang terjadi, selain itu perletakan tersebut juga berfungsi sebagai peredam getaran yang terjadi sehingga *abutment* dan *headstock* tidak mengalami kerusakan yang berarti.

Jembatan lemah abang menggunakan perletakan berupa bantalan jembatan karet elastomer atau *elastomeric bearing pads*. Bantalan karet ini juga berfungsi sebagai penghubung dan penerus gaya antara struktur atas jembatan dengan struktur bawah jembatan. Ilustrasi pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut, serta hasil perhitungan gaya gesekan pada perletakan jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut ini.



Gambar 5.15 Beban Akibat Gesekan Perletakan

Tabel 5.18 Hasil Perhitungan Beban Gesekan Perletakan (FB)

No	Uraian	Lambang	Nilai	Satuan
1	Koefisien Gesek pada Tumpuan <i>Elastomer Bearing</i>	μ	0,010	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	P Ms	1442	kN
3	Beban Mati Tambahan	P Ma	315,180	kN
4	Reaksi <i>Abutment</i> Akibat Beban Tetap	P T	1757,180	kN
5	Gaya Gesek pada Perletakan	T FB	17,572	kN
6	Lengan Terhadap Fondasi	y F	1,975	m
7	Momen pada Fondasi Akibat Gempa	M FB	34,704	kNm

5.2.11 Rekapitulasi Beban

Sebelumnya telah dihitung beban – beban yang harus diampu serta momen – momen yang terjadi terhadap jembatan. Hasil rekapitulasi tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut ini.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Beban dan Momen pada Jembatan

No	Aksi/Beban	Vertikal P (kN)	Horizontal		Momen	
			T x (kN)	T y (kN)	M x (kNm)	M y (kNm)
A. Beban Tetap						
1	Berat Sendiri (MS)	2330,286			117,769	
2	Beban mati tambahan (MA)	315,180			189,108	
3	Tekanan tanah (TA)		460,739		953,074	
B. Beban Lalu Lintas						
4	Beban lajur "D" (TD)	828,000			496,800	
5	Beban Pedestrian (TP)	133,188			79,913	
6	Gaya Rem (TB)		250,000		950,000	
C. Aksi Lingkungan						
7	Temperatur (ET)		9,656		7,725	
8	Beban Angin (EW)	38,139		29,687	22,884	68,392
9	Beban Gempa (EQ)		471,620	471,620	1487,366	1487,366
10	Tekanan Tanah Dinamis EQ)		394,983		1000,625	
D. Aksi Lainnya						
11	Gesekan (FB)		17,572		34,704	
JUMLAH		3644,793	1604,571	501,308	5339,967	1555,758

5.2.12 Kombinasi Pembebanan Jembatan

Kombinasi pembebanan diperlukan agar model struktur dapat menerima berbagai macam beban secara bersamaan dalam suatu analisis perhitungan. Kombinasi pembebanan ini berpedoman pada BMS 1992 dan RSNI T – 2 – 2005, serta dalam perencanaan beban gempa mengacu pada SNI beban gempa untuk

jembatan. Kombinasi yang digunakan dalam penelitian ini terdapat 5 macam dengan beban yang berbeda – beda, adapun uraian beban yang bekerja dapat dilihat pada Tabel 5.20 berikut ini.

Tabel 5.20 Kombinasi Beban yang Bekerja

No	Kombinasi Beban	Uraian
1.	Kombinasi I	Berat Sendiri (MS), Beban Mati Tambahan (MA), Tekanan Tanah (TA), Beban Lajur “D” (TD) dan Beban Pedestrian (TP)
2.	Kombinasi II	Berat Sendiri (MS), Beban Mati Tambahan (MA), Tekanan Tanah (TA), Beban Lajur “D” (TD), Beban Pedestrian (TP) dan Beban Akibat Gaya Rem (TB).
3.	Kombinasi III	Berat Sendiri (MS), Beban Mati Tambahan (MA), Tekanan Tanah (TA), Beban Lajur “D” (TD) Beban Pedestrian (TP), Beban Akibat Gaya Rem (TB) dan Beban Angin (EW).
4.	Kombinasi IV	Berat Sendiri (MS), Beban Mati Tambahan (MA), Tekanan Tanah (TA), Beban Lajur “D” (TD) Beban Pedestrian (TP), Beban Akibat Gaya Rem (TB), Beban Angin (EW) dan Beban Akibat Gesekan pada Perletakan (FB).
5.	Kombinasi V	Berat Sendiri (MS), Beban Mati Tambahan (MA), Tekanan Tanah (TA) dan Beban Akibat Gaya Gempa (EQ).

Hasil kombinasi pembebanan I sampai V dapat dilihat pada Tabel 5.21 sampai dengan Tabel 5.25 berikut ini.

Tabel 5.21 Kombinasi I Pembebanan Jembatan

No	Aksi/Beban	Vertikal P (kN)	Horisontal		Momen	
			T x (kN)	T y (kN)	M x (kNm)	M y (kNm)
1	Berat Sendiri (MS)	2330,286			117,769	
2	Beban mati tambahan (MA)	315,180			189,108	
3	Tekanan tanah (TA)		460,739		953,074	
4	Beban lajur "D" (TD)	828,000			496,800	
5	Beban Pedestrian (TP)	133,188			79,913	
TOTAL		3606,654	460,739		1836,663	

Tabel 5.25 Kombinasi II Pembebanan Jembatan

No	Aksi/Beban	Vertikal P (kN)	Horisontal		Momen	
			T x (kN)	T y (kN)	M x (kNm)	M y (kNm)
1	Berat Sendiri (MS)	2531,770	2330,286			117,769
2	Beban mati tambahan (MA)	315,180	315,180			189,108
3	Tekanan tanah (TA)			460,739		953,074
4	Beban lajur "D" (TD)	828,000	828,000			496,800
5	Beban Pedestrian (TP)	133,188	133,188			79,913
6	Gaya Rem (TB)		250,000		950,000	
7	Beban Angin (EW)	38,139		29,687	22,884	68,392
TOTAL		3644,793	1007,475	29,687	3023,941	68,392

Tabel 5.23 Kombinasi III Pembebanan Jembatan

No	Aksi/Beban	Vertikal P (kN)	Horisontal		Momen	
			T x (kN)	T y (kN)	M x (kNm)	M y (kNm)
1	Berat Sendiri (MS)	2330,286			117,769	
2	Beban mati tambahan (MA)	315,180			189,108	
3	Tekanan tanah (TA)		460,739		953,074	
4	Beban lajur "D" (TD)	828,000			496,800	
5	Beban Pedestrian (TP)	133,188			79,913	
6	Gaya Rem (TB)		250,000		950,000	
7	Beban Angin (EW)	38,139		29,687	22,884	68,392
8	Gesekan (FB)		17,572		34,704	
TOTAL		3644,793	728,311	29,687	2844,251	68,392

Tabel 5.24 Kombinasi IV Pembebanan Jembatan

No	Aksi/Beban	Vertikal P (kN)	Horisontal		Momen	
			T x (kN)	T y (kN)	M x (kNm)	M y (kNm)
1	Berat Sendiri (MS)	2330,286			117,769	
2	Beban mati tambahan (MA)	315,180			189,108	
3	Tekanan tanah (TA)		460,739		953,074	
4	Beban lajur "D" (TD)	828,000			496,800	
5	Beban Pedestrian (TP)	133,188			79,913	
6	Gaya Rem (TB)		250,000		950,000	
7	Temperatur (ET)		9,656		7,725	
8	Beban Angin (EW)	38,139		29,687	22,884	68,392
9	Gesekan (FB)		17,572		34,704	
TOTAL		3644,793	737,967	29,687	2851,976	68,392

Tabel 5.25 Kombinasi V Pembebanan Jembatan

No	Aksi/Beban	Vertikal P (kN)	Horisontal		Momen	
			T x (kN)	T y (kN)	M x (kNm)	M y (kNm)
1	Berat Sendiri (MS)	2330,286			117,769	
2	Beban mati tambahan (MA)	315,180			189,108	
3	Beban Gempa (EQ)		471,620	471,620	1487,366	1487,366
4	Tekanan Tanah Dinamis (EQ)		394,983		1000,625	
TOTAL		2645,466	866,604	471,620	2794,868	1487,366

5.3 Stabilitas *Abutment*

Berikut ini adalah analisis perhitungan stabilitas *abutment* pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan, adapun beban yang bekerja antara lain:

berat struktur bawah	: 888,286 kN
momen struktur bawah	: -747,431 kNm
berat struktur atas	: 1442 kN
momen struktur atas	: 865,200 kNm
total gaya vertikal	: 2531,770 kN
total Momen vertikal	: 117,769 kN
gaya horizontal akibat tekanan tanah	: 233,029 kN
momen horizontal akibat tekanan tanah	: 953,704 kNm
sudut geser dalam (ϕ)	: 35°

5.3.1 Stabilitas Terhadap Geser

Stabilitas geser berkaitan dengan gaya – gaya transversal yang nantinya dapat menggeser struktur, gaya tersebut dapat ditahan oleh gaya gesek yang terjadi di antara bagian dasar dinding struktur dengan yang ada dibawahnya.

Berikut ini adalah analisis perhitungan stabilitas *abutment* terhadap gaya geser, *abutment* dikatakan aman terhadap geser bila nilai *safety factor* (SF) lebih besar dari 2.

$$\begin{aligned}\delta &= 2/3 \varphi \\ &= 2/3 \times 35^\circ \\ &= 23,333^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{gs} &= \frac{(1442 + 888,826) \tan 23,3}{233,029} \\ &= 4,314 > 2 \text{ (maka } abutment \text{ tahan terhadap geser)}\end{aligned}$$

5.3.2 Stabilitas Terhadap Guling

Stabilitas terhadap gaya guling berkaitan dengan momen – momen yang terjadi karena adanya gaya – gaya lateral tanah baik tanah aktif maupun pasif terhadap titik guling struktur. Di sisi lain akan terjadi momen resistensi yang diakibatkan oleh berat sendiri struktur tersebut yang akan membantu menahan momen guling.

Berikut ini adalah analisis perhitungan stabilitas *abutment* terhadap gaya guling yang dibagi menjadi 2 arah yaitu arah x dan arah y, stabilitas terhadap *abutment* dikatakan aman terhadap geser bila nilai *safety factor* (SF) lebih besar dari 2,2.

1. Stabilitas terhadap guling pada arah x

Perhitungan stabilitas terhadap guling arah x dilakukan pada setiap kombinasi, berikut ini adalah perhitungan stabilitas terhadap guling arah x pada kombinasi 1, untuk kombinasi selanjutnya akan di rekap pada Tabel 5.36.

$$M_{px} = p \times \frac{Bx}{2} \times (1 + k)$$

$$\text{Safety Factor (SF)} = \frac{M_{px}}{M_x}$$

Keterangan :

M_{px} : momen guling arah x

K : persentase kelebihan beban yang diijinkan (%)

$$M_x \text{ kombinasi 1} = 1836,663 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Titik Tengah Pondasi} &= \frac{Bx}{2} \\
 &= \frac{3,3}{2} \\
 &= 1,75 \text{ m} \\
 M_{px} &= 3606,654 \times 1,75 \times (1 + 0\%) \\
 &= 6311,644 \text{ kNm} \\
 SF &= \frac{M_{px}}{M_x} \\
 &= \frac{6311,644}{1836,663} \\
 &= 3,249 > 2,2 \text{ (aman terhadap guling)}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan SF selanjutnya dapat dilihat pada Rekapitulasi Tabel 5.26 Berikut ini

Tabel 5.26 Rekapitulasi Stabilitas *Abutment* Terhadap Guling pada Arah X

No	Kombinasi beban	K (%)	P (kN)	M _x (kNm)	M _{px} (kNm)	SF
1	Kombinasi 1	0	3606,654	1836,663	6311,644	3,436
2	Kombinasi 2	25	3644,793	2809,547	7972,985	2,838
3	Kombinasi 3	40	3644,793	2844,251	8929,744	3,140
4	Kombinasi 4	40	3644,793	2851,976	8929,744	3,131
5	Kombinasi 5	50	2645,466	2794,868	6944,347	2,485

2. Stabilitas terhadap guling pada arah y

Perhitungan stabilitas terhadap guling arah y dilakukan pada setiap kombinasi, berikut ini adalah perhitungan stabilitas terhadap guling arah y pada kombinasi 1, untuk kombinasi selanjutnya akan di rekap pada Tabel 5.37.

$$M_{py} = p \times \frac{By}{2} \times (1 + k)$$

$$\text{Safety Factor (SF)} = \frac{M_{py}}{M_y}$$

Keterangan :

M_{py} : momen guling arah y

K : persentase kelebihan beban yang diijinkan (%)

$$\begin{aligned} \text{Titik Tengah Pondasi} &= \frac{By}{2} \\ &= \frac{4,5}{2} \\ &= 2,25 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{py} &= 3808,138 \times 2,25 \times (1 + 0\%) \\ &= 3,249 > 2,2 \text{ (abutment aman terhadap guling)} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan SF selanjutnya dapat dilihat pada Rekapitulasi Tabel 5.27 Berikut ini

Tabel 5.27 Rekapitulasi Stabilitas *Abutment* Terhadap Guling pada Arah Y

NO	Kombinasi beban	K (%)	P (kN)	Mx (kNm)	Mpx (kNm)	SF
1	Kombinasi 1	0	3606,654	0	8114,971	0,000
2	Kombinasi 2	25	3644,793	68,392	10250,98	149,886
3	Kombinasi 3	40	3644,793	68,392	11481,1	167,873
4	Kombinasi 4	40	3644,793	68,392	11481,1	167,873
5	Kombinasi 5	50	2645,466	1487,366	8928,446	6,003

5.4 Penulangan *Abutment*

Berikut ini adalah perhitungan dan analisis tentang penulangan *pilecap* pada *abutment* yang dipaparkan pada dibawah ini.

5.4.1 Momen pada *Abutment*

Data – data yang diperlukan dalam menghitung momen yang terjadi pada *pilecap* tertera sebagai berikut.

Total gaya vertikal (P) = 3644,793 kN

Total momen vertikal (m) = 5559,728 kNm

F'_c = 20,75 MPa

F_y = 320 MPa

β = 0,85

Tebal *pilecap* = 800 mm

Diameter tulangan = 25 mm

$$\begin{aligned}
\text{Tebal selimut beton} &= 20 \text{ mm} \\
d' &= 755 \text{ mm} \\
L &= 9 \text{ m} \\
B_x &= 3,5 \text{ m} \\
B_y &= 4,5 \text{ m} \\
q_u &= \frac{P}{A} + \frac{6.M}{B.L^2} \\
&= \frac{3846,278}{9.3,5} + \frac{6 \times 5559,728}{3,5(9)^2} \\
&= 239,770 \text{ kN} \\
&= 11,742 \text{ ton/m}^2 \\
M_u &= \frac{1}{8} \times 11,742 \times 9^2 \\
&= 118,887 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

5.4.2 Perhitungan tulangan lentur

Data – data yang diperlukan dalam perhitungan tulangan lentur pada *pilecap* tertera sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
\rho_b &= \beta \frac{0,85 f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \\
&= 0,85 \frac{0,85(20,750)}{320} \frac{600}{600 + 320} \\
&= 0,0306 \\
\rho_{\text{maksimum}} &= 0,75 \rho_b \\
&= 0,75 \times 0,0306 \\
&= 0,0229 \\
m &= \frac{320}{0,85(20,750)} \\
&= 18,143 \\
R_{\text{maksimum}} &= 5,809 \\
R_n &= 0,000000261 \\
R_{\text{maksimum}} &> R_n, \text{ memenuhi syarat} \\
\rho_{\text{perlu}} &= 0,0549
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ pakai} &= 0,0549 \times 1,33 \\
 &= 0,073 \\
 \text{As perlu} &= 3303,125 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas tulangan} &= 490,874 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak tulangan (s)} &= 490,874 \times \frac{1000}{3303,125} \\
 &= 148,609 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka tulangan lentur yang digunakan dalam *abutment* adalah D25 – 150

5.4.3 Perhitungan tulangan geser

Data – data yang diperlukan dalam perhitungan tulangan geser pada *abutment* tertera sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 d' &= 755 \text{ mm} \\
 m &= 0,595 \\
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{20,750 \times 1000 \times 755} \\
 &= 12,341 \text{ ton} \\
 V_u &= 11,742 \times 3,5 \times 0,595 \\
 &= 24,453 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$V_u > V_c$, maka tidak aman sehingga diperlukan tulangan geser

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{24,453 - 12,341}{0,65} \\
 &= 18,632 \text{ ton} \\
 \text{Diameter tulangan} &= 16 \text{ mm} \\
 \text{As} &= 502,655 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak tulangan yang digunakan} &= 260,708 \text{ mm} \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka tulangan geser yang digunakan pada *abutment* adalah D16 – 250

5.5 Data Lapangan dan Laboratorium Properties Tanah

Berikut ini adalah data lapangan serta data laboratorium yang digunakan dalam penelitian ini.

5.5.1 Data Lapangan

Berikut ini adalah data lapangan tanah pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang yang didapat dengan pengujian *Standard Penetration Test (SPT)* yang dapat dilihat pada Tabel 5.28 di bawah ini.

Tabel 5.28 Data Hasil Pengujian *Standard Penetration Test (SPT)*

Kedalaman (M)	Ketebalan Lapisan (Li) (m)	Tanah	N	fi (ton/m ²)	fi.Li (ton/m)
0-2	2	Lempung Merah (pada kedalaman 0 – 1 m), Lempung abu – abu kehijauan (pada kedalaman 0 – 2 m)	20	10	20
2-4	2	Lempung abu – abu	27	13,5	27
4-6	2	Lempung abu – abu	42	21	42
6-8	2	Lempung abu – abu	46	23	46
8-10	2	Lempung abu – abu	48	24	48
Σ fi.Li					183

5.5.2 Data Laboratorium

Data laboratorium digunakan untuk menganalisis kapasitas daya dukung dengan metode tertentu berdasarkan data – data laboratorium tersebut.

1. Data Properties Tanah

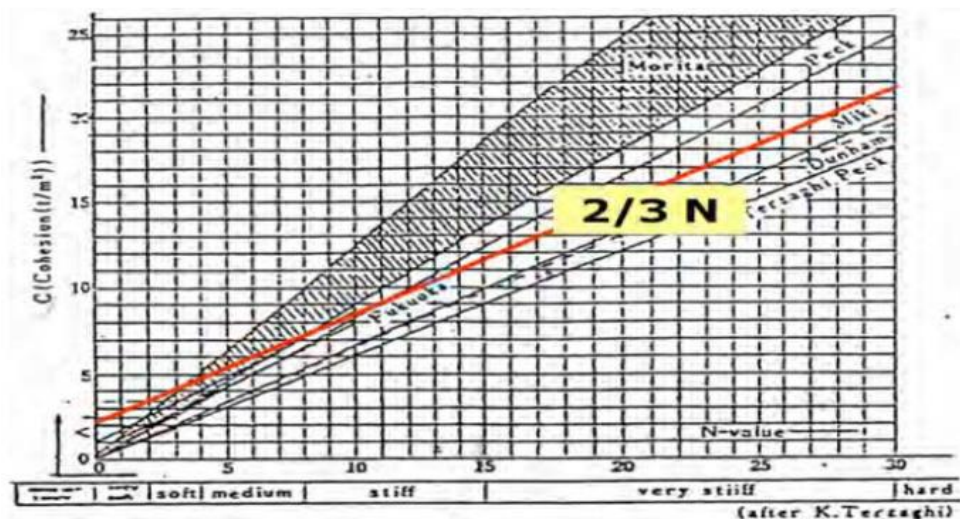
Data properties tanah digunakan untuk menganalisis kapasitas daya dukung dengan metode tertentu berdasarkan hasil pengujian dari laboratorium dapat dilihat pada Tabel 5.29 berikut ini.

Tabel 5.29 Data Properties Tanah

No	Uraian	Simbol	Nilai	Satuan
1	Kadar Air	w	17,432	%
2	Berat Isi Basah	γ	1,723	gram/cm ³
3	Berat Isi Kering	γ_d	1,467	gram/cm ³
4	Berat Jenis	Gs	2,600	-
5	Angka Pori	e	0,772	-
6	Sudut Geser Dalam	θ	15,673	°

2. Korelasi N SPT dan Kohesi

Besarnya nilai kohesi menunjukkan kelekatan atau tarik menarik antar partikel pada suatu tanah, sedangkan N SPT merupakan hasil dari b pengujian *Standard Penetration Test* yang menunjukkan ketahanan tanah. Terdapat suatu hubungan antara nilai N SPT dan nilai kohesi (c_u), secara umum nilai kohesi dapat diambil sebesar $2/3$ dari nilai N SPT (Terzaghi, 1943). Berikut ini adalah grafik yang digunakan dalam konversi nilai N SPT ke kohesi, dapat dilihat pada Gambar 5.16, sedangkan untuk hasil untuk konversi tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.30 berikut ini.



Gambar 5.16 Korelasi N SPT dan Kohesi

(Sumber : Irsyam, 2010)

Tabel 5.30 Hasil Konversi N SPT ke Kohesi

No	Kedalaman Lapisan (m)	Ketebalan	N (kN)	C_u (t/m ²)
1	0-2	2	20	1,306
2	2-4	2	27	1,763
3	4-6	2	42	2,742
4	6-8	2	46	3,004
5	8-10	2	48	3,134182

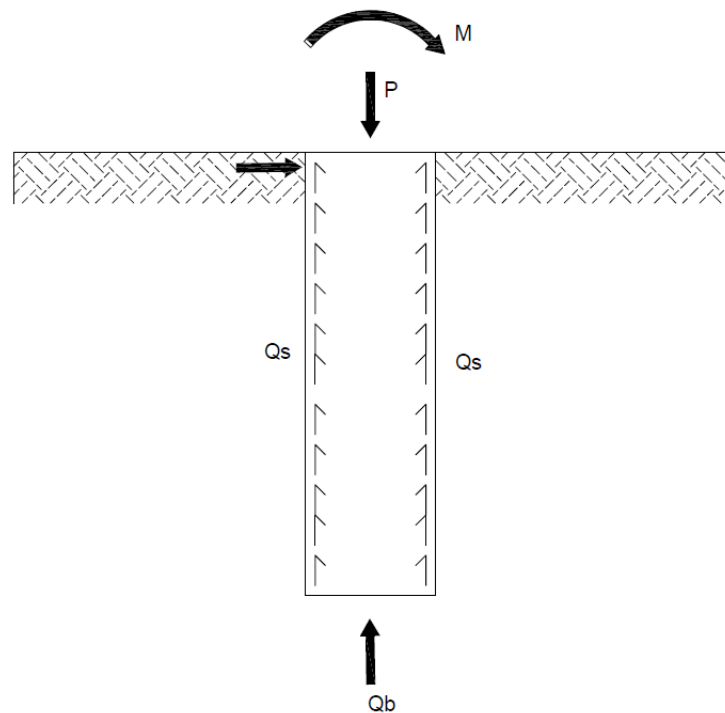
Berikut ini adalah skema kedalaman dimensi dari pondasi kaisan yang dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut ini.

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	N	Ketebalan Lapisan	Sket Kedalaman Pondasi
0	Lempung Merah	20	2	
1				
2				
3	Lempung abu-abu-kehijauan	27	2	
4				
5	Lempung abu-abu	42	2	
6				
7	Lempung abu-abu	46	2	
8				
9	Lempung abu-abu	48	2	
10				

Gambar 5.17 Skema Kedalaman dan Dimensi Pondasi

5.6 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi

Berdasarkan letaknya kapasitas dukung pondasi terbagi menjadi dua bagian yaitu bagian tahanan gesek selimut atau *friction* (Q_s) dan tahanan ujung atau *end bearing* (Q_b). Skema kapasitas dukung terhadap pondasi dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut ini.



Gambar 5.18 Skema Kapasitas Dukung Pondasi (Q_b dan Q_s)

5.4.1 Kapasitas Dukung Pondasi Tunggal

Berdasarkan data yang diperoleh analisis kaapasitas dukung pondasi tunggal dibagi menjadi dua yaitu analisis data lapangan dan analisis data laboratorium.

1. Analisis Data Lapangan

Analisis yang dilakukan menggunakan data hasil pengujian *SPT* seperti yang tertera pada Tabel 5.24 Perhitungan data lapangan menggunakan Persamaan rumus (3.8) pada bab III sebelumnya.

a. Analisis Kapasitas Tahanan Ujung (*End Bearing*)

Berdasarkan Tabel 3.2 Perkiraan Nilai q_d Untuk Tiang yang Dicor Ditempat, kondisi tanah merupakan tanah lempung keras, sehingga didapat nilai $q_d = 3 q_u$. Berdasarkan Tabel 3.3 Hubungan Nilai N , Konsistensi, dan Kuat Tekan Bebas (q_u) Untuk Tanah Lempung Jenuh didapat kondisi tanah merupakan tanah lempung keras sehingga nilai q_u sebesar 400 kN/m^2 , adapun data – data yang diketahui sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter penampang (D)} &= 2,5 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang (A}_b\text{)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 2,5^2 \\
 &= 4,909 \text{ m}^2 \\
 \text{Kedalaman pondasi (L)} &= 7,5 \text{ m} \\
 q_u &= 400 \text{ kN/m}^2 \\
 q_d &= 3 \times q_u \\
 q_d &= 3 \times 400 = 1200 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 117,65 \text{ ton/m}^2 \\
 Q_b &= \text{Luas penampang (A}_b\text{)} \times q_d \\
 &= 4,909 \times 117,65 = 577,49 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Jadi, kapasitas dukung ujung tiang bor adalah sebesar 577,49 ton

b. Analisis Kapasitas Dukung Selimut (*friction*)

Perhitungan dengan metode ini mengacu pada Persamaan 3.13, besarnya nilai kapasitas dukung selimut ditentukan oleh besarnya nilai keliling tiang (p), tebal lapisan tanah (L_i) serta besar gaya maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (f_i). Besarnya nilai gaya maksimum dapat dihitung dengan ketentuan pada Tabel 3.4 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang yang sudah dibahas pada bab sebelumnya, berikut ini adalah data yang digunakan untuk menganalisis kapasitas dukung selimut tiang.

$$\begin{aligned}
 P &= 2,5 \times \pi \\
 &= 7,854 \text{ m} \\
 \Sigma f_i.L_i &= 183 \text{ t/m} \\
 Q_s &= 7,854 \times 183 \\
 &= 1437,279 \text{ t} \\
 &= 14660,242 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Analisis Data Laboratorium

Berdasarkan gaya yang terjadi, analisis kapasitas dukung pondasi terbagi menjadi dua yaitu analisis kapasitas tahanan ujung (*end bearing*) dan analisis kapasitas selimut (*friction*).

1) Analisis Kapasitas Tahanan Ujung (*End Bearing*)

Banyak metode yang bias digunakan dalam menganalisis kapasitas tahanan ujung suatu pondasi, diantaranya yaitu *Skempton Method*, *Cooke and Whitaker Method*, dan *Meyerhoff Method*.

a. *Skempton Method*

Analisis pada metode ini mengacu pada Persamaan 3.1, adapun data yang diketahui adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 A_b &= 4,909 \text{ m}^2 \\
 N_c &= 9 \\
 C_b &= 3,137 \text{ ton/m}^2 \\
 \mu &= 0,75 \text{ (karena diameter yang digunakan lebih dari 1 m)} \\
 Q_b &= 0,75 \times 4,909 \times 9 \times 3,137
 \end{aligned}$$

$$= 103,95 \text{ ton}$$

$$= 1061,330 \text{ kN}$$

b. *Cooke and Whitaker Method*

Analisis pada metode ini mengacu pada Persamaan 3.2, adapun data yang diketahui serta perhitungan yang dilakukan adalah sebagai berikut.

$$D_f = 7,5 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,723 \text{ gr/cm}^3$$

$$Q_b = 4,909 \times [(3,137 \times 9) + (1,723 \times 7,5)]$$

$$= 202,03 \text{ ton} = 2060,669 \text{ kN}$$

c. *Meyerhoff Method*

Analisis pada metode ini mengacu pada Persamaan 3.3, perhitungan yang dilakukan adalah sebagai berikut.

$$Q_b = 4,909 \times 9 \times 3,137$$

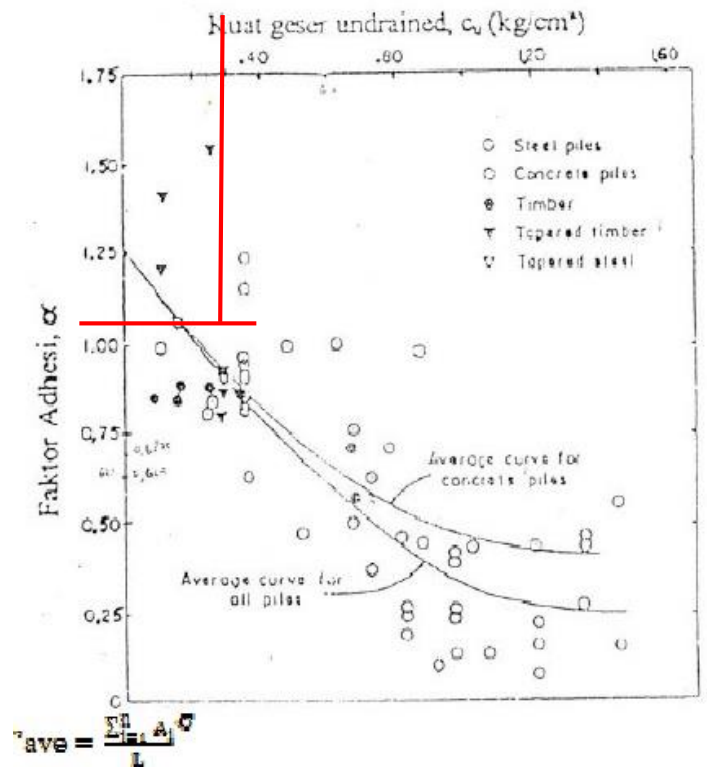
$$= 138,6 \text{ ton}$$

$$= 1413,717 \text{ kN}$$

2) Analisis Kapasitas Dukung Selimut (*friction*)

a) α *Method* (Tomlinson)

Analisis pada metode ini mengacu pada Persamaan 3.5, Metode ini di kemukakan oleh Tomlinson dengan menggunakan koefisien adhesi (α) yang mempunyai hubungan dengan kuat geser *undrained*. Grafik faktor adhesi yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.19, adapun data – data yang diketahui adalah sebagai berikut



Gambar 5.19 Hasil Faktor Adhesi yang Digunakan

(sumber : Hardiyatmo, 2002)

$$C_u = 3,137 \text{ ton/m}^2$$

$$A_s = 2,5 \times 7,5 \times \pi$$

$$= 58,905 \text{ m}^2$$

$$\alpha = 0,875 \text{ (hasil dari grafik faktor adhesi)}$$

$$f = 0,875 \times 3,137$$

$$= 2,745$$

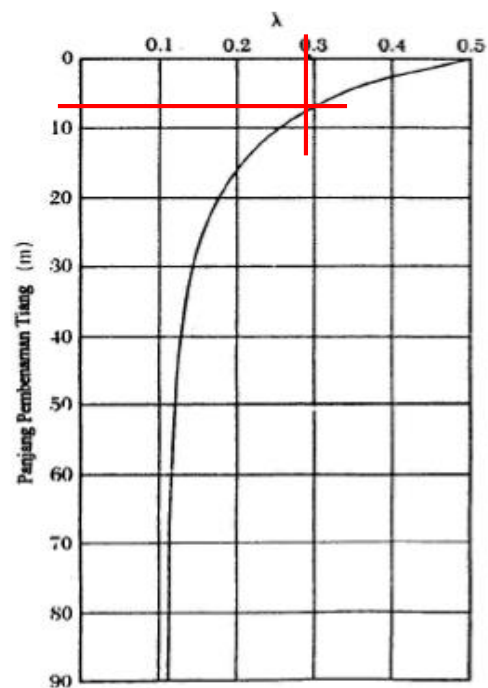
$$Q_s = 2,745 \times 58,905$$

$$= 161,700 \text{ ton}$$

$$= 1649,34 \text{ kN}$$

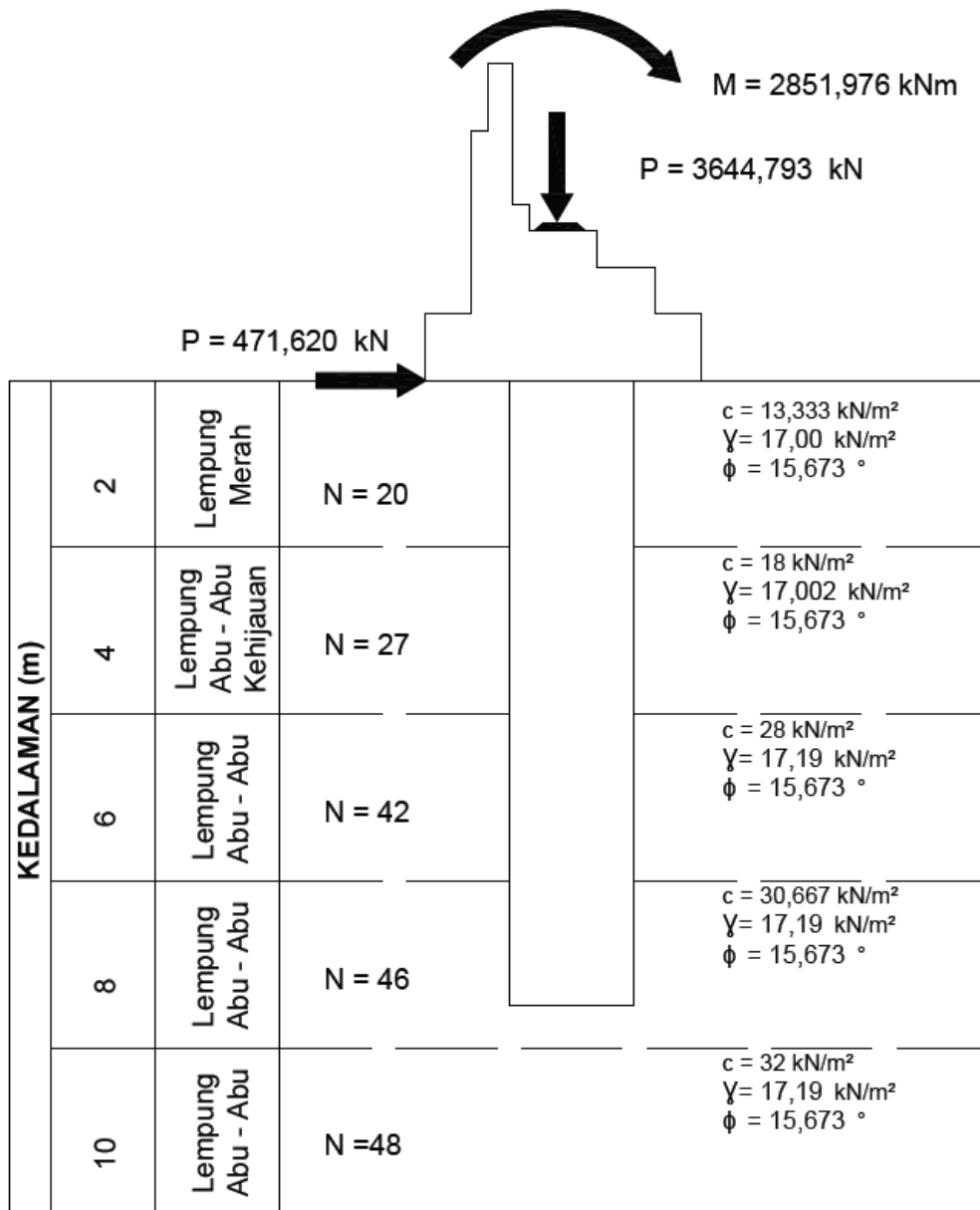
b) λ Method (Vijayvergiya dan Focht)

Analisis dengan metode *lambda* ini di kemukakan oleh Vijayvergiya dan Focht dengan menggunakan nilai koefisien yang berhubungan dengan dalamnya tiang, semakin panjang tiang yang rencanakan maka semakin kecil nilai λ yang digunakan. Nilai koefisien λ dapat dilihat pada Gambar 5.20 berikut ini, sedangkan untuk skema lapisan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.21 berikut ini.



Gambar 5.20 Hasil Faktor λ yang Digunakan

(sumber : Hardiyatmo, 2002)



Gambar 5.21 Skema Lapisan Tanah (Analisis Metode λ)

Data – data yang diketahui dengan analisis menggunakan metode ini antara lain,

$$C_1 = 1,536 \text{ t/m}^2$$

$$C_2 = 3,137 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_1 = 1,702 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_2 = 1,719 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 h_1 &= 4 \text{ m} \\
 h_2 &= 3,5 \text{ m} \\
 \lambda &= 0,295 \text{ (didapat dari grafik pada Gambar 5.19)}
 \end{aligned}$$

adapun Persamaan – Persamaan yang digunakan untuk menganalisis dengan metode tersebut mengacu pada Persamaan 3.6 dan 3.7

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= 1,702 \times 4 \\
 &= 6,810 \text{ t/m}^2 \\
 \sigma_2 &= 1,719 \times 3,5 \\
 &= 6,071 \text{ t/m}^2 \\
 A_1 &= \frac{6,810}{2} \times 4 \\
 &= 13,619 \text{ t/m} \\
 A_2 &= \frac{6,810 + 6,017}{2} \times 4 \\
 &= 22,447 \text{ t/m} \\
 \sigma'_0 &= \frac{13,819 + 22,447}{7,5} \\
 &= 4,809 \text{ t} \\
 C_u &= \frac{(1,536 \times 4) + (3,137 \times 3,5)}{7,5} \\
 &= 2,283 \text{ t/m} \\
 f &= 0,295 \times (4,809 + (2 \times 2,283)) \\
 &= 2,766 \text{ t/m}^2 \\
 Q_s &= 58,905 \times 2,766 \\
 &= 162,915 \text{ t} \\
 &= 1661,729 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) β Method (Burland)

Analisis dengan metode *betha* atau disebut juga metode regangan efektif ini di kemukakan oleh Burland, dengan menggunakan nilai koefisien yang berhubungan dengan sudut geser dalam pada kondisi

terdrainase. Perhitungan dengan metode ini mengacu pada Persamaan 3.8 yang sudah dibahas di bab sebelumnya, adapun data yang diketahui dalam analisis ini sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\phi_r &= 15,673^\circ \\ k &= 1 - \sin(15,673) \text{ [Karena tanah dalam kondisi} \\ &\quad \text{terkonsolidasi normal]} \\ &= 0,730 \\ \beta &= 0,730 \times \tan(15,673) \\ &= 0,205 \\ f_{ave} &= [(1,702 \times 4) + (1,719 \times 3,5)] \times 0,205 \\ &= 2,627 \text{ t/m}^2 \\ Q_s &= 58,905 \times 2,627 \\ &= 154,726 \text{ t} \\ &= 1578,204 \text{ kN}\end{aligned}$$

d) *Cooke and Whitaker Method* (1966)

Sebelumnya sudah dilakukan perhitungan untuk kapasitas dukung ujung (*end bearing*) dengan teori Cooke dan Withaker, kali ini akan dihitung pula kapasitas dukung selimut dengan menggunakan metode dari peneliti yang sama. Perhitungan kali ini Persamaan yang digunakan mengacu pada Persamaan 3.9 yang sudah diuraikan pada bab sebelumnya, adapun data – data yang diketahui antara lain.

$$\begin{aligned}A_s &= 58,905 \text{ m}^2 \\ C &= \frac{1,536 + 3,137}{2} \\ &= 2,337 \text{ t/m}^2 \\ a_d &= 0,45 \text{ (nilainya diasumsikan antara } 0,35 - 0,45) \\ Q_s &= 58,905 \times 2,337 \times 0,45 \\ &= 61,937 \text{ t} \\ &= 632,374 \text{ kN}\end{aligned}$$

3. Rekapitulasi Hasil Kapasitas Daya Dukung Pondasi

Berikut ini adalah yang rekapitulasi kapasitas daya dukung pondasi yang telah dianalisis sebelumnya, dapat dilihat pada Tabel 5.31 di bawah ini.

Tabel 5.31 Rekapitulasi Hasil Kapasitas Daya Dukung Pondasi

No	End Bearing			Friction		
	Metode	Hasil (ton)	Hasil (kN)	Metode	Hasil (ton)	Hasil (kN)
1	Cooke and Whitaker	202,026	2062,689	Cooke and Whitaker	61,937	632,374
2	Skempton	165,886	1693,701	Tomlinson (α)	161,700	1650,953
3	Meyerhoff	138,600	1415,103	Vijayvergiya & Focht (λ)	162,915	1663,359
4	N SPT	577,499	5896,261	Burland (β)	154,726	1579,751
5				N SPT	1437,279	14674,615

Berdasarkan rekapitulasi hasil daya dukung tersebut, maka digunakan hasil analisis yang terkecil yaitu Metode Meyerhoff untuk nilai *end bearing* dan Metode Burland (β) sebagai nilai dari *friction*. Besarnya kapasitas dukung yang digunakan untuk perencanaan :

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= 1415,103 + 1579,751 \\ &= 2991,921 \text{ kN} \end{aligned}$$

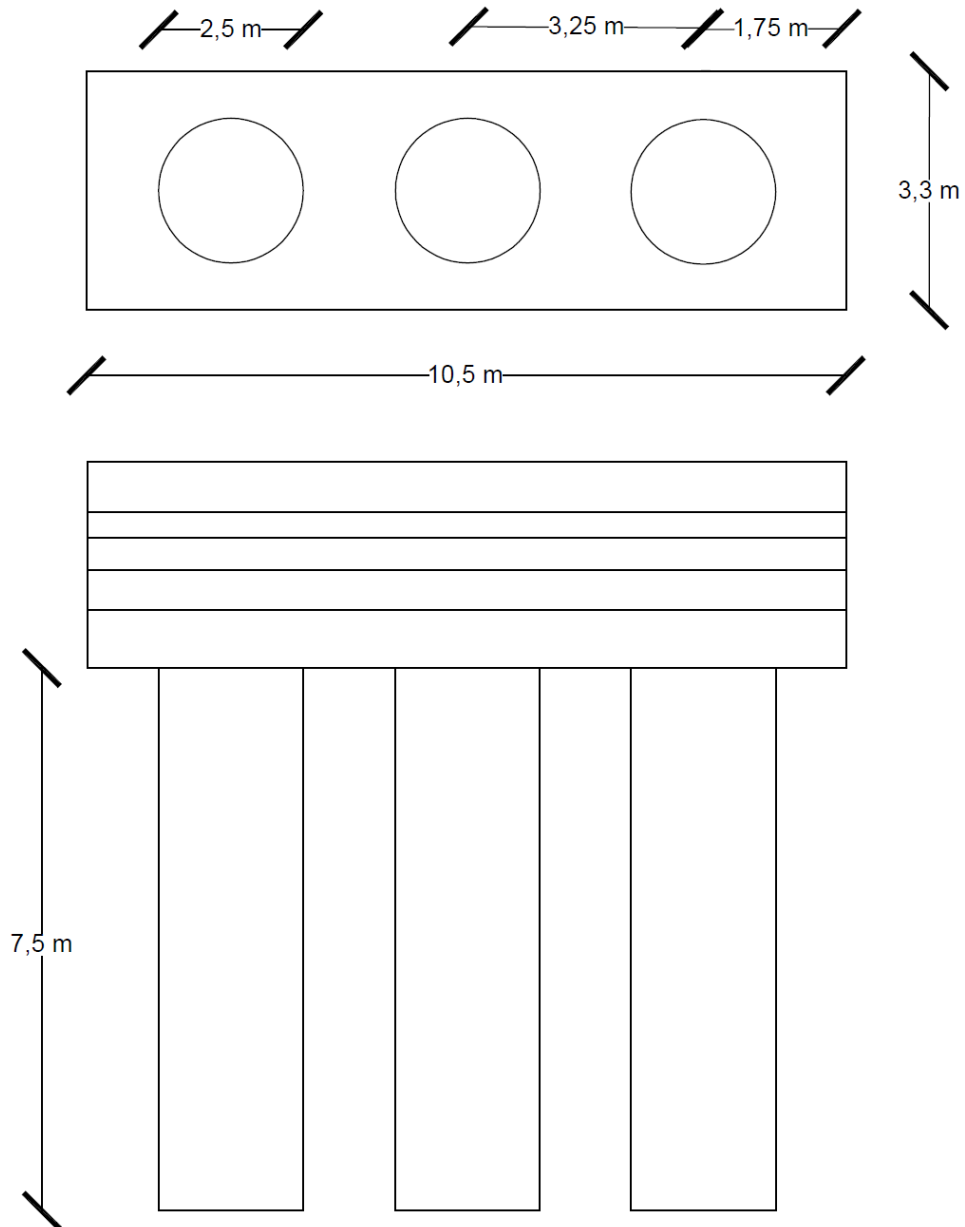
$$SF = 2 \text{ (dapat dilihat pada Tabel 3.5)}$$

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{2991,921}{2} \\ &= 1495,9610 \text{ kN} \end{aligned}$$

1.4.2 Kapasitas Dukung Pondasi Kelompok

Perhitungan kapasitas dukung pondasi kelompok tidak jauh berbeda dengan analisis pondasi tunggal, hal yang membedakan hanya pengalihan dengan Faktor Efisiensi Kelompok (E_g) dan jumlah pondasi yang digunakan (n). Efisiensi Efisiensi Kelompok (E_g) adalah faktor pengali adapun data yang diketahui

sebagai berikut serta skema kapasitas dukung pondasi kelompok dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut ini.



Gambar 5.22 Pondasi Kelompok

$$\begin{aligned}
 Q_a &= 1495,961 \text{ kN} \\
 \text{Beban Total (p)} &= 3644,793 \text{ kN ;} \\
 \text{Jumlah tiang (n)} &= \frac{P}{Q_a} \\
 &= \frac{3644,793}{1495,961} \\
 &= 2,436 \approx 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= 1 \\
 n &= 3 \\
 s &= 0,75 \\
 &= 4 \text{ m} \\
 \theta &= \text{arc tg} \left(\frac{2,5}{4} \right) \\
 &= 32,005^\circ \\
 E_g &= 1 - 32,005 \left(\frac{(2-1)^2 + (2-1)^2}{90.2.2} \right) \\
 &= 0,851 \\
 Q_{g1} &= 1 \times 3 \times 1495,960 \\
 &= 4487,881 \text{ kN} \\
 Q_{g2} &= 1 \times 3 \times 1495,960 \times 0,851 \\
 &= 3819,187 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan dari kapasitas dukung pondasi kelompok (Q_g) tersebut maka diambil yang paling kecil sebagai dasar untuk analisis pondasi, yaitu sebesar 3819,187 kN

1.4.3 Kapasitas Dukung Lateral (Akibat Gempa)

Berikut ini adalah perhitungan kapasitas dukung lateral (akibat gempa), perhitungan yang digunakan berdasarkan Teori Nair (1969), adapun data dan analisis yang dilakukan sebagai berikut.

Diketahui :

$$Q_u = 2991,921 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Lateral} &= 10\% \times Q_u \\ &= 10\% \times 2991,921 \\ &= 299,192 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, kapasitas dukung lateral yang dapat diampu adalah sebesar 299,192 kN

1.4.4 Penurunan

Analisis penurunan pondasi dilakukan untuk mengantisipasi penurunan pondasi yang berlebihan sehingga dapat mencegah terjadinya kegagalan struktur bangunan yang diakibatkan beban yang berlebih. Berikut adalah data yang diperlukan untuk menganalisis penurunan pondasi.

$$D = 2,5 \text{ m}$$

$$Q = 3648,278 \text{ kN}$$

$$L = 7,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times 2,5^2 \times \pi \\ &= 4,909 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{20,75} \\ &= 22786841,67 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{2,5}{100} + \frac{3648,278 \times 7,5}{4,909 \times 22786841,67} \\ &= 0,025075 \text{ m} \\ &= 2,5075 \text{ cm} \end{aligned}$$

5.7 Tegangan yang Diampu Pondasi

Kombinasi pembebanan juga diperlukan untuk mengetahui tegangan yang diterima pondasi untuk mengetahui aman atau tidaknya suatu pondasi, selain itu diberikan estimasi tegangan berlebih sebagai faktor aman dan *overlap* dari tegangan yang dapat diterima pondasi.

Tegangan aksial yang ditinjau akan dilihat dari 2 arah, yaitu arah x dan y, berikut adalah estimasi tegangan berlebih yang digunakan yang beracuan pada

Bridge Management System (BMS) 1992 dan RSNI T 02 – 2005 yang dapat dilihat pada Tabel 5.32 sampai Tabel 36 berikut ini.

Tabel 5.32 Rekapitulasi Kombinasi Beban

No	Aksi/Beban	Tegangan berlebihan (%)	Vertikal P (kN)	Horisontal		Momen	
				T x (kN)	T y (kN)	M x (kNm)	M y (kNm)
1	Kombinasi 1	0	3606,654	460,739	0,000	1836,663	0,000
2	Kombinasi 2	25	3644,793	710,739	29,687	2809,547	68,392
3	Kombinasi 3	40	3644,793	728,311	29,687	2844,251	68,392
4	Kombinasi 4	40	3644,793	737,967	29,687	2851,976	68,392
5	Kombinasi 5	50	2645,466	866,604	471,620	2794,868	1487,366

Tabel 5.33 Tegangan yang Bekerja Terhadap Pondasi Searah Sumbu X

No	Aksi/Beban	Vertikal P (kN)	M x (kNm)	P/A	Mx/s ²	Tegangan max (kN/m ²)	Tegangan min (kN/m ²)
1	Kombinasi 1	3606,654	1836,663	367,371	599,727	967,098	-232,356
2	Kombinasi 2	3644,793	2809,547	371,256	917,403	1288,659	-546,148
3	Kombinasi 3	3644,793	2844,251	371,256	928,735	1299,991	-557,480
4	Kombinasi 4	3644,793	2851,976	371,256	931,258	1302,513	-560,002
5	Kombinasi 5	2645,466	2794,868	269,465	912,610	1182,075	-643,145

Tabel 5.34 Tegangan yang Bekerja Terhadap Pondasi Searah Sumbu Y

No	Aksi/Beban	Vertikal P (kN)	M _y (kNm)	P/A	M _x /s ²	Tegangan max (kN/m ²)	Tegangan min (kN/m ²)
1	Kombinasi 1	3606,654	0,000	367,371	0,000	367,371	367,371
2	Kombinasi 2	3644,793	68,392	371,256	6,094	377,350	365,161
3	Kombinasi 3	3644,793	68,392	371,256	6,094	377,350	365,161
4	Kombinasi 4	3644,793	68,392	371,256	6,094	377,350	365,161
5	Kombinasi 5	2645,466	1487,366	269,465	132,534	401,999	136,931

Tabel 5.35 Daya Dukung Ijin Aksial Arah X

No	Kombinasi	Persentase Teg. Ijin (%)	Teg. Max (kN/m ²)	Kontrol Thd Daya Dukung Ijin	Teg Ijin (kN/m ²)	Keterangan
1	Kombinasi 1	100	967,098	<100%*TEG IJIN	1495,960	AMAN
2	Kombinasi 2	125	1288,659	<125%*TEG IJIN	1869,951	AMAN
3	Kombinasi 3	140	1299,991	<140%*TEG IJIN	2094,345	AMAN
4	Kombinasi 4	140	1302,513	<140%*TEG IJIN	2094,345	AMAN
5	Kombinasi 5	150	1182,075	<150%*TEG IJIN	2243,941	AMAN

Tabel 5.36 Daya Dukung Ijin Aksial Arah X

No	Kombinasi	Persentase Teg. Ijin (%)	Teg. Max (kN/m²)	Kontrol Thd Daya Dukung Ijin	Teg Ijin (kN/m²)	Keterangan
1	Kombinasi 1	100	367,371	<100%*TEG IJIN	1495,960	AMAN
2	Kombinasi 2	125	377,350	<125%*TEG IJIN	1869,951	AMAN
3	Kombinasi 3	140	377,350	<140%*TEG IJIN	2094,345	AMAN
4	Kombinasi 4	140	377,350	<140%*TEG IJIN	2094,345	AMAN
5	Kombinasi 5	150	401,999	<150%*TEG IJIN	2243,941	AMAN

5.8 Permodelan dengan *Software Plaxis 2D*

Analisis yang dalam penelitian ini dilakukan menggunakan program komputer *Plaxis V8.6* dengan pembebanan yang dilakukan sesuai dengan beban rencana. Pondasi yang digunakan adalah pondasi sumuran dengan diameter pondasi 2,5 m dan kedalaman 7,5 m dengan mengampu beban jembatan di atasnya sebesar 3644,793 kN.

Berikut ini adalah langkah – langkah dalam menganalisis menggunakan *Plaxis V8.6*.

5.8.1 Permodelan geometri struktur

Permodelan geometri struktur pondasi dan *pilecap* menggunakan material pelat, lalu digambarkan node yang telah ditentukan yaitu *15-node* dan model yang digunakan adalah *plane strain* dengan penggambaran ilustrasi pondasi hingga kedalaman 10 m dengan *spacing* 0,5.

Sebelum dilakukan permodelan dengan aplikasi komputer *Plaxis 2D V8.6*, terlebih dahulu diperlukan adanya konversi terhadap pondasi rencana di lapangan ke dalam bentuk 2 dimensi. Konversi tersebut dilakukan unuk mencari nilai dimensi yang baru dari pondasi tersebut dalam bentuk 2 dimensi, setelah itu baru dilakukan analisis menggunakan *Plaxis 2D V8.6* dapat dilakukan.

1. Mencari nilai luasan fondasi

$$\begin{aligned} \text{Luasan tiga dimensi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 2,5^2 \\ &= 4,909 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Pondasi dan abutmen yang awalnya berbentuk tiga dimensi, dikonversikan menjadi bentuk 2 dimensi, pada bentuk tiga dimensi fonasi berbentuk lingkaran. Setelah konversi, fondasi diubah ke dalam bentuk *sheet pile*.

$$\begin{aligned} \text{Diameter baru (2D)} &= \frac{A}{s} \\ &= \frac{4,909}{3,25} \\ &= 1,51 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luasan dua dimensi} &= D \times s \\
 &= 1,51 \times 3,25 \\
 &= 4,909 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

2. Mencari nilai luasan abutmen

$$\begin{aligned}
 \text{Luasan abutmen} &= P \times L \\
 &= 10,5 \times 3,3 \\
 &= 34,65 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{3. Inersia Pondasi} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 1,51 \times 3,25^3 \\
 &= 0,933
 \end{aligned}$$

4. Inersia abutmen

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 10,5 \times 3,5^3 \\
 &= 37,516 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

5. Mencari nilai EI dan EA pondasi

$$\begin{aligned}
 E \text{ beton} &= 4700 \sqrt{f_c'} \\
 &= 4700 \sqrt{24,5} \\
 &= 23263,81 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 2326381,3 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

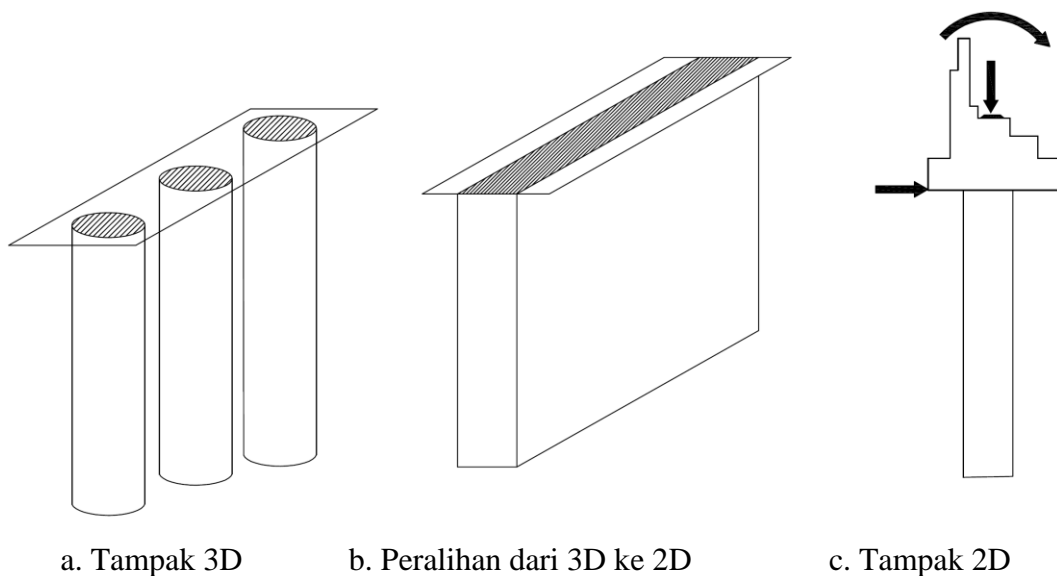
$$\begin{aligned}
 EI &= E \text{ beton} \times I \\
 &= 2326381,3 \times 0,933 \\
 &= 2170914,044 \text{ kN m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EA &= E \text{ beton} \times \text{Luas 2D} \\
 &= 2326381,3 \times 4,909 \\
 &= 11419597,55 \text{ kN m}^2
 \end{aligned}$$

6. Mencari nilai EI dan EA abutmen

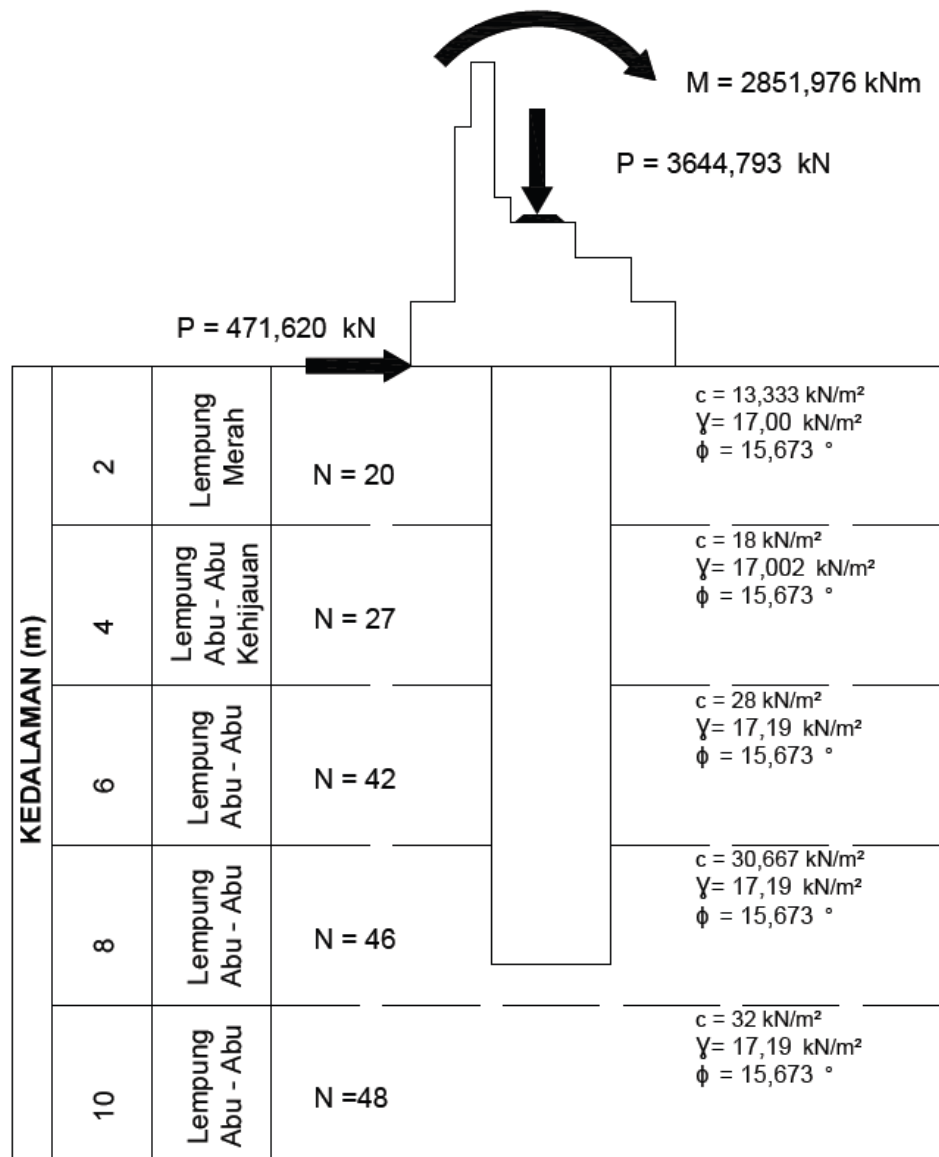
$$\begin{aligned}
 E \text{ beton} &= 4700\sqrt{f_c'} \\
 &= 4700\sqrt{24,5} \\
 &= 23263,81 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 2326381,3 \text{ kN/m}^2 \\
 EI &= E \text{ beton} \times I \\
 &= 2326381,3 \times 37,516 \\
 &= 2170914,044 \text{ kN m}^2 \\
 EA &= E \text{ beton} \times \text{Luas 2D} \\
 &= 2326381,3 \times 34,65 \\
 &= 181457742,2 \text{ kN m}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan konversi di atas, perubahan bentuk pondasi eksisting (tiga dimensi) ke bentuk dua dimensi dapat dilihat pada Gambar 5.23 berikut ini.



Gambar 5.24 Konversi pondasi Eksisting ke Dua Dimensi (2D)

Berikut adalah tampilan dari ilustrasi struktur pondasi beserta data tanah per lapisannya pada penelitian ini yang dapat dilihat ada Gambar 5.24 di bawah ini.



Gambar 5.24 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah

5.8.2 *Input data dan material*

1. Model Geometri Analisis

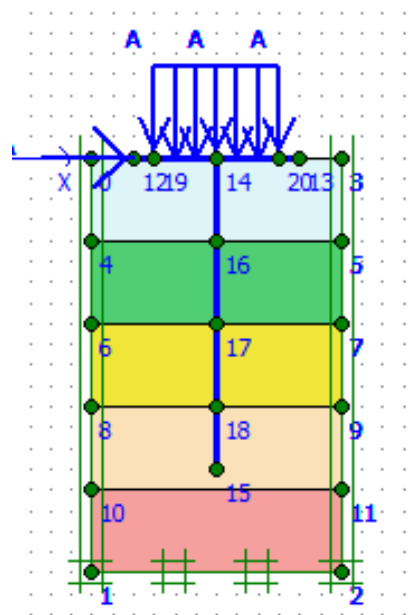
Menurut Haq (2017), analisa pondasi bisa dilakukan dengan menggunakan model regangan dari bidang dengan 15 titik nodal (*15 node*), regangan bidang yang digunakan untuk penampang sebuah geometri yang memiliki penampang melintang yang relatif seragam dengan kondisi tegangan dan kondisi

pembebanan yang cukup panjang dalam arah tegak lurus terhadap penampang tersebut yaitu arah z.

Satuan dasar yang digunakan harus diselaraskan pula baik untuk besarnya satuan gaya yaitu kilo Newton (kN), satuan waktu yaitu dalam hari dan satuan panjang berupa meter (m). Jenis material yang digunakan dalam penelitian ini adalah model tanah *Mohr – Coulomb*. Model tanah *Mohr – Coulomb* diasumsikan sebagai perilaku tanah yang bersifat relatif plastis sempurna, serta untuk mendeterminasi suatu nilai tegangan batas yang mana pada suatu titik tersebut tegangan sudah tidak dipengaruhi lagi oleh regangannya sendiri.

Dimensi yang digunakan disesuaikan dengan dimensi rencana, untuk struktur pondasi disederhanakan dengan menggunakan model *plate* dengan kedalaman hingga lapisan kedua, sama halnya dengan *pilecap* dimodelkan pula menggunakan *plate*. Pembebanan yang diletakkan diatas pondasi (beban vertikal) berupa beban merata (*distributed load – Load System A*), sedangkan gaya lateral berupa beban titik terpusat (*pointed load – Load System A*) yang terletak di samping kiri pondasi.

Berikut ini adalah model geometri dari penelitian ini yang dapat dilihat pada Gambar 5.25



Gambar 5.25 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah

2. Kondisi Batas (*Standart Fixities*)

Kondisi Batas atau disebut juga *Standart Fixities* digunakan untuk membentuk adanya suatu kondisi batas standar baik untuk beban normal ataupun beban gempa, untuk membentuk kondisi batas, *klik* ikon Jepit standar pada *toolbar*. Secara otomatis program akan membentuk berupa bagian jepit penuh pada bagian dasar dan jepit rol pada sisi kiri dan kanan model geometri.

3. Data dan Parameter Tanah

Data serta parameter – parameter tanah yang dimasukkan dalam analisis ini Material model yang digunakan pada analisis ini merupakan data yang didapat dari beberapa sumber, seperti data teknis Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang (Lampiran 1), data hasil pengujian parameter tanah di Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Islam Indonesia, serta beberapa nilai koefisien dari beberapa literatur.

Berikut ini adalah data yang dimasukkan dalam permodelan diatas yang dapat dilihat pada Tabel 5.37 dan Tabel 5.41 di bawah ini.

Tabel 5.37 Data Lapisan Tanah 1

No	Parameter Data	simbol	Nilai
1	Berat Jenis Tanah <i>saturated</i>	γ_{sat}	17,590 kN/m ³
2	Berat Jenis Tanah <i>unsaturated</i>	γ_{unsat}	14,981 kN/m ³
3	Permeabilitas arah x	kx	1x10 ⁻³ m/day
4	Permeabilitas arah y	ky	1x10 ⁻³ m/day
5	Modulus Elastisitas	E _{ref}	23500000 kN/m ²
6	<i>Poisson ratio</i>	ν	0,3
7	Kohesi Tanah	c	13,333 kN/m ²
8	Sudut geser dalam	ϕ	35°
9	Sudut dilatasi	ψ	0,00

Tabel 5.38 Data Lapisan Tanah 2

No	Parameter Data	simbol	Nilai
1	Berat Jenis Tanah <i>saturated</i>	γ_{sat}	17,590 kN/m ³
2	Berat Jenis Tanah <i>unsaturated</i>	γ_{unsat}	14,981 kN/m ³
3	Permeabilitas arah x	kx	1x10 ⁻³ m/day
4	Permeabilitas arah y	ky	1x10 ⁻³ m/day
5	Modulus Elastisitas	E _{ref}	23500000 kN/m ²
6	<i>Poisson ratio</i>	ν	0,3
7	Kohesi Tanah	c	18 kN/m ²
8	Sudut geser dalam	ϕ	35°
9	Sudut dilatasi	ψ	0,00

Tabel 5.39 Data Lapisan Tanah 3

No	Parameter Data	simbol	Nilai
1	Berat Jenis Tanah <i>saturated</i>	γ_{sat}	17,590 kN/m ³
2	Berat Jenis Tanah <i>unsaturated</i>	γ_{unsat}	14,981 kN/m ³
3	Permeabilitas arah x	kx	1x10 ⁻³ m/day
4	Permeabilitas arah y	ky	1x10 ⁻³ m/day
5	Modulus Elastisitas	E _{ref}	23500000 kN/m ²
6	<i>Poisson ratio</i>	ν	0,3
7	Kohesi Tanah	c	28 kN/m ²
8	Sudut geser dalam	ϕ	35°
9	Sudut dilatasi	ψ	0,00

Tabel 5.40 Data Lapisan Tanah 4

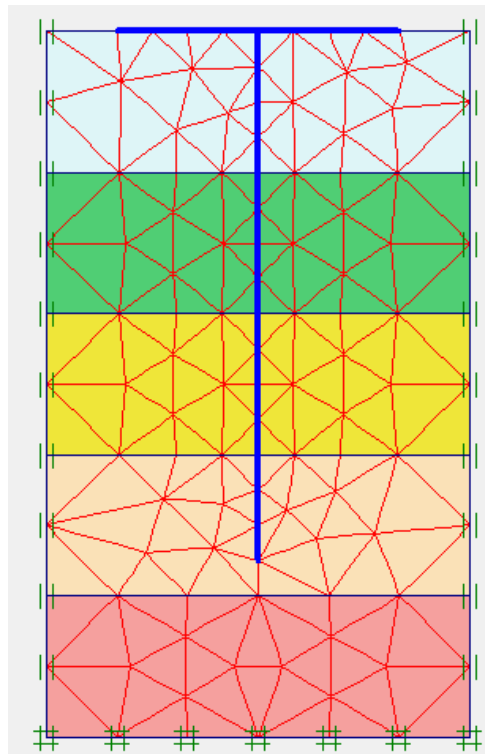
No	Parameter Data	simbol	Nilai
1	Berat Jenis Tanah <i>saturated</i>	γ_{sat}	17,590 kN/m ³
2	Berat Jenis Tanah <i>unsaturated</i>	γ_{unsat}	14,981 kN/m ³
3	Permeabilitas arah x	kx	1x10 ⁻³ m/day
4	Permeabilitas arah y	ky	1x10 ⁻³ m/day
5	Modulus Elastisitas	E _{ref}	23500000 kN/m ²
6	<i>Poisson ratio</i>	ν	0,3
7	Kohesi Tanah	c	30,667 kN/m ²
8	Sudut geser dalam	ϕ	35°
9	Sudut dilatasi	ψ	0,00

Tabel 5.41 Data Lapisan Tanah 5

No	Parameter Data	simbol	Nilai
1	Berat Jenis Tanah <i>saturated</i>	γ_{sat}	17,590 kN/m ³
2	Berat Jenis Tanah <i>unsaturated</i>	γ_{unsat}	14,981 kN/m ³
3	Permeabilitas arah x	kx	1x10 ⁻³ m/day
4	Permeabilitas arah y	ky	1x10 ⁻³ m/day
5	Modulus Elastisitas	E _{ref}	23500000 kN/m ²
6	<i>Poisson ratio</i>	ν	0,3
7	Kohesi Tanah	c	32 kN/m ²
8	Sudut geser dalam	ϕ	35°
9	Sudut dilatasi	ψ	0,00

4. Jaringan Elemen (*Generate Mesh*)

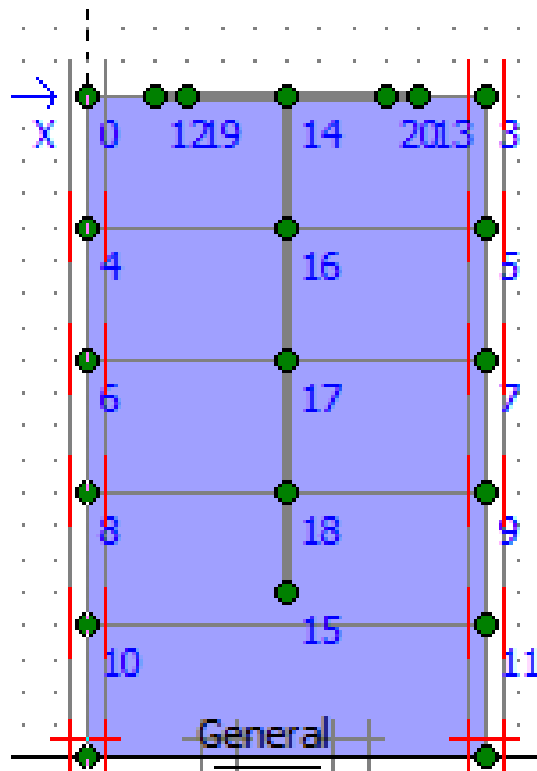
Setelah semua data sudah di masukkan ke dalam program analisis secara lengkap, kemudian dibuat jaringan elemen atau (*generate mesh*) untuk membagi menjadi beberapa elemen agar dapat dilakukan perhitungan metode elemen hingga (*finite element method*). Caranya untuk melakukan *generate meshing* adalah dengan menekan *icon generate mesh* pada *toolbar*, maka akan muncul jendela baru lalu *klik* tombol *update* secara otomatis aplikasi membentuk jaring elemen dan *interface*. *Generate meshing* dapat diperhalus untuk mendapatkan hasil analisis yang lebih optimal. Berikut adalah gambar hasil dari penyusunan jaring elemen yang dapat dilihat pada Gambar 5.26 berikut.



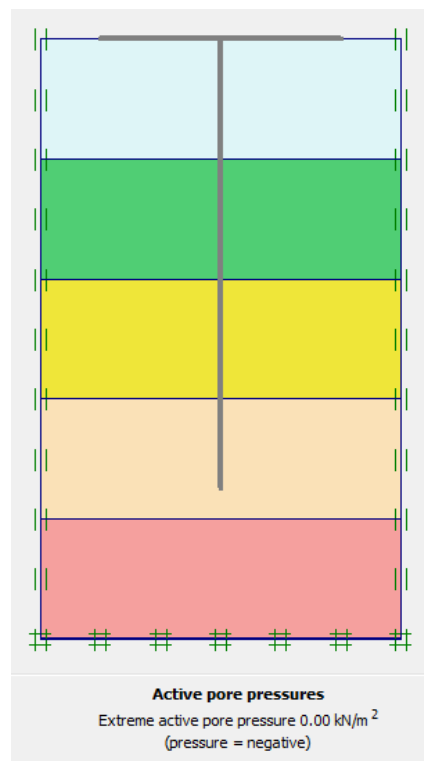
Gambar 5.26 Hasil *Generate Meshing* pada Struktur Pondasi

5. Kondisi Awal (*Initial Condition*)

Permukaan air tanah dilewati karena muka air tanah tidak mengenai struktur pondasi, karena muka air tanah berada di kedalaman 11 m dibawah permukaan tanah. Berikut ini adalah hasil dari kondisi awal (*initial condition*) yang dapat dilihat pada Gambar 5.27 dan Gambar 5.28 berikut ini.



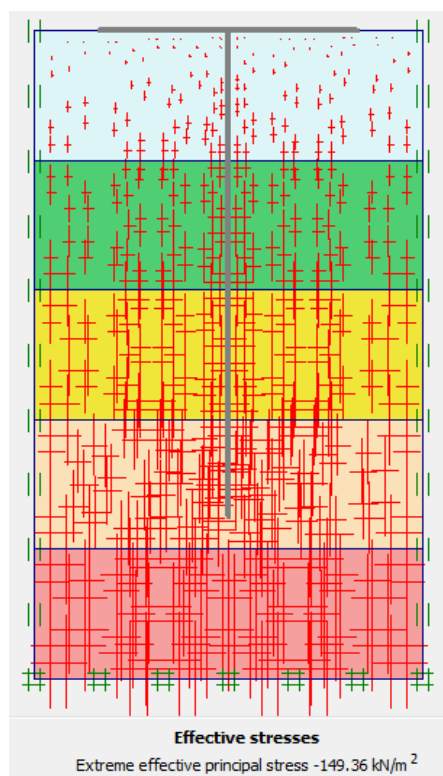
Gambar 5.27 *Initial Condition* dan Posisi Muka Air Tanah



Gambar 5.28 Hasil Tekanan Air Pori (*Generate Water Pressure*)

6. Tegangan Awal

Setelah tekanan air pori *generate water pressure* telah diaktifkan (*active pore pressure*), selanjutnya klik *initial pore pressure* akan muncul *window* baru lalu klik *generate initial stresses* untuk mengetahui tegangan yang terjadi pada lapisan tanah. setelah muncul nilai *effective stresses* klik *update* untuk menyimpan hasil analisis tersebut. Berikut adalah hasil dari tegangan awal yang dapat dilihat pada Gambar 5.29 di bawah ini



Gambar 5.29 Hasil Tegangan Awal pada Lapisan Tanah

5.8.3 Analisis perhitungan

Plaxis Calculation dilakukan setelah semua data dan analisis yang dilakukan sebelumnya telah selesai di *input*. Secara otomatis, *toolbar calculate* akan muncul setelah pada akhir *input* program, Perhitungan yang dilakukan dalam analisis ini terdiri dari empat *phase*, pertama *phase* pemasangan pondasi, kedua *phase* pemasangan *pilecap*, ketiga *phase* pembebanan pondasi dan tahap terakhir adalah *phase* faktor aman atau *safety factor*. Berikut adalah penjelasan dalam masing – masing *phase* tersebut.

1. *Phase* Pemasangan Pondasi

Phase pertama adalah pemasangan pondasi, pada *tab general, loading input* yang pilih adalah *stage construction*. *Input* jenis kalkulasi yang digunakan adalah *plastic analysis*, lalu *klik* tombol *parameter* untuk mengaktifkan pondasi. Setelah itu *klik* tombol *define* lalu *klik* satu kali pada struktur pondasi yang diinginkan sampai warna struktur pondasi berubah menjadi biru.

2. *Phase* Pemasangan *Pilecap*

Phase kedua adalah pemasangan *pilecap*, pada *tab general, loading input* yang pilih adalah *stage construction*. *Input* jenis kalkulasi yang digunakan adalah *plastic analysis*, lalu *klik* tombol parameter untuk mengaktifkan struktur *pilecap*. Setelah itu *klik* tombol *define* lalu *klik* satu kali pada struktur *pilecap* yang diinginkan sampai warna struktur *pilecap* berubah menjadi biru.

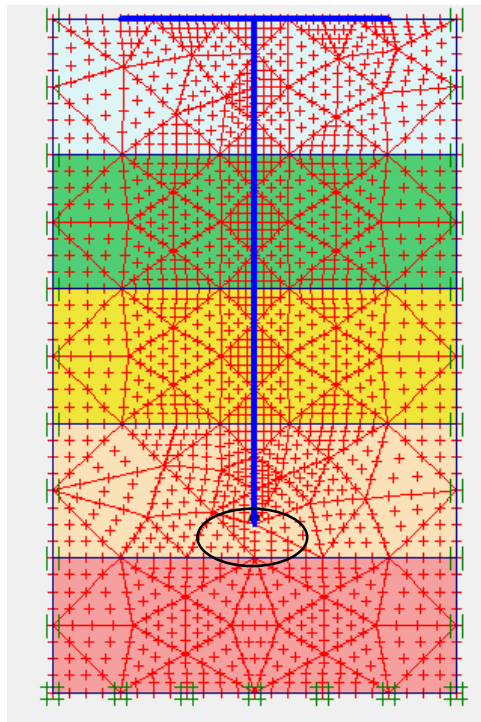
3. *Phase* Pembebanan Pondasi

Phase ketiga adalah pembebanan pondasi, pada *tab general, loading input* yang pilih adalah *stage construction*. *Input* jenis kalkulasi yang digunakan adalah *total multipliers*, lalu *klik* tombol parameter untuk mengaktifkan pembebanan pondasi. Dalam lembar *tab parameter* dilakukan pengaktifan *sdan input* nilai beban yang diterima oleh pondasi, yaitu dengan cara *klik define* kemudian dilakukan *klik* dua kali pada profil struktur beban untuk memasukkan total beban yang akan diampu, serta *klik* satu kali pada profil beban untuk pengaktifan beban.

4. *Phase* Faktor Aman atau *Safety Factor*

Phase keempat adalah faktor aman atau angka aman. Pada *tab general, loading input* yang digunakan adalah *phi/c reduction* dengan jenis kalkulasi *incremental multipliers*.

Sebelum dilakukan perhitungan analisis, terlebih dahulu dilakukan pemilihan titik kurva untuk mengetahui penurunan serta pembebanan yang terjadi pada pondasi tersebut, untuk penempatan titik kurva tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.30 berikut ini.



Gambar 5.30 Pemilihan Titik Kurva

5.6.4 Output analisis

Setelah perhitungan selesai, hasil keluaran dapat dilihat pada program keluaran. Jendela keluaran akan menampilkan jaring elemen terdeformasi pada kondisi setelah pemasangan pondasi, pemasangan *pilecap*, pembebanan, dan memasukan beban gempa dilakukan.

Berdasarkan hasil analisis *Software Plaxis 2D* didapat hasil faktor aman (*Safety factor*) $\Sigma - Msf$ sebesar 1,93. Hasil tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.31 berikut ini.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0.0000	Σ -Mdisp:	1.0000
MloadA:	0.0000	Σ -MloadA:	1.0000
MloadB:	0.0000	Σ -MloadB:	1.0000
Mweight:	0.0000	Σ -Mweight:	1.0000
Maccel:	0.0000	Σ -Maccel:	0.0000
Msf:	0.1000	Σ -Msf:	1.9294

Gambar 5.31 Hasil Kalkulasi *Safety Factor Phase* $\Sigma - Msf$

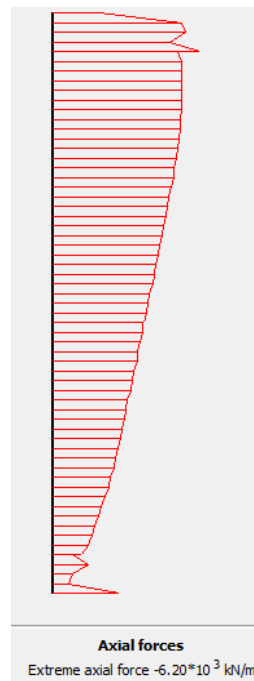
Berikut adalah analisis perhitungan kapasitas dukung berdasarkan hasil analisis *safety factor* dari *Software Plaxis 2D*.

$$Q_a = P_{allowable} = \frac{Q_u}{\Sigma -M_{sf}}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= P_{allowable} \times \Sigma -M_{sf} \\ &= 6200 \times 1,93 \\ &= 11966,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

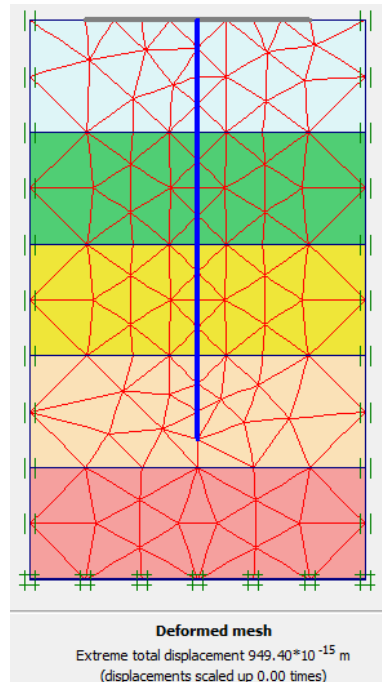
Jadi, kapasitas dukung pondasi hasil analisis *Software Plaxis 2D* adalah sebesar 11966,000 kN, yang mana hasil tersebut lebih besar dari kapasitas dukung untuk perencanaan yaitu sebesar 2991,921 kN.

Kapasitas dukung tiang kelompok dapat dilihat pada *software Plaxis 2D* dengan cara *double click* pada tiang lalu pilih menu *forces* dan *click axial forces* untuk melihat tegangan maksimum yang dapat diberikan. Berdasarkan hasil analisis tersebut, didapat hasil *axial forces* yang diperoleh sebesar 6200 kN/m, hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.32 berikut ini

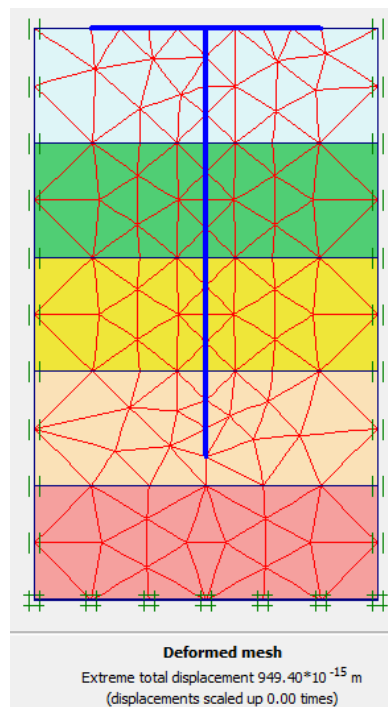


Gambar 5.32 Axial Forces

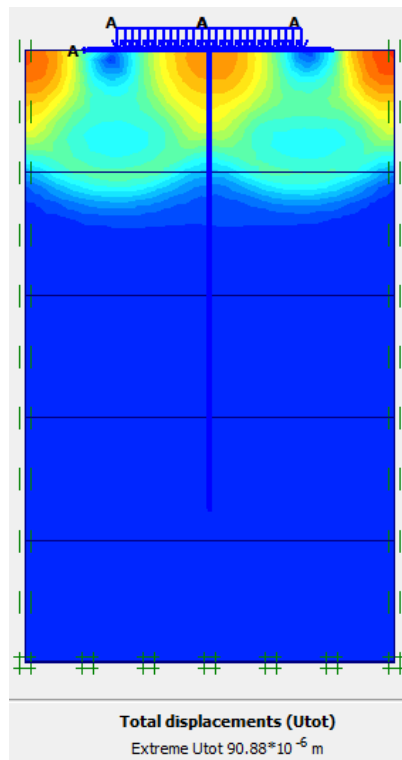
Berikut ini adalah hasil dari analisis menggunakan program komputer *Plaxis 2D V8.6*, yang dapat dilihat pada Gambar 5.33 sampai Gambar 5.36 berikut ini.



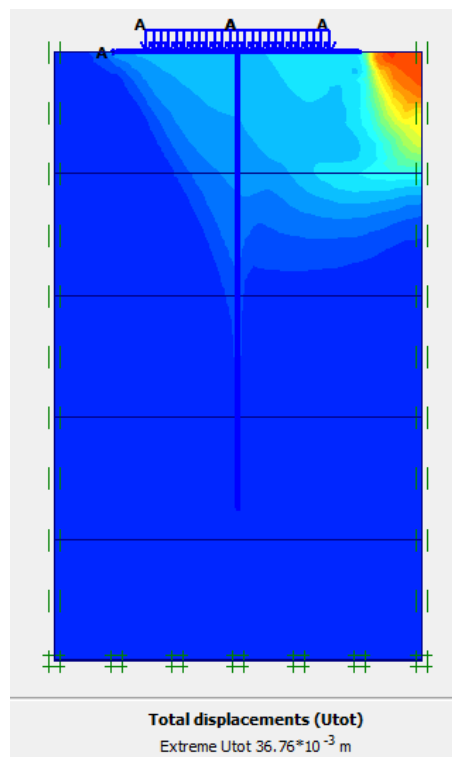
Gambar 5.33 Hasil Analisis pada *Phase Pemasangan Pondasi*



Gambar 5.34 Hasil Analisis pada *Phase Pemasangan Pilecap*



Gambar 5.35 Hasil Analisis pada *Phase* Pembebanan Pondasi



Gambar 5.36 Hasil Analisis pada *Phase* Faktor Aman atau *Safety Factor*

5.9 Pembahasan

Perencanaan sebuah struktur bangunan pasti membutuhkan sebuah dukungan struktur bawah yang kuat, agar dapat mengampu beban struktur atas tersebut. Struktur bawah atau pondasi berfungsi untuk perletakkan bangunan dan meneruskan beban yang ditopang tersebut ke lapisan tanah yang keras, serta dapat menahan gaya – gaya yang terjadi seperti beban mati (*dead load*) dan beban hidup (*dead live*). Pondasi tersebut harus mampu menahan penurunan maupun kerusakan sesuai batas yang telah ditentukan. Pondasi juga dirancang sedemikian rupa agar dapat menahan beban hingga maksimum yang mungkin akan terjadi sampai batas aman tertentu.

Data yang digunakan untuk analisis pada penelitian ini diperoleh dari berbagai sumber, untuk data propertis dan parameter tanah didapat dari pengujian di Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia yang dapat dilihat pada Lampiran 2, sedangkan data penyelidikan tanah *SPT (Standard Penetration Test)*, data struktural dan gambar teknis didapat dari *owner*, konsultan serta kontraktor yang bersangkutan.

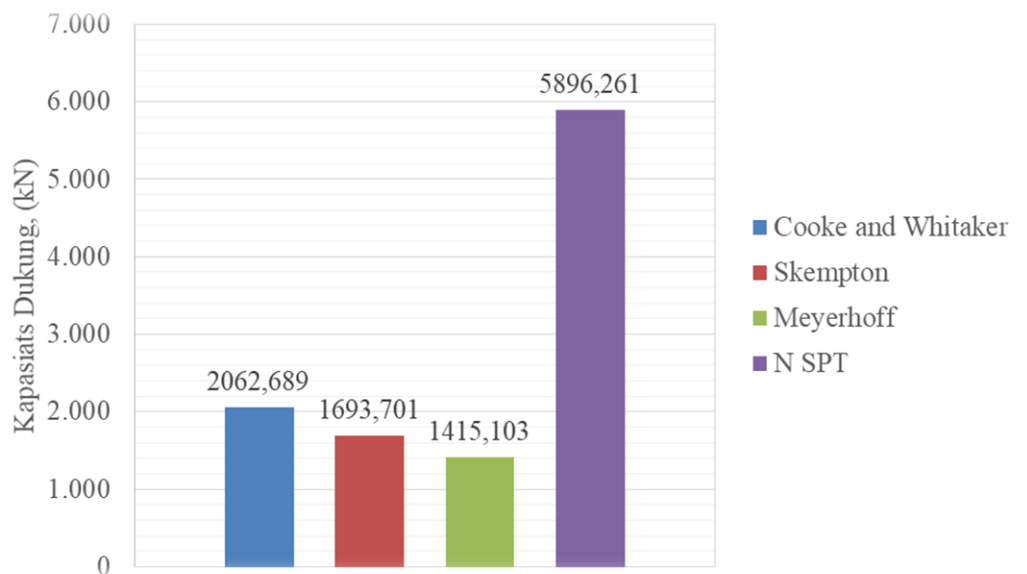
Latar belakang permasalahan dalam proyek Pembangunann Jalan dan Jembatan Lemah Abang ini adalah struktur bawah jembatan yang direncanakan berupa pondasi sumuran yang dianggap kurang mampu untuk menopang struktur atas jembatan yang rawan terjadi gempa. Perlu diketahui bahwa daerah Sleman dan Gunung Kidul merupakan bagian dari Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta yang termasuk dalam wilayah gempa tiga berdasarkan SNI 1726 – 2012. Salah satu tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui kapasitas pondasi dalam menopang gaya gempa yang terjadi.

5.9.1 Kapasitas Dukung Pondasi Metode Empiris

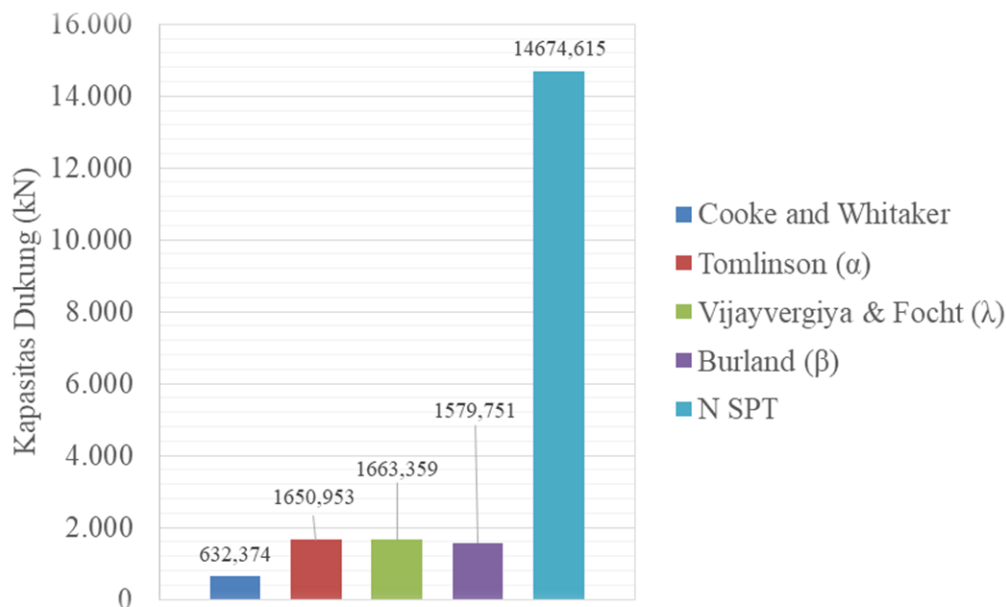
Pondasi kaison atau disebut juga pondasi sumuran merupakan salah satu pondasi dalam yang relatif sering digunakan pada kondisi yang relatif keras. Suatu pondasi dapat mengampu beban struktur diatasnya serta menyalurkan beban tersebut ke lapisan tanah jika pondasi tersebut telah memasuki lapisan tanah keras (*bearing stratum*), sehingga tida terjadi keruntuhan ataupun kegagalan struktur.

1. Kapasitas Dukung Pondasi

Telah dilakukan analisis kapasitas dukung pondasi dengan berbagai metode, baik metode dengan data lapangan maupun metode data laboratorium. Analisis yang dilakukan adalah analisis terkait kapasitas dukung ujung (*end bearing*) serta analisis kapasitas dukung selimut (*friction*). Hasil – hasil analisis (*end bearing*) serta analisis kapasitas dukung selimut (*friction*) tersebut diinterpretasikan dalam grafik pada Gambar 5.37 dan Gambar 5.38 berikut ini.



Gambar 5.37 Kapasitas Dukung Ujung (*End Bearing*) dengan Berbagai Metode



Gambar 5.38 Kapasitas Dukung Selimut (*Friction*) dengan Berbagai Metode

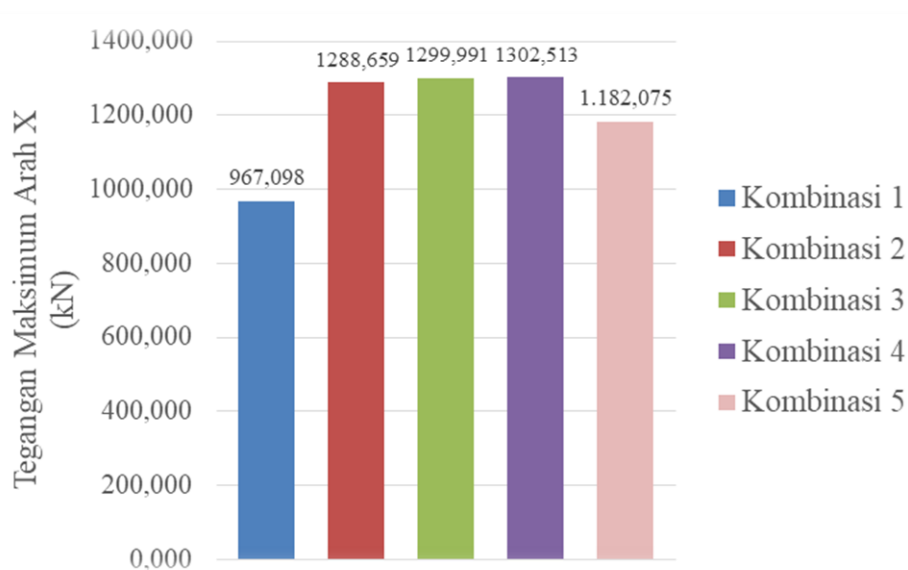
Berdasarkan hasil analisis tersebut, terdapat beberapa variasi data yang diperoleh dari berbagai metode yang digunakan. Hasil analisis dengan Metode Lapangan dengan Data N – SPT baik dari kapasitas dukung ujung ataupun kapasitas dukung selimut selalu lebih besar dibandingkan dengan hasil data laboratorium dengan metode lainnya. Data lapangan menggambarkan langsung kondisi lapisan tanah yang sebenarnya secara langsung dilapangan. Hal ini bisa disebabkan oleh beberapa faktor, salah satunya kesalahan manusia (*human error*) yang berdampak terhadap sampel tanah untuk data laboratorium atau kesalahan dalam pengujian di laboratorium sehingga bisa mereduksi hasil parameter tanah.

Hal yang sama juga terjadi pada beberapa penelitian sebelumnya, misalnya dalam penelitian Muchtar (2005) yang melakukan desain ulang (*redesign*) terhadap struktur pondasi tiang pancang pada bangunan Stadion Wilis di Kota Madiun dan penelitian oleh Aspar dkk (2010) yang melakukan analisis kapasitas dukung pondasi tiang dan pondasi kaisan pada bangunan terowongan dalam laut dengan. Penelitian – penelitian tersebut melakukan analisis dengan menggunakan data lapangan dan data laboratorium dengan Metode Meyerhoff. Diperoleh hasil yang sama pula bahwa hasil dari analisis metode lapangan lebih besar dibandingkan hasil analisis Metode Meyerhoff.

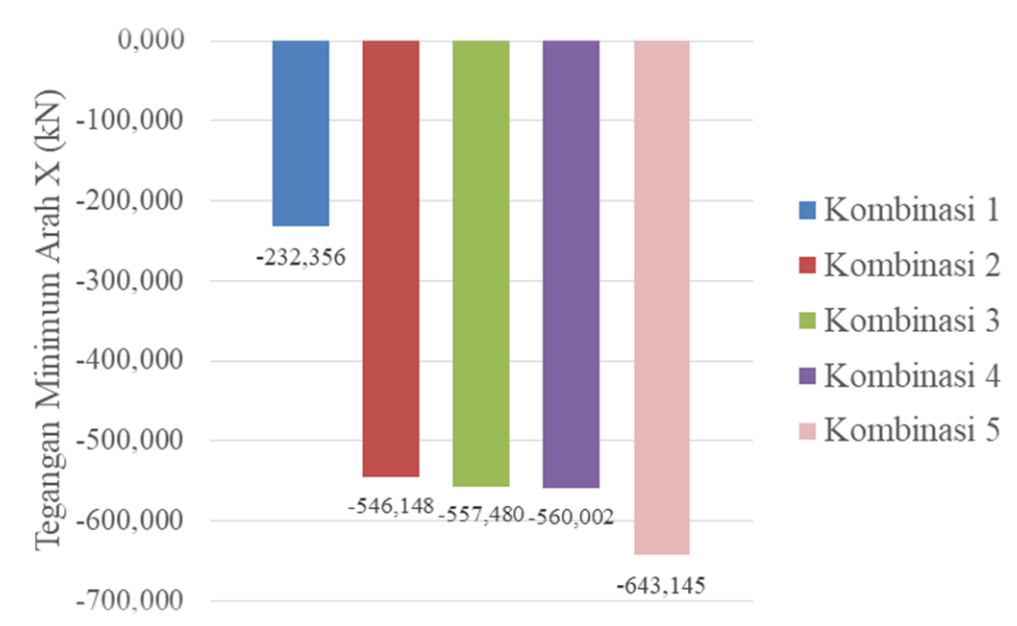
Berdasarkan hasil analisis tersebut, terdapat beberapa variasi data yang diperoleh dari berbagai metode yang digunakan, maka diambil hasil terkecil pada masing – masing kapasitas dukung. Kapasitas dukung ujung diambil hasil dari Metode Meyerhoff sebesar 1415,103 kN, sedangkan pada kapasitas dukung selimut diambil hasil dari Metode Burland (Metode β) sebesar 1579,751 kN sebagai dasar perencanaan, sehingga didapat kapsitas dukung ultimit (*Ultimate Bearing Capacity*) sebesar 2991,921 kN.

2. Tegangan yang Diampu Pondasi

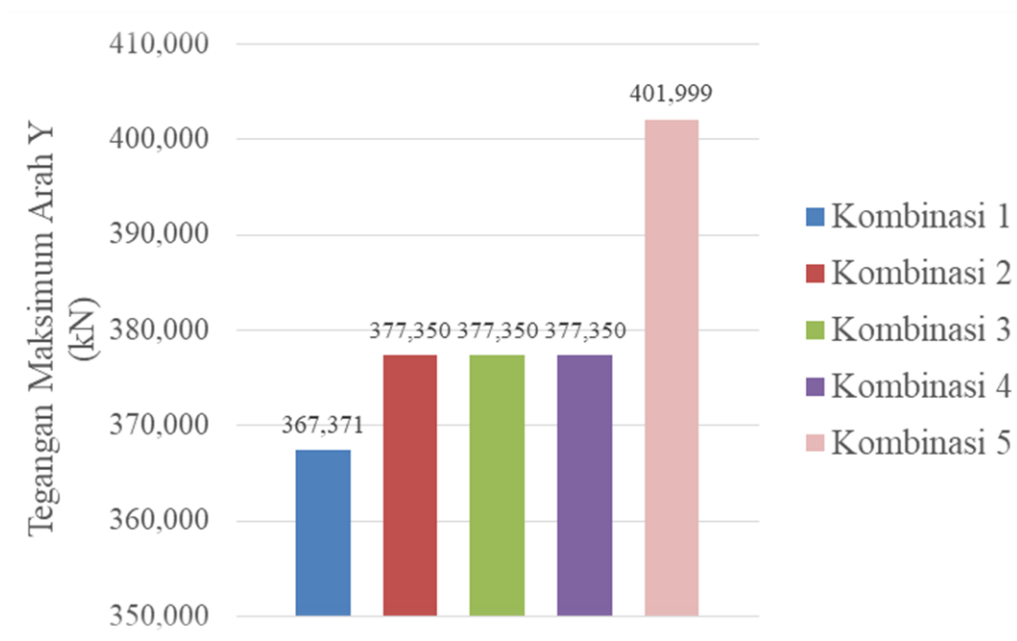
Tegangan yang terjadi terhadap pondasi diakibatkan oleh kombinasi beban yang harus di tahan oleh pondasi tersebut. Dalam kombinasi beban, diberikan estimasi tegangan yang berlebih sebagai faktor aman atau *overlap*, misalnya pada Kombinasi I tidak dilakukan *overlap* sehingga persentase tegangan ijin nya adalah 100%. Berbeda dengan Kombinasi II yang mendapatkan *overlap* sebesar 25%, sehingga tegangan ijinnya sebesar 125%. Kombinasi III dan Kombinasi IV di berikan *overlap* sebesar 40%, sehingga masing – masing kombinasi tersebut memiliki tegangan ijin sebesar 140% dari tegangan maksimum. Kombinasi V diberikan *overlap* sebesar 50%, sehingga tegangan ijin yang terjadi sebesar 150%. Hasil analisis tegangan tersebut dapat disajikan dalam bentuk grafik yang dapat dilihat pada Gambar 5.39 sampai Gambar 5.42 berikut ini



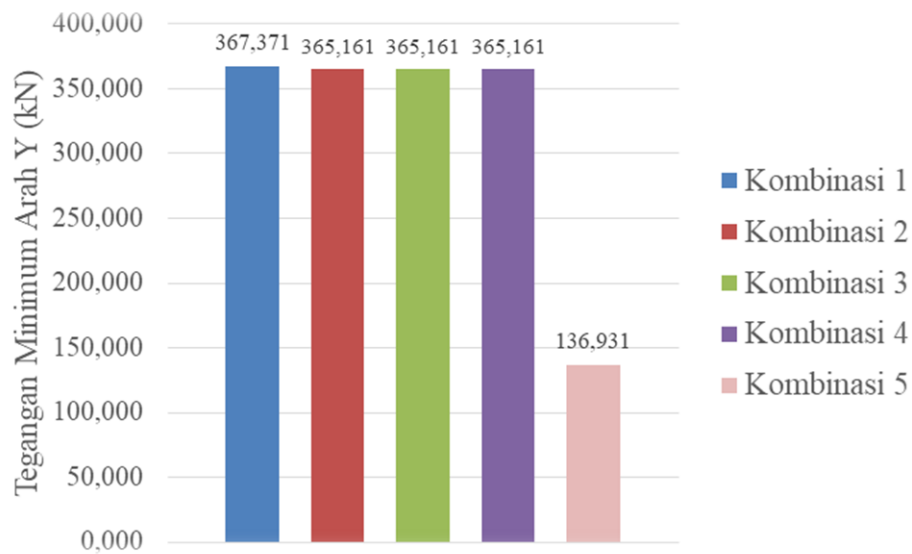
Gambar 5.39 Tegangan Maksimum Arah X



Gambar 5.40 Tegangan Minimum Arah X

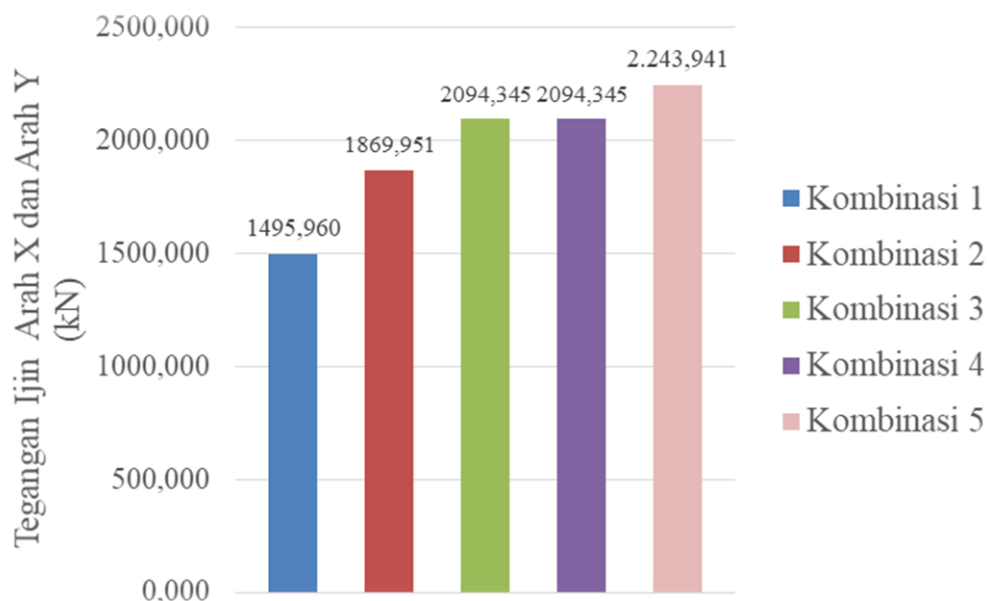


Gambar 5.41 Tegangan Maksimum Arah Y



Gambar 5.42 Tegangan Minimum Arah Y

Sebuah pondasi dikatakan aman jika tegangan maksimum yang terjadi lebih kecil dibandingkan tegangan yang diijinkan. Pada penelitian ini, tegangan – tegangan yang terjadi baik arah x ataupun arah y nilainya lebih kecil dibandingkan tegangan ijin yang diperbolehkan, sehingga dapat disimpulkan bahwa pondasi sumuran ini aman terhadap gempa. Hasil analisis tegangan ijin tersebut disajikan dalam bentuk grafik yang dapat dilihat pada Gambar 5. 43 berikut ini.



Gambar 5.43 Tegangan Ijin Arah X dan Arah Y

3. Kapasitas Dukung Lateral (Akibat Gempa)

Menurut Malissa (2009), belum ada rumusan dan keseragaman pasti dalam perhitungan gaya seismik dalam perhitungan koefisien gempa serta perhitungan beban gempa pada tekanan tanah dibelakang abutmen. Berdasarkan Teori Nair (1969) dalam buku *Pile Foundation Analysis and Design (1980)*, beban gaya gempa pada struktur bawah dapat dihitung dengan tiga metode, antara lain :

1. dalam beban statik ekivalen, beban lateral dapat diasumsikan 10% dari beban vertikal,
2. pada beban dinamis ekivalen, beban lateral dapat diambil dengan asumsi sinusoidal $F(t) = F_0 \sin wt$, dan
3. pada *Bedrock* beban lateral atau percepatan gempa dapat dihitung dengan mengabaikan beban vertikalnya.

Berdasarkan tiga metode tersebut, penelitian ini mengacu pada metode pertama pada poin a, yaitu dengan mengasumsikan bahwa bebal lateral sebesar 10% dari beban vertikal, sehingga hasil analisis kapasitas dukung lateral akibat gempa sebesar 299,192 kN.

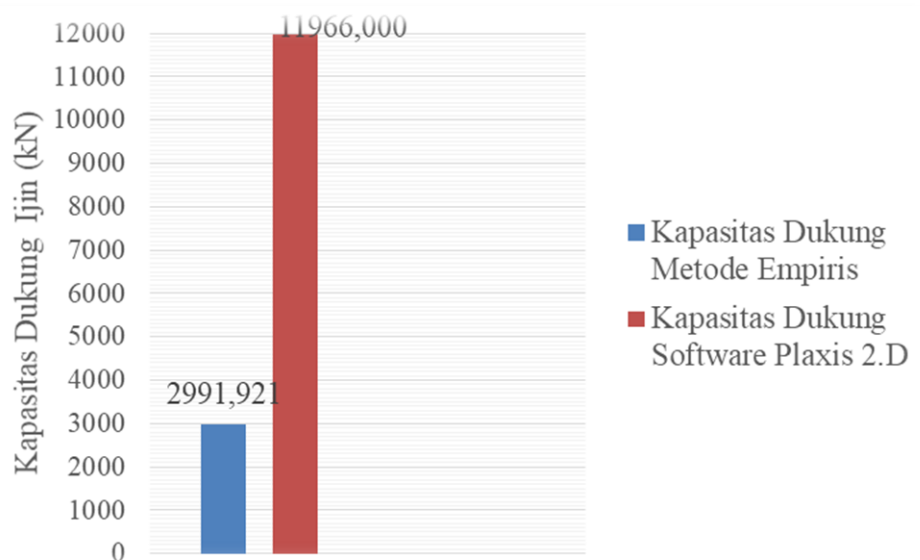
5.9.2 Kapasitas Dukung dengan *Software Plaxis 2D*

Kajian kapasitas dukung pondasi perlu menggunakan beberapa metode salah satunya menggunakan metode elemen hingga (*Finite Element Method*), dalam penelitian ini digunakan *Software Plaxis 2D* sebagai alat bantu hitung dan permodelan, sehingga hasil yang diperoleh lebih bervariasi.

Berdasarkan hasil analisis *Software Plaxis 2D* didapat hasil faktor aman (*Safety factor*) $\Sigma - Msf$ sebesar 1,93, dengan hasil kapasitas dukung pondasi (Q_u) sebesar 2887,204 kN yang diperoleh dari perhitungan pada Sub Bab 5.6.4. Hasil Tersebut lebih kecil dari kapasitas dukung untuk perencanaan yang sebesar 2991,921 kN.

Kapasitas dukung kelompok pada metode empiris diperoleh hasil sebesar 3819,187 kN, sedangkan pada hasil analisis *software* diperoleh hasil yang lebih besar yakni 6200 kN. Perbandingan kedua kapasitas dukung tersebut disajikan

dalam bentuk grafik batang yang dapat dilihat pada Gambar 5.44 dan Gambar 5.45 berikut ini.



Gambar 5.44 Perbandingan Kapasitas Dukung Ijin dengan Metode Empiris dan *Software Plaxis 2D*

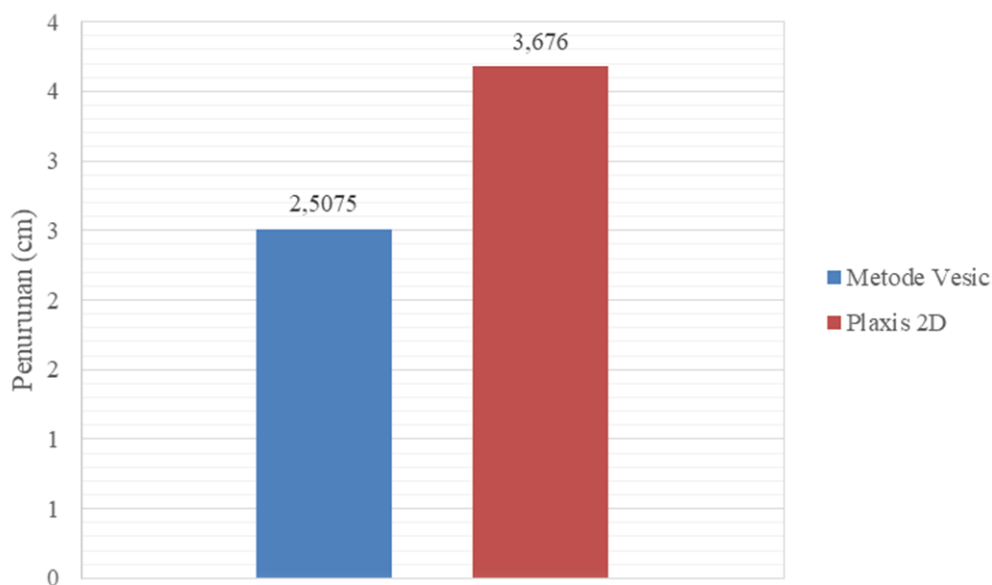
Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui bagaimana kapasitas dukung pondasi terhadap beban akibat gaya gempa yang terjadi baik dari segi metode empiris ataupun dengan metode elemen hingga dengan menggunakan *Software Plaxis 2D*, diperoleh hasil bahwa kapasitas dukung ijin dengan metode *Software Plaxis 2D* lebih besar dibandingkan metode empiris. Hal serupa terjadi pada penelitian sebelumnya yang dilakukan oleh Khaliq (2017) didapatkan hasil serupa yakni kapasitas dukung ultimit dengan lebih besar dibandingkan dengan hasil analisis kapasitas dukung dengan menggunakan *software Plaxis 2D*. Hal tersebut disebabkan adanya perbedaan nilai *SF* yang digunakan pada *software Plaxis 2D* dan metode empiris.

5.9.3 Penurunan yang Terjadi

Pondasi berfungsi untuk menempatkan bangunan serta meneruskan beban yang berada di atasnya menuju lapisan tanah keras tanpa terjadi perubahan ataupun kerusakan tanah, selain itu penurunan struktur masih diperbolehkan namun tidak boleh melebihi batas toleransi dan syarat yang telah ditentukan.

Penelitian ini menggunakan Metode Vesic (1970) untuk menganalisis penurunan yang terjadi pada pondasi, diperoleh hasil sebesar 0,0251 m, atau sebesar 2,5075 cm. Hasil tersebut memenuhi persyaratan pondasi untuk jembatan yakni sebesar 76 mm atau sebesar 7,6 cm.

Hasil analisis penurunan menggunakan *Software Plaxis 2D* menunjukkan terjadi penurunan sebesar $36,76 \times 10^{-3}$ m atau setara dengan 3,676 cm. Berikut ini adalah perbandingan hasil penurunan dengan Metode Vesic dan hasil analisis *Software Plaxis 2D* yang dapat dilihat pada Gambar 5.46 di bawah ini.



Gambar 5.46 Perbandingan Hasil Penurunan Pondasi dengan Metode Vesic dan *Software Plaxis 2D*

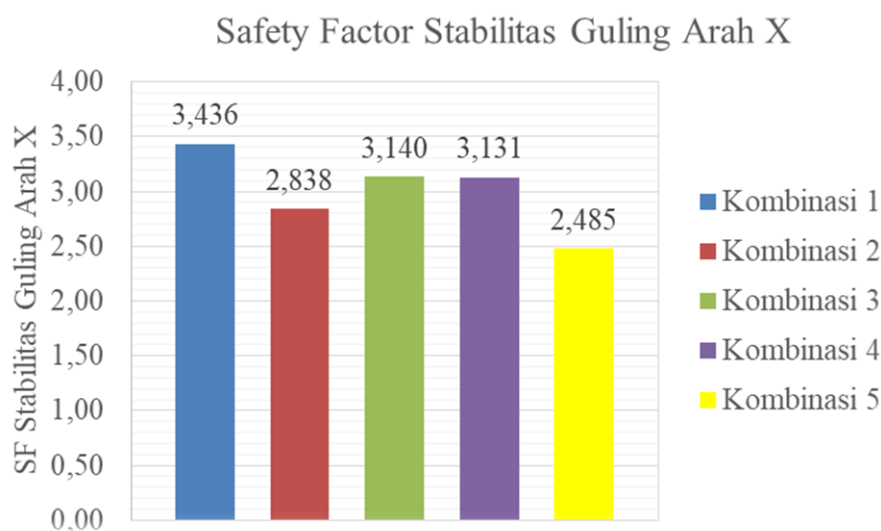
Hasil penurunan dengan *Plaxis 2D* lebih besar dari penurunan dengan metode empiris, selain itu hasil penurunan tersebut sudah memenuhi syarat yang ditentukan yakni sebesar 7,6 cm sebagai persyaratan penurunan pondasi untuk struktur jembatan pada kondisi tanah normal. Sebenarnya penurunan tersebut masih wajar dalam, karena pada saat pelaksanaan dalam waktu yang relatif lama pondasi secara alamiah akan menurun untuk mencari kestabilannya. Di sisi lain, perlu dilakukannya analisis lebih lanjut mengenai hal ini.

5.9.4 Stabilitas Geser dan Guling Abutment

Di sisi lain, selain $\Sigma - Msf$ sebagai acuan aman atau tidaknya pondasi, dilakukan pula analisis terhadap stabilitas guling dan geser terhadap abutmen. Berdasarkan hasil analisis stabilitas terhadap geser pada abutmen, diperoleh nilai *safety factor* sebesar 4,314. Besarnya nilai tersebut sudah memenuhi syarat toleransi terhadap gaya geser, yaitu nilai *SF* harus lebih besar dari 2 (>2). Jadi, abutmen aman terhadap gaya geser.

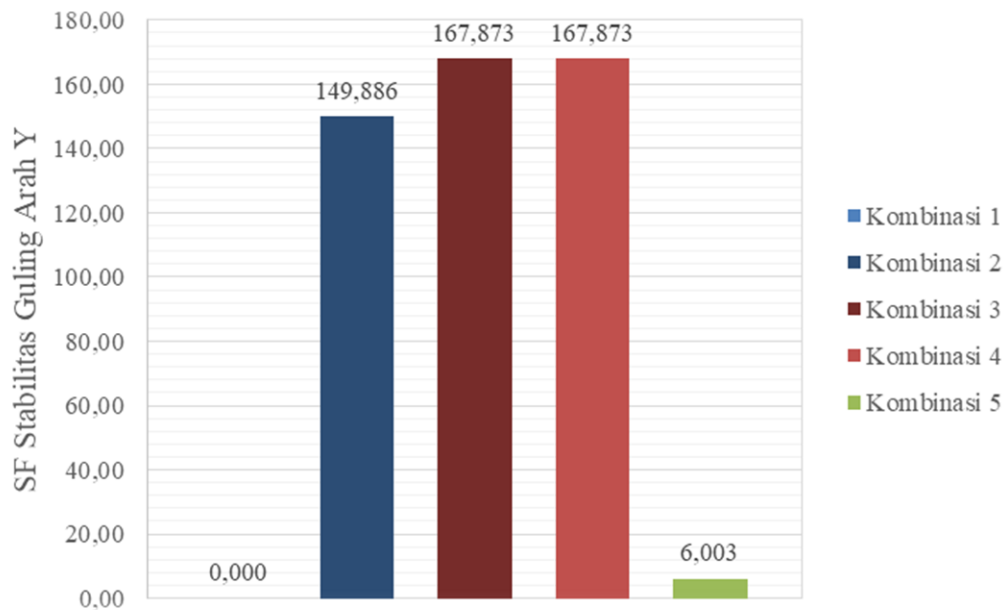
Stabilitas terhadap gaya guling berkaitan dengan momen yang terjadi karena adanya gaya – gaya lateral tanah baik tanah aktif maupun pasif terhadap titik guling struktur, dalam penelitian ini stabilitas terhadap gaya guling dibedakan menjadi dua yaitu arah melintang (arah x) dan arah memanjang (arah y). Batas toleransi untuk stabilitas terhadap gaya guling baik arah x dan arah y maksimal sebesar 2,2.

Berdasarkan hasil analisis stabilitas terhadap guling pada abutmen, pada stabilitas terhadap guling arah x diperoleh hasil *SF* minimum adalah sebesar 2,583, yang mana besarnya nilai ini sudah memenuhi syarat. Berikut ini adalah hasil dari analisis stabilitas guling arah x dari semua kombinasi yang dapat dilihat pada Gambar 5.44 di bawah ini.



Gambar 5.44 Hasil Safety Factor Stabilitas Guling Arah X

Hasil analisis stabilitas guling arah y, diperoleh hasil SF minimum sebesar 6,437. Nilai ini sudah memenuhi syarat aman terhadap guling, yaitu lebih kecil dari 2,2. Berikut ini adalah hasil dari analisis stabilitas guling arah y dari semua kombinasi yang dapat dilihat pada Gambar 5.48 di bawah ini.



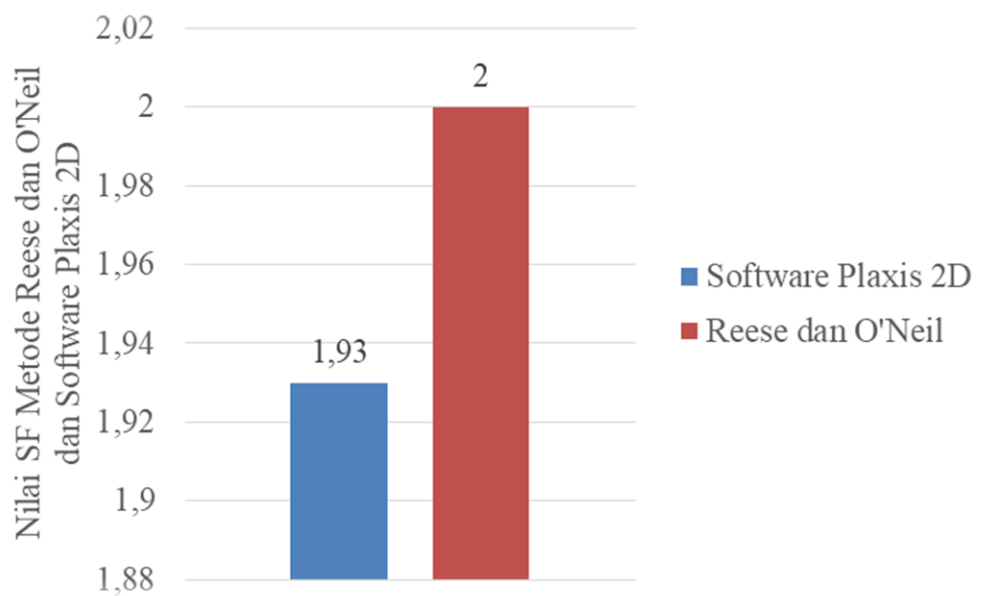
Gambar 5.48 Hasil Safety Factor Stabilitas Guling Arah Y

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui bagaimana kapasitas dukung pondasi terhadap beban akibat gaya gempa yang terjadi baik dari segi metode empiris ataupun dengan metode elemen hingga dengan menggunakan *Software Plaxis 2D*, selain itu untuk mengetahui penurunan yang terjadi

5.9.5 Faktor Keamanan (*Safety Factor*)

Seperti yang tertera pada poin 5.6.4, hasil analisis *Software Plaxis 2D* didapat hasil faktor aman (*Safety factor*) $\Sigma - Msf$ sebesar 1,93, sedangkan nilai *safety factor* yang digunakan pada metode empiris merujuk pada Faktor Aman Reese dan O'neil (1989) (dapat dilihat pada Tabel 3.5) yakni SF sebesar 2,0 dengan kontrol terhadap bangunan baik, nilai ini relatif berbeda dengan *safety factor* yang digunakan. Hal ini telah memenuhi syarat, seperti pada penelitian sebelumnya oleh Haq (2017) dengan pondasi *bored pile* dan struktur atas

bangunan gedung. Perbandingan kedua nilai SF tersebut disajikan dalam bentuk grafik batang yang dapat dilihat pada Gambar 5.49 berikut ini.



Gambar 5.49 Nilai SF dari Metode Reese dan O'Neil dan Software Plaxis 2D

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan analisis dan pembahasan pada penelitian tentang Analisis Kapasitas Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Kaison pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang yang telah dilakukan, maka dapat diambil beberapa kesimpulan, hasil analisis kapasitas dukung dengan menggunakan data lapangan maupun data laboratorium dapat disimpulkan bahwa,

1. kapasitas dukung yang ada harus lebih besar daripada gaya dan beban yang terjadi, berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung dengan beberapa metode tersebut pondasi memenuhi syarat aman,
2. kapasitas daya dukung pondasi Kaison pada struktur Jembatan Lemah Abang menggunakan metode permodelan dengan *Software Plaxis 2D* lebih besar dibandingkan beban yang diampu oleh jembatan, sehingga pondasi tersebut relatif aman,
3. hasil dari analisis – analisis tersebut memenuhi persyaratan tahan gempa, dengan asumsi gaya gempa yang terjadi diambil sebesar 10% dari gaya vertikal yang terjadi,
4. analisis penurunan dengan metode empiris dan metode elemen tak hingga (*finite element method*) memenuhi syarat. Syarat maksimal penurunan pada pondasi jembatan yakni sebesar 76 mm atau 7,6 cm,
5. abutment pada pondasi aman terhadap gaya guling arah x dan arah y, serta aman terhadap gaya geser yang terjadi, dan
6. faktor aman yang digunakan memenuhi persyaratan yang sudah ditentukan, *SF* dari hasil *Software Plaxis 2D* lebih besar dibandingkan *SF* dari metode empiris, namun perbedaannya tidak terlalu signifikan.

6.2 Saran

Kritik dan saran sangat diperlukan sebagai masukan dalam suatu penelitian, tanpa terkecuali penelitian ini. Nantinya diharapkan bahwa kritik dan saran tersebut dapat membantu dalam penelitian selanjutnya dengan tema yang sama, adapun masukan – masukan tersebut sebagai berikut.

1. Perlu dilakukan analisis kapasitas daya dukung dengan metode metode empiris lainnya, agar nantinya didapatkan hasil analisis yang bervariasi pula.
2. Perlu dilakukannya analisa yang sama namun dengan program – program komputer untuk metode elemen tak hingga (*finite element method*) yang berbeda, misalnya *Geo5*, *L – Pile*, *Plaxis 3D*, *Geo Studio*, *Slope W* dan masih banyak lagi aplikasi lainnya.
3. Sebelum melakukan penelitian dan analisis menggunakan sebuah program komputer, sebaiknya program komputer tersebut dipahami dan dipelajari terlebih dahulu agar lebih mudah dalam menjalankannya.
4. Pengujian dan analisis data laboratorium sebaiknya dilakukan hingga kedalaman pondasi yang direncanakan agar data karakteristik tanah yang diperoleh lebih akurat.

DAFTAR PUSTAKA

- Ahmad, I. 2012. Analisa Lendutan dan Distribusi Gaya Lateral Akibat Gaya Lateral Monotonik pada Pondasi Tiang Kelompok. *Jurnal Konstruksia*. Vol. 3 No. 2 23 – 31. Jakarta.
- Anggara, F. Y. 2010. Analisis Pondasi Tiang Bor pada Proyek Jembatan Tambalan II Bantul. Skripsi (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Anonim. 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan dan Jalan Raya (PPPJJR)*. Yayasan Badan Penerbit Pekerjaan Umum (PU). Jakarta.
- Anonim. 1992. *Bridge Management System (BMS)*. Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum, Direktorat Jendral Bina Marga. Direktorat Bina Program Jalan. Jakarta.
- Aspar, W. A. N, dkk. 2010. Alternatif Pondasi Terowongan Layang dalam Laut untuk Prasarana Transportasi. *Jurnal Sains dan Teknologi Indonesia*. Vol. 12 No.3. 187 – 196. Bandung.
- Badan Standarisasi Nasional. 1992. *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (PPTJ 1992)*. Badan Standar Nasional. Bandung.
- Badan Standarisasi Nasional. 2002. *SNI 03-1726-2002 : Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung*. Bandung.
- Badan Standarisasi Nasional. 2005. *Standar Pembebanan untuk Jembatan (RSNI T-02-2005)*. Badan Standar Nasional. Bandung.
- Brinkgreve, R.B.J. 2007. *Manual Plaxis – Versi 8*. Delft University of Technology & Plaxis b.v. Belanda
- Dewobroto, W. dan Wawan. C. 2010. Resiko Otomasisasi Komputer pada Perancangan Struktur – Studi Kasus : Analisis dan Desain Struktur Balok Baja. *Seminar HAKI 2010*. Jakarta. 4 Agustus.
- Bowles, J.E., 1986. *Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah)*. Edisi Kedua, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Bowles, J. E. 1986. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid 1*. Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Bowles, J. E. 1986. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid 2*. Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Das, B. M., 1995, *Mekanika Tanah 1 (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Das, B. M., 1995, *Mekanika Tanah 2 (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*, Penerbit Erlangga, Jakarta.

- Fahriani, F. dan Apriyanti, Y. 2015. Analisis Daya Dukung Tanah dan Penurunan Pondasi pada Daerah Pesisir Pantai Utara Kabupaten Bangka. *Jurnal Fropil*. Vol. 3 Nomor 2 Juli – Desember 2015. Bangka Belitung.
- Hardiyatmo, H. C. 2002. *Teknik Pondasi 2*. Edisi Kedua. Beta Offset. Yogyakarta
- Harsanto, C., Fabian J. M., J. R.. 2015. Sumampouw. Analisis Daya Dukung Tiang Bore (*Bored Pile*) pada Struktur Pylon Jembatan Soekarno dengan Plaxis 3D. *Jurnal Ilmiah Media Engineering*. Vol.5 No. 2 : 345 – 350. Manado.
- Haq, D. 2018. Pengaruh Variasi Dimensi terhadap Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok dengan Menggunakan Metode Elemen Hingga : Studi Kasus Gedung Kuliah Twing Building Universitas Muhammadiyah Yogyakarta, Tugas Akhir. *Tugas Akhir*, (Tidak Diterbitkan), Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Irysam, M. 2012. *Catatan Kuliah Rekayasa Pondasi*. Teknik Sipil dan Lingkungan, Institut Teknologi Bandung. ITB PRESS. Bandung.
- Irysam, M. 2014. *Catatan Kuliah Pondasi Dinamis*. Teknik Sipil dan Lingkungan, Institut Teknologi Bandung. ITB PRESS. Bandung.
- Khaliq, Y. L. 2017. Analisis Daya Dukung Tiang Bor Kelompok Terhadap Variasi Muka Air Tanah dengan Menggunakan Metode Reese & O'Neil dan Poulos & Davis dan Metode Elemen Hingga, Studi Kasus : Proyek Mataram City Yogyakarta. *Tugas Akhir*, (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Lapis, J. O., S. Balamba, O.B.A. Sompie, Alva N. S.. 2013. Analisis Kestabilan Pondasi jembatan Studi Kasus : Jembatan Essang – Lalue. *Jurnal Sipil Statik*. Vol.1 no 11. Manado
- Mallisa, Z. 2009. Analisis Perhitungan Gempa Struktur Bangunan Bawah Jembatan. *Media Litbang Sulteng 2 (2) :121 – 125*. Palu
- Manoppo, F., J. 2010. Perilaku Tiang Pancang Miring Pada Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Akibat Beban Vertikal di Tanah Pasir. *Jurnal Media Teknik Sipil*. Vol 10. Manado.
- Muchtar, A. 2006. Re – Desain Struktur Pondasi Tiang Pancang pada Stadion Wilis Madiun. *Neutron*. Vol. 6 No. 2 : 205 – 222. Surabaya.
- Nuryanto dan Sri Wulandari. 2013. Perencanaan pondasi Tiang pada Tanah Lempung. *Proceeding PESAT (Psikologi, Ekonomi, Sastra, Arsitektur dan Teknik Sipil)*. Vol. 5 : T-10 – T-16. Bandung
- Plaxis 2D. 2017. *Material Models Manual version 8.6*. Netherland
- Poulos, H.G. dan E.H. Davis. 1980. *Pile Foundation Analysis anda Design*. John Wiley and Sons. New York.

- Purnomo, Ari dkk. 2016. Simulasi Perilaku Pondasi Gabungan Telapak dan Sumuran dengan Variasi Kedalaman Telapak pada Tanah Lempung Berlapis. *e- Jurnal MATRIKS TEKNIK SIPIL*. 161 – 168. Solo.
- Redana, I. W. 2010. *Teknik Pondasi*. Udayana University Pers. Denpasar,
- Sinaga, M. dan Iskandar, R. 2016. Perbandingan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Perhitungan Analitis dan Metode Elemen Hingga pada Proyek Tol Medan – Kualamu (Studi Kasus Abutmen 2 Jembatan Paluh Sebras). *Departemen Teknik Sipil*. Universitas Sumatera Utara. Medan.
- Sosrodarsono, S. dan Kazuto N. 1981. *Mekanika Tanah dan teknik Pondasi*. PT. Pradnya Pramita. Jakarta.
- Supriyadi, B. dan Agus S.M.. 2007. *Jembatan*. CV. Beta Offset. Yogyakarta.
- 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 – 84. Surakarta.
- Tim Penyusun Pedoman Tugas Akhir. 2017. *Pedoman Tugas Akhir Program Studi Teknik Sipil*. Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Tindaon, T. dan Rudi I. 2014. *Analisa Daya Dukung dan Penurunan Elastis Tiang Pancang Beton Jembatan Sungai Penara Jalan Akses Non Kualanamu*. Universitas Sumatera Utara. Medan.