



TUGAS AKHIR - RC184803
PERBANDINGAN ABUTMENT JEMBATAN INTEGRAL
DENGAN JEMBATAN KONVENSIONAL DI TANAH KERAS
DAN DI TANAH LUNAK

MUHAMMAD BAGOS FAHRI
NRP. 03111640000166

Dosen Pembimbing I :
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc, Ph.D.

Dosen Pembimbing II :
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, Dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020



TUGAS AKHIR - RC184803

**PERBANDINGAN ABUTMENT JEMBATAN INTEGRAL
DENGAN JEMBATAN KONVENSIONAL DI TANAH KERAS
DAN DI TANAH LUNAK**

MUHAMMAD BAGOS FAHRI
NRP. 0311164000166

Dosen Pembimbing I:
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc, Ph.D.
Dosen Pembimbing II:
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020

Halaman ini sengaja dikosongkan



FINAL PROJECT – RC 184803

**COMPARISON BETWEEN INTEGRAL BRIDGE AND
CONVENTIONAL BRIDGE IN HARD SOIL AND SOFT SOIL**

MUHAMMAD BAGOS FAHRI
NRP. 03111640000166

Supervisor I:

Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc, Ph.D.

Supervisor II:

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Civil, Planning, and Geo-Engineering Faculty
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2020

Halaman ini sengaja dikosongkan

**PERBANDINGAN ABUTMENT INTEGRAL BRIDGE
DENGAN CONVENTIONAL BRIDGE DI TANAH
KERAS DAN DI TANAH LUNAK**

TUGAS AKHIR

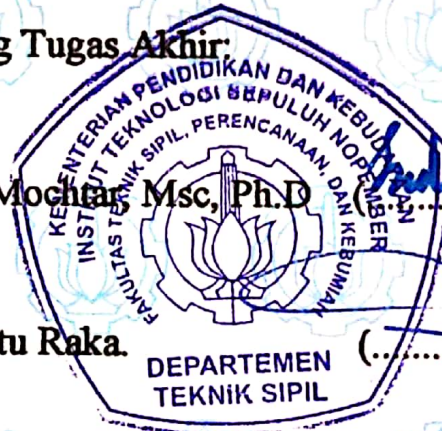
**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

Oleh:

**MUHAMMAD BAGOS FAHRI
NRP. 0311164000166**

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc, Ph.D
2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.



**SURABAYA
JANUARI, 2020**

Halaman ini sengaja dikosongkan

PERBANDINGAN ABUTMENT JEMBATAN INTEGRAL DENGAN JEMBATAN KONVENSIONAL DI TANAH KERAS DAN DI TANAH LUNAK

NAMA MAHASISWA : MUHAMMAD BAGOS
FAHRI
NRP : 03111640000166
DEPARTEMEN : TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS
DOSEN PEMBIMBING : Prof. Ir. Indrasurya B.
Mochtar , MSc, Ph.D.
: Prof. Dr. Ir. I Gusti
Putu Raka

ABSTRAK

Jembatan memiliki peranan penting dalam keefektifan masyarakat dalam menjalankan aktivitas sehari-hari. Karena itu pembangunan jembatan sangat diperlukan agar kendaraan dapat menyeberangi suatu sungai, danau, dan jalan lainnya. Namun, perencanaan jembatan seperti banyaknya di Indonesia memerlukan waktu yang cukup lama dan relative memerlukan biaya yang mahal. Maka dari itu direncanakan pembangunan dengan sistem portal dimana bagian dari abutment dan struktur atas jembatan merupakan satu- kesatuan tanpa adanya pergerakan antar bentang maupun pergerakan antara bentang dengan abutment. Selain itu, jalan dibuat menerus dari oprit timbunan yang satu sampai oprit timbunan berikutnya yang disebut dengan Integral Bridge. Karena itu, harapannya jembatan dengan konsep Integral Bridge ini dapat memerlukan biaya yang lebih sedikit dan relatif lebih cepat dalam pelaksanaannya.

Metodologi yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah perbandingan antara Jembatan Integral dengan Jembatan Konvensional dimana menggunakan data dari Jembatan

Konvensional yang sudah ada sebelumnya dan direncanakan apabila dibangun di tempat yang sama namun menggunakan sistem jembatan integral, dan direncanakan abutment nya. Setelah itu, berdasarkan dimensi, dan lama waktu pengerjaan, kedua jembatan ini dibandingkan dengan harapannya menggunakan Integral Bridge lebih baik dibandingkan Conventional Bridge.

Dari hasil perhitungan momen yang diterima perletakan, pada jembatan integral menerima gaya dan momen yang lebih kecil dibandingkan jembatan konvensional dikarenakan jembatan integral lebih kaku dan menerima gaya sebagai satu kesatuan jembatan. Dan hasilnya, dalam segi dimensi jembatan integral pada tanah keras dapat direncanakan lebih kecil dibandingkan dengan jembatan konvensional, sedangkan ketika di tanah yang lunak jembatan integral memerlukan jumlah tiang pancang yang lebih sedikit dibandingkan dengan jembatan konvensional pada tanah yang lunak.

Kata Kunci : Abutment Jembatan, Conventional Bridge, Integral Bridge, Studi Perbandingan.

COMPARISON BETWEEN INTEGRAL BRIDGE AND CONVENTIONAL BRIDGE IN HARD SOIL AND SOFT SOIL

STUDENT NAME : MUHAMMAD BAGOS
FAHRI
STUDENT IP : 03111640000166
DEPARTEMENT : TEKNIK SIPIL
FTSLK-ITS
SUPERVISOR : Prof. Ir. Indrasurya B.
Mochtar , MSc, Ph.D.
: Prof. Dr. Ir. I Gusti
Putu Raka

ABSTRACT

Bridges have an important role in the effectiveness of the community in carrying out their daily activities. Therefore the construction of a bridge is very necessary so that vehicles can cross a river, lake, and other roads. However, planning bridges as there are many in Indonesia requires considerable time and is relatively expensive. Therefore, it is planned to develop a portal system in which part of the abutment and structure of the bridge is a unity without any movement between the spans or the movement between the spans and the abutments. In addition, the road is made continuously from one pile oprit to the next pile oprit called the Integral Bridge. Therefore, it is hoped that the bridge with the concept of Integral Bridge can require lower costs and be relatively faster in its implementation.

The methodology used in this Final Project is a comparison between Integral Bridges and Conventional Bridges which uses data from pre-existing Conventional Bridges and is planned if built in the same place but using an integral bridge

system, and planned abutments. After that, based on the dimensions, and the length of time it takes to work, the two bridges are compared to their expectations using Integral Bridge better than Conventional Bridge.

From the results of the calculation of the moment received by the placement, the integral bridge gets forces and moments smaller than conventional bridges because the integral bridge is more rigid and gets the force as a unity between abutment and structure of the bridge. And the result, in terms of the dimensions of the integral bridge on hard soil can be planned smaller than conventional bridges, whereas when on soft ground the integral bridge requires fewer piles than conventional bridges on soft soil.

Key Words : Bridge Abutment, Comparisson Study, Conventional Bridge, Integral Bridge.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas Rahmat dan KaruniaNya-lah Penulis dapat menyelesaikan penulisan proposal tugas akhir ini tepat pada waktunya dengan judul “Perbandingan Abutment Jembatan Integral dengan Jembatan Konvensional di tanah keras dan di tanah lunak”. Tugas akhir ini disusun untuk memenuhi salah satu persyaratan menyelesaikan Program Sarjana 1 Departemen Teknik Sipil di Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Selama mengikuti pendidikan S1 Teknik Sipil sampai dengan proses penyelesaian Proposal Tugas Akhir, berbagai pihak telah memberikan fasilitas, membantu, membina dan membimbing penulis khususnya kepada:

1. Keluarga saya, dan terutama Kedua Orang Tua penulis yaitu Bapak Luthfi Sungkar dan Ibu Dewi Suciningsih yang telah mendukung, mendoakan, memberikan semangat, dan memenuhi segala kebutuhan selama perkuliahan saya.
2. Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar , MSc, Ph.D. dan Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka selaku dosen konsultasi yang telah banyak meluangkan waktu, tenaga serta kesabaran dalam membimbing penulis selama penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Bapak / Ibu Dosen Departemen Teknik Sipil di Institut Teknologi Sepuluh Nopember yang telah membekali penulis dengan banyaknya disiplin ilmu yang berguna.
4. Teman–teman Mahasiswa Departemen Teknik Sipil, khususnya angkatan S59, yang telah banyak berdiskusi, bekerjasama, dan senantiasa menemani penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Departemen Dalam Negeri HMS dan UKM Tenis Lapangan ITS yang selalu mendukung penulis dalam penyusunan laporan Tugas Akhir ini.
6. Teman- teman “Bujang Lokal”, “38 ITS” serta “Logistik Yahud” dari Bumi Marina Emas Selatan Blok E. no. 40 yang selalu memberikan dukungan moral kepada penulis.

7. Tim Sukses Bagos Sidang Wisuda 121 yaitu Aldio Mauludy, Shalva Rania, Anisah Nabilah Saleh, dan Fadhil Widiyaktho yang telah membantu dalam segi teknis maupun non teknis dalam mempersiapkan segala kebutuhan agar dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini tepat waktu.
8. Nosyafira Andesya yang mendukung dan memberikan semangat dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari, Tugas Akhir ini masih banyak kelemahan dan kekurangannya. Karena itu kritik dan saran yang membangun sangat penulis harapkan. Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, Desember 2019

Penulis

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	6
1.3 Tujuan Penelitian.....	6
1.4 Batasan Masalah.....	6
1.5 Manfaat Penelitian.....	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Tanah.....	7
2.1.1 Jenis Tanah	7
2.1.2 Korelasi Tanah Berdasarkan Data N-SPT.....	7
2.2 Jembatan.....	10
2.2.1 Pengertian Jembatan	10
2.2.2 Klasifikasi Jembatan	10
2.2.3 Jembatan Konvensional dan Jembatan Integral ...	11
2.3 Abutment jembatan	11
2.3.1 Pengertian dan Manfaat abutment.....	11
2.3.2 Tipe Abutmen Jembatan	11

2.4 Dasar- dasar perencanaan abutment jembatan	13
2.4.1 Perencanaan abutment jembatan diatas tanah lunak 13	
2.4.2 Perencanaan abutment jembatan di atas tanah baik 23	
BAB III METODOLOGI	25
3.1 Bagan Alir Tugas Akhir	25
3.2. Penjelasan Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir	28
3.2.1. Studi Literatur.....	28
3.2.2. Pengumpulan Data Sekunder	28
3.2.3. Interpretasi Data Tanah.....	28
3.2.4. Penentuan Beban pada Jembatan	28
3.2.5. Perencanaan Bangunan Bawah	29
3.2.6. Cek Stabilitas Abutment	29
BAB IV ANALISIS DATA PERENCANAAN	31
4.1 Data Tanah Timbunan	31
4.1.1 Data Tanah Lunak.....	31
4.1.2 Data Tanah Keras	33
4.2. Data Struktur Jembatan	35
4.2.1 Data Struktur Jembatan Konvensional dan Jembatan Integral.....	35
BAB V PERENCANAAN ABUTMENT JEMBATAN	37
5.1. Perencanaan Abutment Jembatan Konvensional pada Tanah Lunak.....	37
5.1.1 Data Perencanaan.....	37

5.1.2	Pembebanan	37
5.1.3	Kombinasi Pembebanan Pada Abutment	60
5.1.4	Kontrol pada Abutment	64
5.1.5	Perencanaan Tiang Pancang	68
5.1.6	Penulangan Poer	79
5.1.7	Penulangan BreastWall.....	83
5.1.8	Penulangan BackWall.....	87
5.2.	Perencanaan Abutment Jembatan Konvensional pada Tanah Keras	91
5.2.1	Data Perencanaan	91
5.2.2	Pembebanan	91
5.2.3	Kombinasi Pembebanan Pada Abutment	114
5.2.4	Kontrol pada Abutment	117
5.2.5	Penulangan Pilecap.....	121
5.2.6	Penulangan BreastWall.....	126
5.2.7	Penulangan BackWall.....	130
5.3	Perencanaan Abutment Jembatan Integral pada Tanah Keras	133
5.3.1	Data Pemodelan Jembatan Integral.....	133
5.3.2	Pembebanan	134
5.3.3	Pemodelan Struktur Jembatan Integral.....	143
5.3.4	Menentukan Material.....	144
5.3.5	Memodelkan Struktur	146
5.3.6	Kontrol pada Abutment	148

5.4 Perencanaan Abutment Jembatan Integral pada Tanah Lunak	153
5.4.1 Data Pemodelan Jembatan Integral.....	153
5.4.2 Pembebanan	153
5.4.3 Pemodelan Struktur Jembatan Integral.....	163
5.4.4 Menentukan Material.....	163
5.4.5 Memodelkan Struktur	165
5.4.6 Kontrol pada Abutment	167
5.4.7 Perencanaan Tiang Pancang	171
5.5 Perbandingan Hasil Anallisa dan Pembahasan	179
5.5.1 Gaya dan Momen Pada Perletakan	179
5.5.2 Dimensi Abutment.....	181
5.5.3 Kebutuhan Tiang Pancang	182
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	185
6.1 Kesimpulan	185
6.2 Saran	186
DAFTAR PUSTAKA	187
BIODATA PENULIS	Error! Bookmark not defined.

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Detail Potongan Memanjang Jembatan Konvensional	2
Gambar 1.2 Detail Potongan Memanjang Jembatan Integral	3
Gambar 1.3 Tampak Atas Jembatan Integral.....	3
Gambar 1.4 Data borlog Jalan Kenjeran 504 Surabaya.....	4
Gambar 1.5 Data borlog Komplek Pergudangan PT. Pier Rembang, Pasuruan.....	5
Gambar 2.1 Tipe abutmen jembatan konvensional	12
Gambar 2.2 Tipe abutmen jembatan integral	12
Gambar 2.3 Grafik Penentuan faktor rangkai.....	15
Gambar 2.4 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun ..	17
Gambar 2.5 Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.	18
Gambar 2.6 Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	18
Gambar 2.7 Kelas Situs	19
Gambar 2.8 Faktor amplifikasi untuk periode 0 & 0,2 detik (FPGA/Fa)	19
Gambar 2.9 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv).....	19
Gambar 2.10 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang	22

Gambar 3.1	Diagram alir perencanaan Tugas Akhir	25
Gambar 3.2	Diagram alir perencanaan Tugas Akhir (Lanjutan)	26
Gambar 3.3	Diagram alir perencanaan Tugas Akhir (Lanjutan)	27
Gambar 4.1	PCI Girder WIKA BETON	36
Gambar 5.1	Skema pembebanan pada abutment.....	39
Gambar 5.2	Sketsa beban lajur “D”	41
Gambar 5.3	Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D”	41
Gambar 5.4	Temperatur jembatan rata-rata nominal.....	44
Gambar 5.5	Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur ..	44
Gambar 5.6	Sketsa gaya akibat temperatur yang terjadi	45
Gambar 5.7	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun ..	47
Gambar 5.8	Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	47
Gambar 5.9	Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	48
Gambar 5.10	Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah	51
Gambar 5.11	Skema beban gempa yang terjadi	55
Gambar 5.12	Overall Stability Abutment	68
Gambar 5.13	Spesifikasi tiang pancang beton	69
Gambar 5.14	Tiang Pancang	73
Gambar 5.15	Grafik Nilai f.....	76

Gambar 5.16	Grafik F_d dan F_m	77
Gambar 5.17	Penulangan Breastwall	83
Gambar 5.18	Penulangan Backwall	87
Gambar 5. 19	Skema pembebanan pada abutment.....	93
Gambar 5.20	Sketsa beban lajur “D”	95
Gambar 5. 21	Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D”	95
Gambar 5. 22	Temperatur jembatan rata-rata nominal.....	98
Gambar 5.23	Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur	98
Gambar 5. 24	Sketsa gaya akibat temperatur yang terjadi	99
Gambar 5. 25	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	101
Gambar 5. 26	Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	101
Gambar 5. 27	Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	102
Gambar 5. 28	Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah	105
Gambar 5. 29	Skema beban gempa yang terjadi	110
Gambar 5.30	Overall Stability Abutment	121
Gambar 5.31	Penulangan PileCap	123
Gambar 5.32	Penulangan Breastwall	126
Gambar 5.33	Penulangan Backwall	130
Gambar 5.34	Konfigurasi Beban BTR.....	136

Gambar 5.35 Konfigurasi Beban KEL.....	136
Gambar 5.36 Tampilan Define Materials pada SAP2000	144
Gambar 5.37 Tampilan Material Property Data pada SAP2000	145
Gambar 5.38 Tampilan Frame Properties pada SAP2000.....	146
Gambar 5.39 Tampilan Girder Section pada SAP2000.....	147
Gambar 5.40 Tampilan Model Struktur pada SAP2000.....	147
Gambar 5.41 Overall Stability Abutment	152
Gambar 5.42 Konfigurasi Beban BTR.....	155
Gambar 5.43 Konfigurasi Beban KEL.....	155
Gambar 5.44 Tampilan Define Materials pada SAP2000	164
Gambar 5.45 Tampilan Material Property Data pada SAP2000	165
Gambar 5.46 Tampilan Frame Properties pada SAP2000.....	166
Gambar 5.47 Tampilan Girder Section pada SAP2000.....	166
Gambar 5.48 Tampilan Model Struktur pada SAP2000.....	167
Gambar 5.49 Overall Stability Abutment	171
Gambar 5.50 Spesifikasi tiang pancang beton	172
Gambar 5.51 Grafik Nilai f.....	176
Gambar 5.52 Grafik Fd dan Fm.....	177
Gambar 5.53 Dimensi Abutment Jembatan pada Tanah Keras	181
Gambar 5.54 Dimensi Abutment Jembatan pada Tanah Lunak	182
Gambar 5.55 Kebutuhan Tiang Pancang Jembatan pada Tanah Lunak.....	183

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Konsistensi Tanah (Tanah Dominan Lanau dan Lempung).....	8
Tabel 2.2 Korelasi N-SPT dengan Karakteristik Tanah non Kohesif.....	8
Tabel 2.3 Korelasi N-SPT dengan Karakteristik Tanah Kohesif..	8
Tabel 2.4 Konsistensi Tanah (Tanah Dominan Pasir).....	9
Tabel 4.1 Rekap hasil korelasi nilai Cu, dan nilai ϕ Jl. Kenjeran 504, Surabaya	32
Tabel 4.2 Hasil Rekap Data Tanah Jl. Kenjeran 504, Surabaya.	33
Tabel 4.3 Rekap hasil korelasi nilai Cu, dan nilai ϕ Komplek Pergudangan PT. Pier Rembang, Pasuruan	34
Tabel 4.4 Hasil Rekap Data Tanah Komplek Pergudangan PT. Pier Rembang, Pasuruan	35
Tabel 5.1 Perhitungan pembebanan struktur atas jembatan	38
Tabel 5.2 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah	40
Tabel 5.3 Kelas Situs	49
Tabel 5.4 Faktor amplifikasi untuk periode 0 & 0,2 detik (FPGA/Fa)	50
Tabel 5.5 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)	50
Tabel 5.6 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah (sumber : RSNI 2833:2013 ps.5.7.1).....	52

Tabel 5.7 Distribusi beban gempa pada struktur atas (memanjang)	56
Tabel 5.8 Distribusi beban gempa pada struktur atas (melintang)	56
Tabel 5.9 Distribusi beban gempa pada struktur bawah (memanjang)	57
Tabel 5.10 Distribusi beban gempa pada struktur bawah (melintang).....	58
Tabel 5.11 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif	59
Tabel 5.12 Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja	61
Tabel 5.13 Rekap kombinasi Kuat I.....	61
Tabel 5.14 Rekap Kombinasi Kuat II	62
Tabel 5.15 Rekap Kombinasi Kuat III	62
Tabel 5.16 Rekap kombinasi Kuat IV	63
Tabel 5.17 Rekap kombinasi Ekstrem I arah x	63
Tabel 5.18 Rekap kombinasi Ekstrem I arah y	64
Tabel 5.19 Rekap Hasil Kombinasi Pembebanan	64
Tabel 5.20 kontrol Geser	65
Tabel 5.21 Penentuan N_c , N_ϕ , N_V	66
Tabel 5.22 Kontrol Ambles	68
Tabel 5.23 Konfigurasi Tiang Pancang.....	72
Tabel 5.24 Jarak Tiang pancang ke tengah	74
Tabel 5.25 Perhitungan P max dan P min	74
Tabel 5.26 Momen Ultimate Poer.....	79

Tabel 5.27 Beban sendiri struktur atas untuk penulangan breastwall	83
Tabel 5.28 Tekanan Tanah Penulangan Breastwall	84
Tabel 5.29 Tekanan Gempa	84
Tabel 5.30 Rekap Beban Ultimate	85
Tabel 5.31 Beban tanah untuk penulangan backwall	87
Tabel 5.32 Beban Gempa penulangan backwall	88
Tabel 5.33 Rekap Beban Ultimate	89
Tabel 5.34 Perhitungan pembebanan struktur atas jembatan	92
Tabel 5.35 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah	94
Tabel 5. 6 Kelas Situs	103
Tabel 5.37 Faktor amplifikasi untuk periode 0 & 0,2 detik (FPGA/Fa)	104
Tabel 5.38 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)	104
Tabel 5.39 Faktor modifikasi respons untuk bangunan bawah	106
Tabel 5.40 Distribusi beban gempa pada struktur atas (memanjang)	110
Tabel 5.41 Distribusi beban gempa pada struktur atas (melintang)	110
Tabel 5. 2 Distribusi beban gempa pada struktur bawah (memanjang)	111
Tabel 5.43 Distribusi beban gempa pada struktur bawah (melintang).....	112
Tabel 5.44 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif	113

Tabel 5.45 Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja	114
Tabel 5.46 Rekap kombinasi Kuat I.....	115
Tabel 5.47 Rekap Kombinasi Kuat II	115
Tabel 5.48 Rekap Kombinasi Kuat III.....	116
Tabel 5.49 Rekap kombinasi Kuat IV	116
Tabel 5.50 Rekap kombinasi Ekstrem I arah x	117
Tabel 5.51 Rekap kombinasi Ekstrem I arah y	117
Tabel 5.52 Rekap Hasil Kombinasi Pembebanan	117
Tabel 5.53 kontrol Geser	118
Tabel 5.54 Penentuan N_c , N_ϕ , N_V	119
Tabel 5.55 Kontrol Ambles	121
Tabel 5.56 Tegangan Total	123
Tabel 5.57 Momen Tiap Sisi.....	123
Tabel 5.58 Beban sendiri struktur atas untuk penulangan breastwall.....	126
Tabel 5.59 Tekanan Tanah Penulangan Breastwall	126
Tabel 5.60 Tekanan Gempa.....	127
Tabel 5.61 Rekap Beban Ultimate	128
Tabel 5.62 Beban tanah untuk penulangan backwall	130
Tabel 5.63 Beban Gempa penulangan backwall	130
Tabel 5.64 Rekap Beban Ultimate	131
Tabel 5.65 Faktor Amplifikasi Periode 0,2 detik (F_a).....	141
Tabel 5.66 Faktor Amplifikasi Periode 1 detik (F_v)	141
Tabel 5.67 Distribusi beban gempa (memanjang).....	142

Tabel 5.68 Distribusi beban gempa (melintang)	143
Tabel 5.69 Hasil Analisis Kombinasi Pembebanan SAP2000 .	148
Tabel 5.70 kontrol Geser	149
Tabel 5.71 Penentuan N_c , N_ϕ , N_V	150
Tabel 5.72 Kontrol Ambles	152
Tabel 5.73 Faktor Amplifikasi Periode 0,2 detik (F_a).....	160
Tabel 5.74 Faktor Amplifikasi Periode 1 detik (F_v)	160
Tabel 5.75 Distribusi beban gempa (memanjang).....	162
Tabel 5.76 Distribusi beban gempa (melintang)	162
Tabel 5.77 Hasil Analisis Kombinasi SAP2000	167
Tabel 5.78 kontrol Geser	168
Tabel 5.79 Penentuan N_c , N_ϕ , N_V	169
Tabel 5.80 Kontrol Ambles	171
Tabel 5.81 Konfigurasi Tiang Pancang.....	172
Tabel 5.82 Jarak Tiang pancang ke tengah	174
Tabel 5.83 Perhitungan P max dan P min.....	174
Tabel 5.84 Gaya dan Momen Jembatan Konvensional Tanah Lunak.....	179
Tabel 5.85 Gaya dan Momen Jembatan Integral Tanah Lunak	179
Tabel 5.86 Gaya dan Momen Jembatan Konvensional Tanah Keras.....	180
Tabel 5.87 Gaya dan Momen Jembatan Integral Tanah Keras.	180
Tabel 6.1 Perbedaan 2 Jenis Jembatan pada Tanah Keras.....	187
Tabel 6.2 Perbedaan 2 Jenis Jembatan pada Tanah Lunak.....	188

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

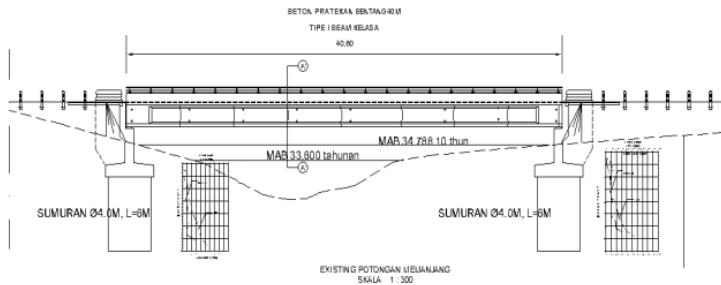
Jembatan adalah prasarana yang dapat menghubungkan dua sisi jalan. Hanya saja, dalam pembangunan suatu jembatan diperlukan biaya yang tidak sedikit, dan waktu yang cukup lama. Maka dari itu, direncanakanlah suatu jembatan dengan konsep baru yang harapannya dapat menyelesaikan dua permasalahan tersebut, yaitu *Integral Bridge*.

Integral Bridge adalah jenis jembatan yang strukturnya menggunakan konsep portal. Jembatan ini dibuat tanpa adanya pergerakan antar bentang atau antara bentang dengan abutment (Hambly, 1991). Berbeda dengan konsep jembatan konvensional, dimana struktur atas dengan abutment jembatan merupakan bagian yang terpisah. *Integral Bridge* ini dibuat tanpa adanya pergerakan antar bentang maupun pergerakan antara bentang dengan abutment. Selain itu, jalan dibuat menerus dari oprit timbunan yang satu sampai oprit timbunan berikutnya. Seharusnya, gaya yang diterima pada portal (jepit- jepit) lebih kecil dibandingkan pada jembatan konvensional (sendi- sendi), maka dimensi yang diperlukan pada *Integral Bridge* juga akan lebih kecil dibandingkan jembatan pada umumnya, sehingga dapat meminimalisir biaya yang diperlukan pada tiap bagiannya. Namun, dikarenakan menggunakan portal, maka abutment jembatan ini pun akan berbeda dengan jembatan pada umumnya.

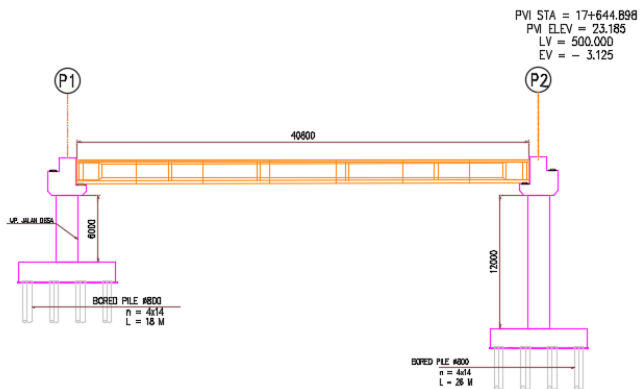
Abutment pada jembatan perlu direncanakan dengan baik, ketika dibangun di tanah yang baik maupun di tanah yang lunak. Karena pada tanah lunak terjadi pemampatan yang besar, daya dukung yang rendah, serta muka air yang tinggi. Dan apabila dibangun maka perlu adanya cek overall stability yang merupakan tanah timbunan oprit di belakang pangkal jembatan sehingga dapat diketahui apakah perlu adanya perbaikan tanah di belakang bidang longsor agar abutment jembatan tersebut dapat tetap kokoh dan tidak terjadi kelongsoran ketika jembatan dibangun diatas tanah lunak. Jembatan juga tidak boleh mengalami pemampatan ketika

dioperasikan diatas tanah yang lunak. Maka dari itu, dalam Tugas Akhir ini penulis akan membandingkan abutment dari *Integral Bridge* dengan abutment pada konvensional bridge baik ketika direncanakan di tanah yang baik maupun di tanah yang lunak.

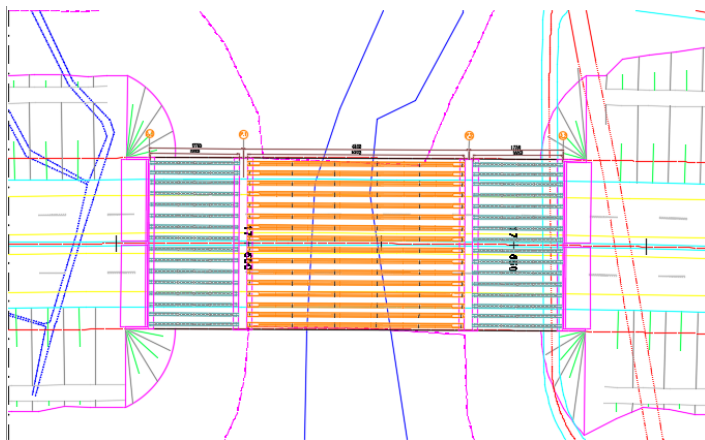
Jembatan konvensional dan jembatan integral yang penulis rencanakan akan dibangun di dua lokasi yang berbeda. Lokasi dengan konsistensi tanah yang lunak direncanakan di Jalan Kenjeran 504 Surabaya, sedangkan untuk lokasi dengan konsistensi tanah yang baik direncanakan di Komplek Pergudangan PT. Pier Rembang, Pasuruan sepertidapat dilihat pada **Gambar 1.6** dan **Gambar 1.7**. sedangkan, untuk detail potongan jembatan konvensional dan jembatan integral dapat dilihat pada **Gambar 1.1** sampai **Gambar 1.5**.



Gambar 1.1 Detail Potongan Memanjang Jembatan Konvensional
(Sumber: A'yun N. Q. 2017)



Gambar 1.2 Detail Potongan Memanjang Jembatan Integral



Gambar 1.3 Tampak Atas Jembatan Integral



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

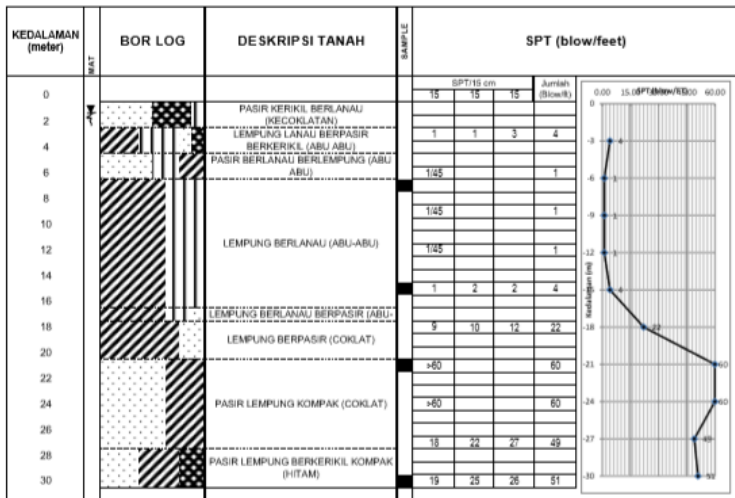
JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

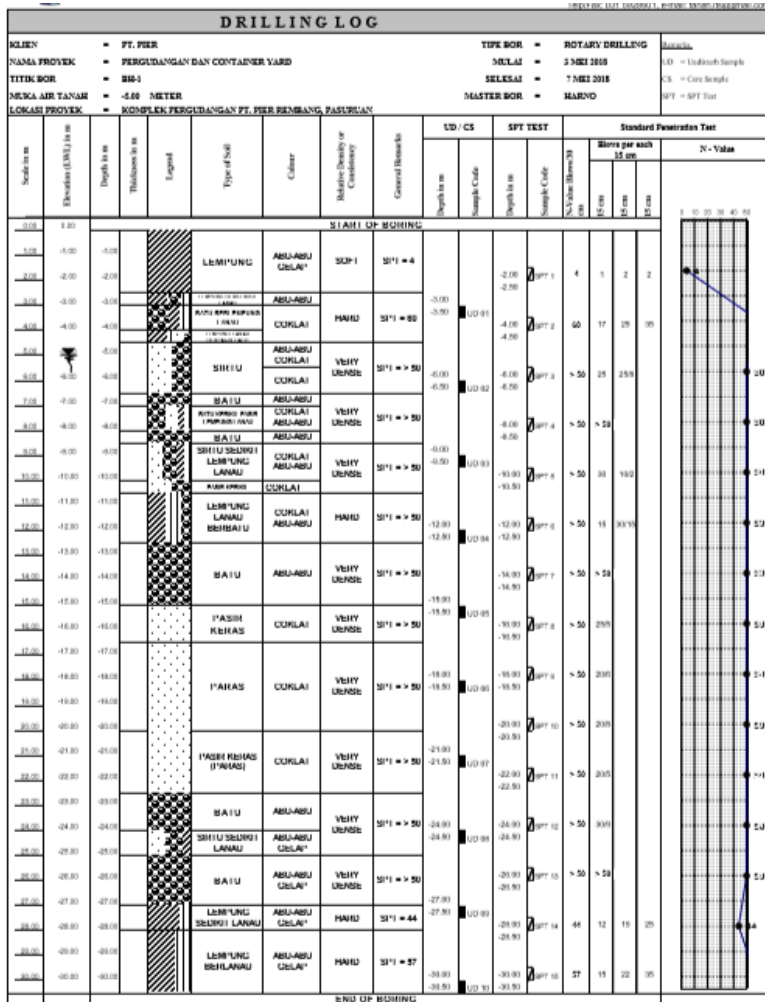
Kampus ITS, Rajahm Sektel Surabaya 60111, Telp. 031 5964251-55 Psw 1140 Telp/Fax 031 592 8601, e-mail: tanah.its@gnf.com

LEGEND	PASIR	LEMPUNG	LANAU	KERIKIL	BATU BARA	UNDISTURBED SAMPLE	MAT

KLIEN : PT. KOPEL LAHAN ANDALAN	TANGGAL : 18 - 19 Agustus 2016
PROYEK : PEMBANGUNAN APARTEMEN	MASTER BOR : Ropil Cs
LOKASI : JL. KENJERAN 504 SURABAYA	ELEVASI : ±0,00 m - MT
TIKIS BOR No. : BH - 1	MAT : - 1,10 m



Gambar 1.4 Data borlog Jalan Kenjeran 504 Surabaya
(Sumber: Laboratorium Mekanika Tanah ITS)



Gambar 1.5 Data borlog Komplek Pergudangan PT. Pier Rembang, Pasuruan
(Sumber: Laboratorium Mekanika Tanah ITS)

1.2 Rumusan Masalah

1. Bagaimana gaya-gaya dan beban luar yang bekerja pada jembatan konvensional dan jembatan integral?
2. Bagaimana perencanaan struktur bawah serta pindasi yang digunakan jembatan konvensional dan jembatan integral apabila dibangun di tanah yang lunak?
3. Bagaimana dimensi perencanaan struktur bawah jembatan konvensional dan jembatan integral apabila dibangun di tanah yang keras?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari Tugas Akhir ini adalah untuk merencanakan struktur abutment jembatan integral dan jembatan konvensional apabila dibangun di tanah lunak dan di tanah baik.

1.4 Batasan Masalah

1. Data Tanah yang digunakan adalah data sekunder.
2. Data jembatan konvensional yang digunakan adalah data sekunder.
3. Tidak merencanakan ukuran balok untuk struktur atas *Integral Bridge*.
4. Jembatan yang digunakan adalah jembatan dengan bentang 40 m tanpa pilar.
5. Tidak merencanakan timbunan oprit.
6. Tinggi abutment direncanakan sebesar 8,2 m.
7. Tidak merencanakan hubungan balok kolom jembatan integral.

1.5 Manfaat Penelitian

Diharapkan, dengan adanya Tugas Akhir ini dapat dijadikan sebagai referensi pada perencanaan abutmen jembatan pada *Integral Bridge* serta kelebihan dan kekurangannya apabila dibandingkan dengan jembatan konvensional.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah

2.1.1 Jenis Tanah

Tanah adalah material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut. Tanah memiliki ukuran partikel yang sangat beragam dengan variasi yang cukup besar. Berdasarkan ukuran partikelnya, tanah dibagi menjadi empat jenis yaitu; kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*), dan lempung (*clay*).

Secara umum dari hasil survei lapangan dan tes laboratorium tanah memiliki sifat-sifat sebagai berikut (Braja M Das,1998):

1. Permeabilitas tanah
2. Kemampuan dan konsoliditas tanah
3. Kekuatan tegangan geser tanah
4. Klasifikasi tanah

Struktur tanah didefinisikan sebagai susunan geometrik butiran tanah. Di antara faktor-faktor yang mempengaruhi struktur tanah adalah bentuk, ukuran, dan komposisi mineral dari butiran tanah serta sifat dan komposisi dari air tanah. Secara umum, tanah dapat dimasukkan ke dalam dua kelompok berdasarkan sifat lekatnya yaitu; tanah tak berkohesi (*Cohesionless Soil*) dan tanah kohesif (*Cohesive Soil*). Tanah tak berkohesi adalah tanah yang tidak memiliki atau sedikit sekali lekatan antar butirnya seperti pasir. Sedangkan tanah kohesif adalah tanah yang memiliki sifat lekatan antar butir-butirnya seperti tanah lempung.

2.1.2 Korelasi Tanah Berdasarkan Data N-SPT

Parameter tanah harus menggambarkan karakter tanah yang akan ditinjau. Parameter tanah dapat diperoleh dari hasil pengamatan tanah di lapangan maupun pengujian laboratorium.

Setelah itu dapat digunakan untuk mendeskripsikan sifat tanahnya.

Untuk tanah kohesif dan tanah non kohesif dapat dilihat pada **Tabel 2.2** dan **Tabel 2.3** sedangkan Konsistensi Tanah dapat dilihat pada **Tabel 2.1** dan **Tabel 2.4**.

Tabel 2.1 Konsistensi Tanah (Tanah Dominan Lanau dan Lempung)

Konsistensi Tanah	Taksiran Harga Kekuatan Geser Undrained, Cu		Taksiran Harga SPT, harga N	Taksiran Harga Tahanan Conus, qc (Dari Sondir)	
	Kpa	ton/m2		kg/cm2	Kpa
Sangat Lunak (Very Soft)	0 - 12.5	0 - 1.25	0 - 2.5	0 - 10	0 - 1000
Lunak (Soft)	12.5 - 25	1.25 - 2.5	2.5 - 5	10 - 20	1000 - 2000
Menengah (medium)	25 - 50	2.5 - 5	5 - 10	20 - 40	2000 - 4000
Kaku (Stiff)	50 - 100	5 - 10	10 - 20	40 - 75	4000 - 7500
Sangat Kaku (very Stiff)	100 - 200	10 - 20	20 - 40	75 - 150	7500 - 15000
Keras (Hard)	> 200	> 20	> 40	> 150	> 15000

(Sumber : Mochtar , 2006. revised ,2012)

Tabel 2.2 Korelasi N-SPT dengan Karakteristik Tanah non Kohesif

N (blows)	0 - 3	4 - 10	11 - 30	30 - 50	>50
γ (kN/m^3)	-	12 - 16	14 - 18	16 - 20	18 - 23
ϕ ($^\circ$)	-	25 - 32	28 - 36	30 - 40	>35
State	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Dr (%)	0 - 15	15 - 35	35 - 65	65 - 85	85 - 100

(Sumber : J.E Bowles, 1984)

Tabel 2.3 Korelasi N-SPT dengan Karakteristik Tanah Kohesif

Cohesive soil					
N (blows)	1 < 4	4 - 6	6 - 15	16 - 25	> 25
γ_{sat} (kN/m^3)	14 - 18	16 - 18	16 - 18	16 - 20	> 20
q_u (kPa)	< 25	20 - 50	30 - 60	40 - 200	> 100
state	very soft	soft	medium	stiff	hard

(Sumber : J.E Bowles, 1984)

Tabel 2.4 Konsistensi Tanah (Tanah Dominan Pasir)

Kondisi Kepadatan	Realitive Density (Kepadatan relatif) Rd (%)			Perkiraan Harga N-SPT			Perkiraan Harga ϕ (°)			Perkiraan Berat Volume Jenuh, γ_{sat} (ton/m ³)		
Very Loose (Sangat renggang)	0	-	15	0	-	4	0	-	28	0	<	1.6
Loose (renggang)	15	-	35	4	-	10	28	-	30	1.5	-	2
medium (Menengah)	35	-	65	10	-	30	30	-	36	1.75	-	2.1
Dense (Rapat)	65	-	85	30	-	50	36	-	41	1.75	-	2.25
Very dense (Sangat rapat)	85	-	100		>	60	41					

(Sumber: mochtar (2009))

Setelah itu, pendekatan korelasi untuk mendapatkan nilai-nilai parameter tanah yang akan digunakan.

- Berat volume jenuh tanah didapatkan dari korelasi berdasarkan konsistensi tanah dan nilai N-SPT.
 - Untuk tanah non kohesif dan kohesif dapat dilihat pada **Tabel 2.2** dan **Tabel 2.3** yang bersumber dari J.E.
- Nilai kadar air (w), porositas (n), dan koefisien konsolidasi vertikal (C_v) didapatkan berdasarkan:
 - Untuk tanah kohesif, didapatkan dari korelasi berdasarkan nilai berat volume jenuh tanah yang bersumber dari Biarez.
- Berat jenis tanah (G_s) didapatkan dari korelasi berdasarkan nilai berat volume jenuh tanah dan angka pori (e) dengan menggunakan persamaan (Das B. M, 1988):

$$G_s = \frac{\gamma_{sat} \times (1+e)}{\gamma_w} - e \quad (2.1)$$

Dimana :

G_s : Berat Jenis Tanah

γ_{sat} : Berat volume jenuh tanah (t/m³)

γ_w : Berat volume air = 1 (t/m³)

e : Angka pori

- Berat volume tanah didapatkan dari korelasi berdasarkan

nilai kadar air (W_c), angka pori (e), dan berat jenis tanah (G_s) dengan menggunakan persamaan (Das B. M, 1988) :

$$\gamma_m = \frac{G_s \times \gamma_w \times (1 + w_c)}{(1 + e)} \quad (2.2)$$

Dimana :

γ_m : Berat volume tanah (t/m^3)
 w_c : Kadar air (%)
 γ_w : Berat volume air = 1 (t/m^3)
 e : Angka pori

5. Indeks pemampatan (C_c) didapatkan dari korelasi berdasarkan harga batas cair (LL) dengan menggunakan persamaan Biarez & Favre

$$C_c = 0.009 \times (LL - 13) \quad (2.3)$$

2.2 Jembatan

2.2.1 Pengertian Jembatan

Jembatan adalah bagian dari jalan yang berfungsi sebagai penghubung suatu wilayah dengan wilayah yang lain yang dipisahkan oleh sungai, danau, jurang, dan jalan lainnya. Jembatan dibangun untuk penyeberangan pejalan kaki maupun penyeberangan kendaraan. Jembatan juga merupakan bagian dari infrastruktur transportasi darat yang sangat vital. Karena jembatan direncanakan sebagai penentu beban maksimum kendaraan yang melewati ruas jalan tersebut, jembatan sering menjadi komponen kritis dari suatu ruas jalan. Jembatan itu sendiri terbagi dalam beberapa bagian, antara lain bangunan atas atau biasa disebut *deck*, dan juga abutment dan pilar serta pondasinya.

2.2.2 Klasifikasi Jembatan

Jembatan dapat dibagi menjadi beberapa jenis tergantung pada klasifikasinya. Berikut adalah jenis jembatan apabila

diklasifikasikan berdasarkan fungsinya, material konstruksinya, tipe superstrukturnya, dan bentangnya :

- 1) Jembatan berdasarkan fungsinya; jembatan penyeberangan pejalan kaki, jembatan kereta api, jembatan *canal* di atas sungai (aquaduct), dan jembatan jalan raya.
- 2) Jembatan berdasarkan material konstruksinya; jembatan kayu (*log bridge*), beton bertulang, beton pratekan, aluminium, dan besi baja.
- 3) Jembatan berdasarkan tipe superstrukturnya; jembatan pelat, balok, melengkung (*arch bridge*).
- 4) Jembatan berdasarkan bentangnya; kurang dari 8m (*culvert*), 8m sampai 30m (*minor bridge*), diatas 30m (*major bridge*), diatas 120m (jembatan bentang panjang)

2.2.3 Jembatan Konvensional dan Jembatan Integral

Jembatan Konvensional yang dimaksud adalah jembatan pada umumnya yang dibangun dengan sistem diatas dua tumpuan, dimana bangunan atas dan bangunan bawah jembatan adalah struktur yang terpisah (*simple beam*).

Jembatan *Integral* adalah jembatan yang menggunakan sistem portal, dimana struktur atas bangunan dan struktur bawah jembatan merupakan satu- kesatuan. Pada jembatan *integral bridge* ini, jalan dibuat menerus dari timbunan oprit pertama sampai pada timbunan oprit berikutnya. Jembatan ini dibuat tanpa adanya pergerakan antar bentang dan juga pergerakan antara bentang dengan abutment. (Setiati, 2010)

2.3 Abutment jembatan

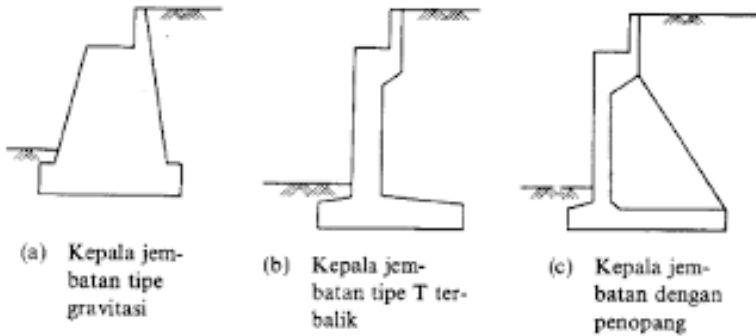
2.3.1 Pengertian dan Manfaat abutment

Abutment jembatan adalah bagian dari bangunan bawah jembatan yang berada diujung jembatan dan berfungsi menahan seluruh beban hidup dan beban mati dari sebuah jembatan.

2.3.2 Tipe Abutmen Jembatan

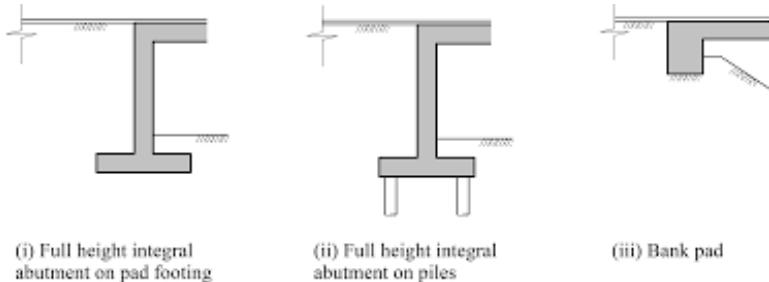
Terdapat tiga bentuk abutment jembatan, hubungan antara macam, dan tinggi kepala jembatannya yaitu; kepala jembatan tipe

gravitasi, kepala jembatan tipe T terbalik, dan kepala jembatan dengan penopang seperti pada **Gambar 2.1**.



Gambar 2.1 Tipe abutmen jembatan konvensional
(Sumber: <http://eprints.umm.ac.id>)

Tipe dari abutment jembatan *integral* adalah *Full height integral abutment on pad footing*, dan *Full height integral abutment on piles*, tipe abutment ini sangat cocok untuk jembatan bentang pendek, namun tidak untuk jembatan bentang panjang. Sedangkan untuk jembatan *integral* dengan bentang pendek bisa menggunakan tipe *Bank Pad* seperti dapat dilihat pada **Gambar 2.2**.



Gambar 2.2 Tipe abutmen jembatan integral
(Sumber: Rhodes S. 2016)

2.4 Dasar-dasar perencanaan abutment jembatan

2.4.1 Perencanaan abutment jembatan diatas tanah lunak

Pada perencanaan abutment jembatan akan diperhitungkan banyak gaya dan beban yang bekerja pada abutment diantaranya adalah sebagai berikut.

A. Gaya Vertikal :

1. Beban mati dan beban hidup dari struktur atas (R)
Perhitungan beban dari struktur meliputi plat beton, balok memanjang, dan balok diafragma dengan perhitungan:

$$\text{Plat beton} = B \times t \times L \times n \times \gamma_{\text{beton}} \quad (2.4)$$

$$\text{Balok Memanjang} = L \times n \times \text{Berat per balok} \quad (2.5)$$

$$\text{Balok Melintang (diafragma)} = n \times \text{berat per balok} \quad (2.6)$$

Dimana:

B = lebar jembatan

L = Panjang jembatan

n = Jumlah

γ = Berat Jenis

2. Beban pedestrian yaitu beban yang dipikul abutmen akibat pejalan kaki, dengan persamaan:

$$A = n \times b \times L \quad (2.7)$$

$$q = 5 - (0,33 \times (A-10)) \text{ kPa (untuk } 10 \text{ m}^2 \leq A \leq 100 \text{ m}^2) \quad (2.8)$$

$$P_{TP} = A \times q \quad (2.9)$$

Dimana :

A = Luas Trotoar

P_{TP} = Beban Abutment yang dipikul

3. Berat sendiri abutment (WA)

$$\Sigma q \text{ abutment} = b \times h \times L \times \text{bentuk}$$

(2.10)

4. Beban Lajur "D"

$$q = 8 (0,5 + 15/L) \text{ (untuk } L > 30 \text{ m)}$$

(2.11)

$$\text{BGT} = 40 \times \text{lebar jalan}$$

(2.12)

$$W_{td} = q \times L \times b$$

(2.13)

5. Rangkak pada beton

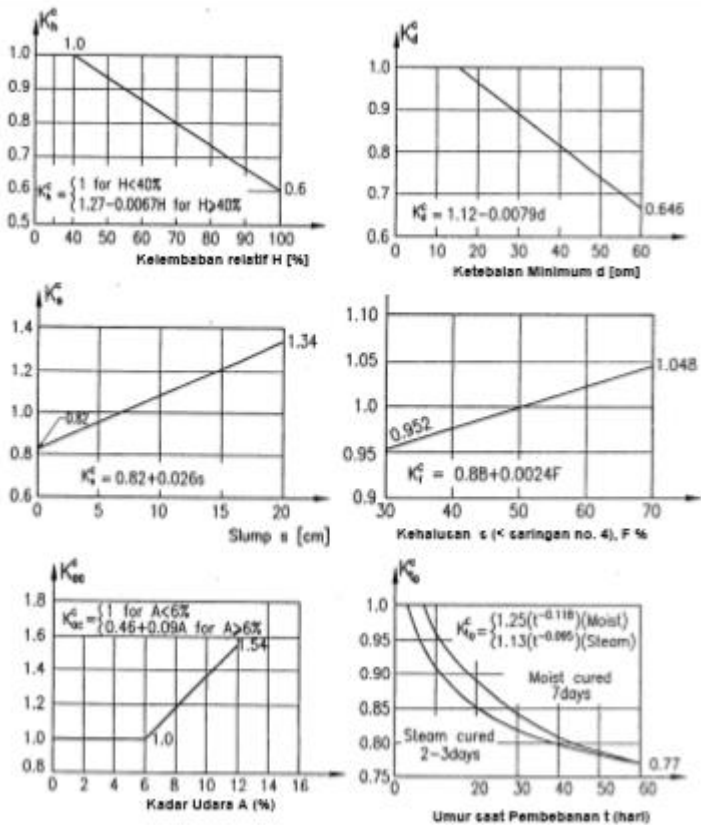
Rangka adalah regangan jangka panjang tergantung waktu pada suatu kondisi tegangan tetap, dapat dihitung perbandingan terhadap regangan elastis melalui suatu koefisien rangkak $\phi_{cc}(t)$, di mana:

$$\varepsilon_{cc,t} = \phi_{cc}(t) \times \varepsilon$$

$$\phi_{cc}(t) = (t^{0,6} / (10 + t^{0,6})) C_u$$

$$C_u = 2,35 \times \gamma_{cc}$$

$$\gamma_{cc} = K_h^c \times K_d^c \times K_s^c \times K_f^c \times K_{ac}^c \times K_{to}^c$$



Gambar 2.3 Grafik Penentuan faktor rangkak
(sumber: RSNi T-12-2004)

6. Susut Beton
Komponen beton yang dirawat dengan cara penguapan (*steamed cured*), maka nilai $\epsilon_{cs,t}$ ditentukan oleh rumusan dibawah ini :

$$\epsilon_{cs,t} = (t / (55 + t)) \epsilon_{cs,u}$$

di mana t menyatakan umur beton yang dirawat dengan cara penguapan, dihitung sejak 1 – 3 hari setelah pengecoran, dalam satuan hari.

Tabel 2.5 Koefisien standar susut sebagai tambahan regangan jangka panjang

Kekuatan karakteristik f'_c [MPa]	20	25	30	35	40 – 60
Koef. susut maksimum $\epsilon_{cs,t}$	0,000174	0,000170	0,000163	0,000161	0,000153

B. Gaya Horizontal :

1. Tekanan tanah aktif (PA) :

Tekanan tanah aktif dapat dianalisis menggunakan persamaan berikut :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \text{ atau } K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.14)$$

$$P_a = 0,5 \times \gamma \times H \times K_a - 2c \times \sqrt{K_a} \quad (2.15)$$

Dimana :

P_a : Total tekanan tanah aktif

σ'_v : Tekanan efektif tanah

c' : Kohesi tanah

H : Tinggi dinding penahan tanah

K_a : Koefisien tekanan tanah aktif, $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$

2. Beban gempa dari struktur atas (EQ)

Beban gempa dari stuktur atas dapat dianalisis menggunakan persamaan berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (2.16)$$

$$W_t = \text{total dari berat struktur atas} \quad (2.17)$$

= berat sendiri (MS) + berat mati tambahan (MA) +
berat lalu lintas

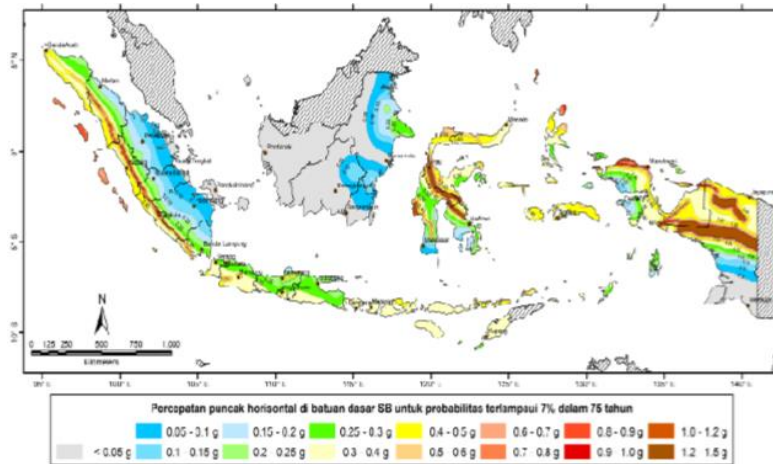
3. Beban gempa pada abutment (E_{QA})

Perhitungan beban gempa yang terjadi pada struktur abutment dapat menggunakan persamaan berikut ini :

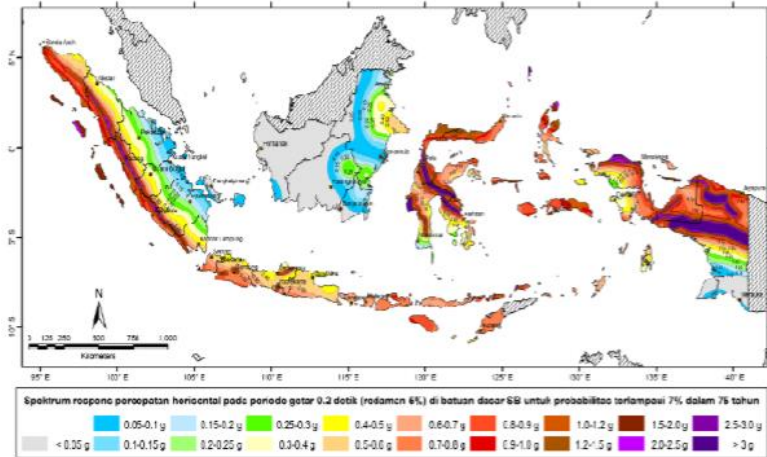
$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (2.18)$$

$$W_t = \text{total dari berat struktur abutment} \quad (2.19)$$

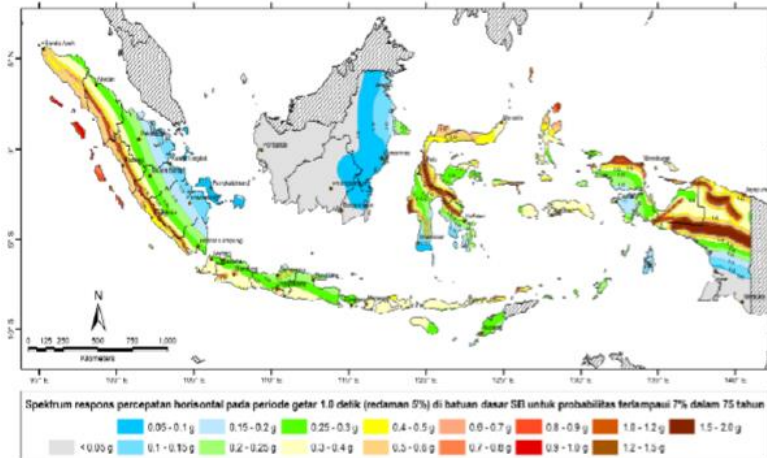
Dengan sebelumnya dicari zonasi pada peta gempa sebagai berikut:



Gambar 2.4 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (Sumber: RSNI 2833-2013 pasal 5.2.1)



Gambar 2.5 Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.
(sumber: RSNi 2833-2013 pasal 5.2.1)



Gambar 2.6 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun
(sumber : RSNi 2833-2013 pasal 5.2.1)

Selanjutnya, ditentukan pengaruh situs gempa berdasarkan RSNi 2833- 2013 pasal 5.3.1 gambar 2.8

Kelas Situs	\bar{V}_r (m/s)	N	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_r \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_r \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_r \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_r \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_r < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{c}_u < 25$ kPa			

Gambar 2.7 Kelas Situs
(RSNi 2833:2013 ps. 5.3.1)

Setelah didapatkan pengaruh situs, berdasarkan RSNi 2833-2013 untuk menentukan respon spectra di permukaan tanah, diperlukan faktor situs sebagai berikut:

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

Gambar 2.8 Faktor amplifikasi untuk periode 0 & 0,2 detik
(FPGA/Fa)

(sumber : RSNi 2833:2013 ps.5.3.2)

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

Gambar 2.9 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)

(sumber : RSNi 2833:2013 ps.5.3.2)

4. Beban gempa akibat tekanan tanah (E_{AE})

Perhitungan beban tekanan tanah akibat gempa dapat menggunakan persamaan berikut :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \times \cos 2\beta \times \cos(\delta + \theta + \beta)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \Phi) \times \sin(\Phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta) \times \cos(i - \beta)}} \right)^{-2} \quad (2.20)$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - kv) \cdot K_{AE} \quad (2.21)$$

5. Beban angin (EW)

Perhitungan beban angin dibagi menjadi dua, yaitu beban angina pada balok jembatan dan beban angina pada kendaraan di atas jembatan, dan dapat menggunakan persamaan berikut:

$$T_{EW1} = 0,0006 \times C_W \times V_W^2 \times A_b \quad (2.22)$$

$$T_{ET2} = 0,0012 \times C_W \times V_W^2 \times L \times 2 \quad (2.23)$$

6. Beban akibat gaya rem (TB)

Bekerjanya gaya- gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas.

Gaya rem : 5% dari beban lajur D

- **Daya dukung tanah dibawah abutment**

Untuk mendapatkan nilai dari tegangan ijin pada struktur abutment, dibutuhkan perhitungan daya dukung tanahnya. Agar dapat menganalisis daya dukung tersebut dapat menggunakan persamaan berikut.

$$Q_{un} = C \cdot N_c \left(1 + 0,3 \frac{B}{L} \right) + P_o \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) \quad (2.24)$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{un}}{3} \quad (2.25)$$

Dan untuk menghitung tegangan vertikal maksimum dapat menggunakan persamaan berikut :

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{A} \times \frac{\sum M}{W} \quad (2.26)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum V}{A} \times \frac{\sum M}{W} \quad (2.27)$$

- **Cek stabilitas abutment**

a. Kontrol geser

$$F_{gs} = \tan \Phi \cdot \sum V + C \cdot A \geq FK \quad (2.28)$$

Dimana :

FK : Faktor Keamanan

FK $\geq 1,5$ (kondisi normal)

FK $\geq 1,2$ (kondisi gempa)

b. Kontrol Ambles

$$q = \frac{2}{3} \times C \times N_c + q \times N_q + 0,5 \times \gamma \times N_\gamma \quad (2.29)$$

c. Overall Stability

$$\sigma_{\max} = \sum V \cdot L \cdot B \times (1 + 6 \cdot \dots) \leq Q_{\text{ijin}} \quad (2.30)$$

- **Perencanaan struktur pondasi tiang bor**

Struktur pondasi diperlukan apabila daya dukung tanah yang di bawah abutment tanah tidak memenuhi. Karena jembatan ini direncanakan di tanah yang keras, maka digunakan pondasi tiang bor agar dapat menembus batuan yang ada pada tanah. Langkah-langkah dalam merencanakan pondasi tiang bor adalah sebagai berikut :

1. Menentukan nilai daya dukung

Dari data SPT didapatkan:

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (2.21)$$

$$Q_u = (q_d \cdot A_b) + (\sum f_i \cdot L_i \times k) \quad (2.22)$$

$$K = \text{keliling lingkaran} \quad (2.23)$$

$$= \pi \cdot D$$

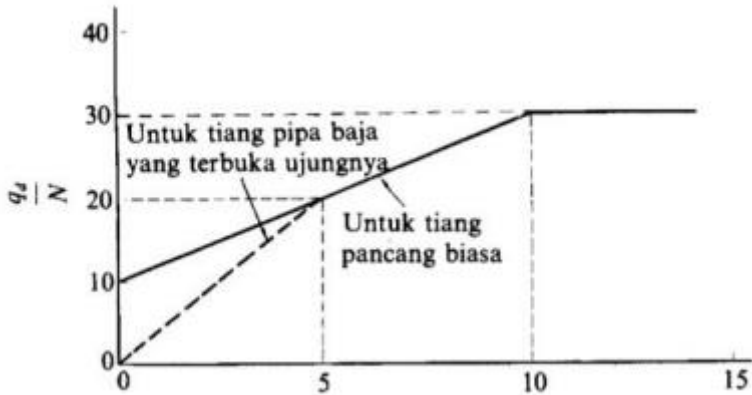
Diperlukan panjang ekuivalen penetrasi yang sampai pada lapisan pendukung. Untuk mencari nilainya dapat digunakan diagram perhitungan seperti pada **Gambar 2.4** dan persamaan sebagai berikut :

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (\bar{N} \leq 40) \quad (2.24)$$

Dimana :

N_1 : Nilai N pada ujung tiang

\bar{N}_2 : Nilai rata-rata pada jarak 4D dari ujung tiang



Gambar 2.10 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang
(Sumber: <http://eprints.umm.ac.id>)

Dari data sondir didapatkan:

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (2.25)$$

$$Q_u = (P_b \cdot A_b) + (f_s \cdot A_s) \quad (2.26)$$

Dimana :

P_b : Tahanan ujung (dari konus)

A_b : $\frac{1}{4} \pi \cdot d^2$

D : Diameter pondasi

dengan perhitungan friction sebagai berikut:

$$f\bar{s} = \frac{f_1 \cdot L_1 + f_2 \cdot L_2 + \dots + f_n \cdot L_n}{\Sigma L} \quad (2.27)$$

$$A_s = \pi \cdot d \cdot D \quad (2.28)$$

$$D = \text{kedalaman} \quad (2.29)$$

2. Menghitung daya dukung ultimate satu tiang bor

$$q_u = \frac{Q_u}{F_k} \quad (2.30)$$

$$q_u = \frac{Q_b}{3} + \frac{Q_s}{5} \quad (2.31)$$

3. Efisiensi tiang pancang satu tiang bor

Persamaan efisiensi tiang bor berdasarkan formula *Converse - Labarre* :

$$\text{Eff} = 1 - \text{arc tg} \frac{D}{s} \left[\frac{(n-1) m + (m-1) n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \quad (2.32)$$

4. Daya dukung ijin tiang bor kelompok

$$Q_u = N \cdot \text{Eff} \cdot q_u \quad (2.33)$$

Syarat : $Q_u > V_u$

$$S_c = \frac{H}{1+e} \cdot C_c \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \quad (2.34)$$

5. Beban maksimum/tegangan tiang pada kelompok tiang bor

Gaya luar yang bekerja pada kolom didistribusikan pada pile cap dan karena pile cap kaku sempurna, pengaruh gaya tidak mengakibatkan pile cap deformasi. Untuk itu, dapat digunakan rumus berikut:

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{n_y \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{n_x \cdot \Sigma y^2} < Q_u \text{ ijin} \quad (2.35)$$

2.4.2 Perencanaan abutment jembatan di atas tanah baik

• Daya dukung pondasi dangkal dan sumuran

Pengertian Pondasi Sumuran (caisson). Pondasi sumuran adalah suatu bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan apabila tanah dasar terletak pada kedalaman yang

relatif dalam. Pondasi ini dicor ditempat dengan menggunakan komponen beton dan batu belah sebagai pengisinya. Pondasi sumuran ini mempunyai nama – nama lain seperti : Tiang bor, Kaison (caisson), Kaison bor (drilled caisson), Pier, Drilled pier. (Hardiyatmo, 393).

Untuk pondasi dalam yang berbentuk sumuran dengan $D_f > 5B$ Terzaghi menyarankan persamaan daya dukung dengan nilai-nilai faktor daya dukung sama, hanya gaya lekat pada dinding pondasi (friction) diperhitungkan (Hardiyatmo, 1996:76).

Perhitungan kapasitas daya dukung tiang bored pile dari data SPT memakai metode Reese dan Wright (1977). Untuk $N \leq 50$ maka :

$$\begin{aligned} Q_b &= q_b \times A_b \\ &= 2N \times A_b \end{aligned} \quad (2.36)$$

Daya dukung selimut beton pada tanah homogen dapat dituliskan dalam bentuk:

$$Q_s = q_s \times L \times p \quad (2.37)$$

Untuk $N < 53$ maka :

$$\frac{q_s}{N} = \frac{1.6}{53} = 0,0302 \text{ (ton/ft}^2\text{)} \quad (2.38)$$

$$q_s = \frac{1.6}{53} N \text{ (ton/ft}^2\text{)} = 0,0302 \text{ ton}/(0,3048)^2 = 0,32 \text{ N (ton/m}^2\text{)} \quad (2.39)$$

$$q_s = 0,32 \times N\text{-SPT (ton/m}^2\text{)} \quad (2.40)$$

$$p = \pi \times D \quad (2.41)$$

Dimana :

Q_s : Tahanan gesek dinding ultimit (ton)

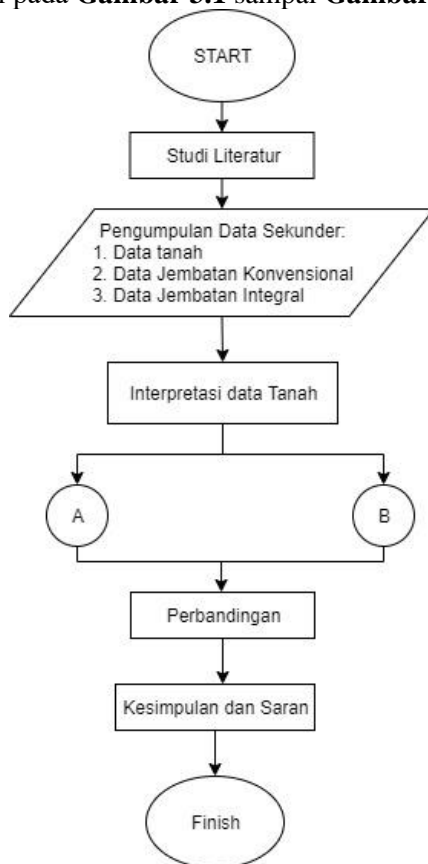
A_b : $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

Q_s : Hambatan lekat (ton/m²)

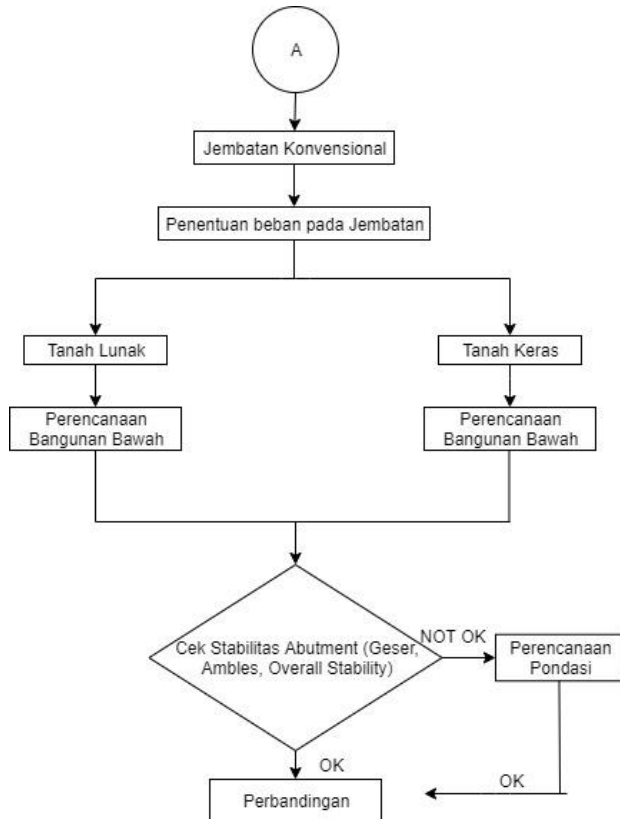
BAB III METODOLOGI

3.1 Bagan Alir Tugas Akhir

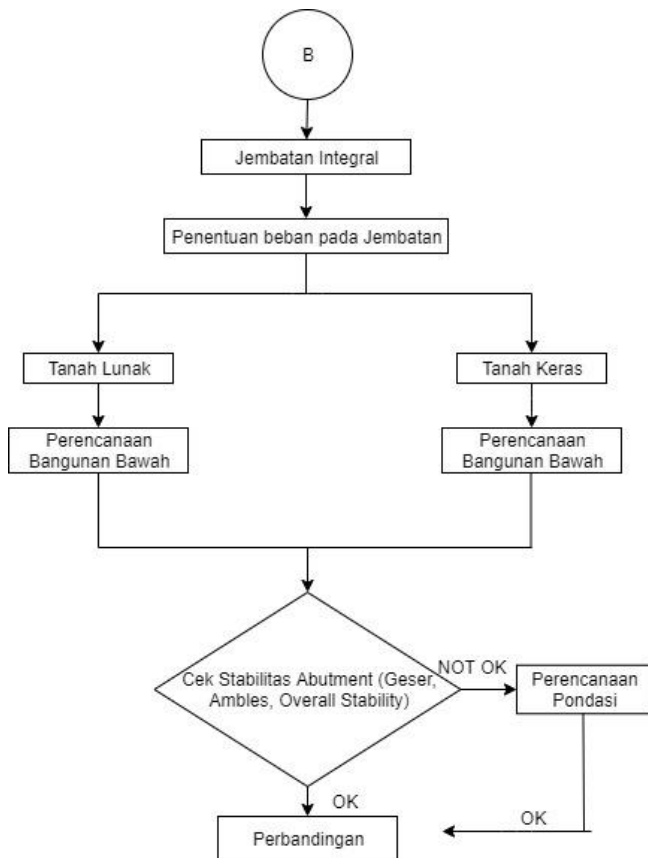
Pada awal bab metodologi disajikan *flowchart* secara umum pengerjaan Tugas Akhir “Perbandingan abutment Jembatan Integral dengan jembatan Konvensional di Tanah Baik dan Tanah Lunak” seperti pada **Gambar 3.1** sampai **Gambar 3.3**



Gambar 3.1 Diagram alir perencanaan Tugas Akhir



Gambar 3.2 Diagram alir perencanaan Tugas Akhir (Lanjutan)



Gambar 3.3 Diagram alir perencanaan Tugas Akhir (Lanjutan)

3.2. Penjelasan Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir

Prosedur penulisan Tugas Akhir dengan judul “Perbandingan Abutment *Integral Bridge* dengan *Conventional Bridge* di Tanah Baik dan di Tanah Lunak “ dilakukan dengan tahapan sebagai berikut :

3.2.1. Studi Literatur

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, penulis mekalukan studi referensi berupa jurnal penelitian terdahulu, peraturan, atau pedoman yang berkaitan dengan dengan jembatan *integral* dan jembatan konvensional.

3.2.2. Pengumpulan Data Sekunder

Data yang diambil untuk digunakan dalam Tugas Akhir ini berdasarkan Tugas Akhir yang sebelumnya telah dibuat mengenai perencanaan jembatan konvensional. Data struktur atas yang selanjutnya digunakan sebagai struktur atas dari jembatan *integral*. Dan data tanah yang diolah untuk perencanaan struktur bawah dari jembatan tersebut.

3.2.3. Interpretasi Data Tanah

Data tanah yang akan digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah data yang diambil dalam Tugas Akhir yang telah dibuat sebelumnya mengenai perencanaan jembatan konvensional di tanah yang baik dan di tanah yang lunak, data tanah pada daerah tersebut digunakan sebagai lokasi dari perencanaan jembatan *integral bridge* ini.

3.2.4. Penentuan Beban pada Jembatan

Pembebanan struktur jembatan pada Tugas Akhir ini diperhitungkan. Pembebanan yang diperhitungkan pada jembatan ini antara lain

a) Gaya Vertikal

1. Beban mati dan beban hidup struktur atas

2. Beban dari Lajur “D”
3. Beban Temperatur
4. Berat sendiri abutment
5. Berat tanah urug
- b) Gaya Horizontal**
 1. Tekanan tanah aktif dan pasif
 2. Beban gempa dari struktur atas
 3. Beban gempa pada abutment
 4. Beban gempa akibat tekanan tanah
 5. Beban angin
 6. Beban akibat gaya rem

3.2.5. Perencanaan Bangunan Bawah

Perhitungan analisis jembatan integral memerlukan analisis hubungan balok kolom yang dimana tidak dilakukan apabila menganalisis jembatan konvensional dikarenakan menyatunya struktur atas dan struktur bawah dari jembatan tersebut. Hal yang perlu dilakukan dalam perencanaan bangunan bawah antara lain; desain tulangan geser, desain tumpuan balok, desain tulangan lentur, serta desain hubungan balok kolom.

3.2.6. Cek Stabilitas Abutment

Setelah perencanaan bangunan bawah, perlu adanya pengecekan apakah abutment jembatan tersebut cukup kuat, sehingga perlu adanya cek stabilitas abutment terhadap geser dan daya dukung tanah.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV

ANALISIS DATA PERENCANAAN

Data perencanaan abutment jembatan pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Data Tanah
2. Data Spesifikasi Jembatan
3. *Layout* Jembatan

4.1 Data Tanah Timbunan

Data tanah yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah data tanah lunak pada Jalan Kenjeran 504, Surabaya dan juga tanah keras pada Komplek Pergudangan PT. Pier Rembang, Pasuruan yang keduanya didapatkan dari Laboratorium Mekanika Tanah Institut Teknologi Sepuluh Nopember seperti dilampirkan pada LAMPIRAN 1.

Metode korelasi digunakan untuk melengkapi nilai parameter tanah yang belum diketahui, diantaranya adalah nilai C , dan nilai ϕ yang didapatkan menggunakan interpolasi pada **Tabel 2.1** (Mochtar, 2006. Revised, 2012) dan **Tabel 2.4** (Mochtar, 2009).

4.1.1 Data Tanah Lunak

Hasil rekap perhitungan untuk nilai C_u , dan nilai ϕ pada Jl. Kenjeran 504, Surabaya dapat dilihat pada **Tabel 4.1**.

Tabel 4.1 Rekap hasil korelasi nilai Cu, dan nilai ϕ Jl. Kenjeran 504, Surabaya

DEPTH (m)	STANDARD PENETRATION TEST (SPT) N/30 CM	MECHANICAL PROPERTIES	
		DIRECT SHEAR TEST	
		Cu ton/ m2	ϕ (°)
1.00	4.00	2.00	0.00
2.00	4.00		
3.00	4.00		
4.00	4.00		
5.00	1.00	0.50	
6.00	1.00		
7.00	1.00		
8.00	1.00		
9.00	1.00		
10.00	1.00		
11.00	1.00		
12.00	1.00		
13.00	1.00		
14.00	4.00	2.00	
15.00	4.00		
16.00	4.00		
17.00	22.00	11.00	
18.00	22.00		
19.00	22.00	20.00	
20.00	60.00		
21.00	60.00		
22.00	60.00		
23.00	60.00		
24.00	60.00		
25.00	60.00		
26.00	49.00		
27.00	49.00		
28.00	49.00		
29.00	51.00		
30.00	51.00		

Nilai Cu didapatkan dengan cara interpolasi seperti perhitungan berikut:

$$Cu = 1,25 + \frac{4-2,5}{5-2,5} \times (2,5-1,25)$$

$$Cu = 1,25 + \left(\frac{1,5}{2,5} \times 1,25 \right)$$

$$Cu = 2$$

Sehingga didapatkan hasil rekap data tanah dasar pada Jalan Kenjeran 504, Surabaya seperti pada **Tabel 4.2**

Tabel 4.2 Hasil Rekap Data Tanah Jl. Kenjeran 504, Surabaya

DEPTH (m)	STANDARD PENETRATION TEST (SPT) N/30 CM	PHYSICAL PROPERTIES						MECHANICAL PROPERTIES				
		WATER CONTENT (WC) (%)	DRY DENSITY (γ_d) (GR/CM ³)	DERAJA T JENUH (γ_{SAT}) (GR/CM ³)	SPESIFIC GRAVITY GS	POROSITY n	VOID RATIO e	DIRECT SHEAR TEST		ATTERBERG TEST BARU		
								Cu ton/ m ²	ϕ ($^\circ$)	LL %	PL %	IP %
1.00	4.00	60.09	1.01	1.61	2.55	60.54	1.53	2.00	0.00	62.83	30.25	32.58
2.00	4.00											
3.00	4.00											
4.00	4.00											
5.00	1.00											
6.00	1.00											
7.00	1.00											
8.00	1.00											
9.00	1.00											
10.00	1.00											
11.00	1.00											
12.00	1.00											
13.00	1.00											
14.00	4.00											
15.00	4.00											
16.00	4.00											
17.00	22.00											
18.00	22.00											
19.00	22.00											
20.00	60.00											
21.00	60.00											
22.00	60.00											
23.00	60.00											
24.00	60.00											
25.00	60.00											
26.00	49.00											
27.00	49.00											
28.00	49.00											
29.00	51.00											
30.00	51.00											
		33.80	1.40	1.87	2.64	47.17	0.89	11.00		51.44	27.65	23.79
		30.97	1.44	1.88	2.59	44.48	0.80	20.00		48.16	29.52	18.64

4.1.2 Data Tanah Keras

Hasil rekap perhitungan untuk nilai Cu, dan nilai ϕ pada Komplek Pergudangan PT. Pier Rembang, Pasuruan dapat dilihat pada **Tabel 4.3**.

Tabel 4.3 Rekap hasil korelasi nilai C_u , dan nilai ϕ Komplek Pergudangan PT. Pier Rembang, Pasuruan

DEPTH (m)	STANDARD PENETRATION TEST (SPT) N/30 CM	MECHANICAL PROPERTIES	
		DIRECT SHEAR TEST	
		C_u	ϕ
		KG/CM ²	(°)
0	4	0.18	28.00
1	4		
2	4		
3	60	1.27	35.00
4	60		
5	50	1.80	41.00
6	50		
7	50		
8	50		
9	50		
10	50		
11	50		
12	50		
13	50		
14	50		
15	50		
16	50		
17	50		
18	50		
19	50		
20	50		
21	50		
22	50		
23	50		
24	50		
25	50		
26	50		
27	44	39.50	
28	44	41.00	
29	57		
30	57		

Sehingga didapatkan hasil rekap data tanah dasar pada Komplek Pergudangan PT. Pier Rembang, Pasuruan seperti pada **Tabel 4.4**

Tabel 4.4 Hasil Rekap Data Tanah Komplek Pergudangan PT. Pier Rembang, Pasuruan

DEPTH (m)	STANDARD PENETRATION TEST (SPT) N/30 CM	PHYSICAL PROPERTIES						MECHANICAL PROPERTIES				
		WATER CONTENT (WC)	DRY DENSITY (γd)	DERAJAT JENUH (γ SAT)	SPESIFIC GRAVITY	POROSITY	VOID RATIO	DIRECT SHEAR TEST		ATTERBERG TEST BARU		
								Cu	φ	LL	PL	IP
(%)	(GR/CM ³)	(GR/CM ³)	GS	n	e	KG/CM ²	(°)	%	%	%		
0	4							0.18	28			
1	4											
2	4											
3	60	33.53	1.385	1.849	2.586	46.44	0.867	1.27	35	*	*	*
4	60											
5	50											
6	50											
7	50											
8	50	31.24	1.438	1.887	2.612	44.93	0.816			*	*	*
9	50											
10	50											
11	50											
12	50	30.48	1.46	1.905	2.631	44.51	0.802			*	*	*
13	50											
14	50											
15	50											
16	50											
17	50											
18	50	30.68	1.439	1.880	2.578	44.17	0.791			*	*	*
19	50											
20	50											
21	50											
22	50											
23	50	28.66	1.5	1.930	2.631	42.99	0.754			*	*	*
24	50											
25	50											
26	50											
27	44											
28	44	26.07	1.547	1.950	2.593	40.33	0.676		39.5	62.37	31.58	30.79
29	57											
30	57								41			

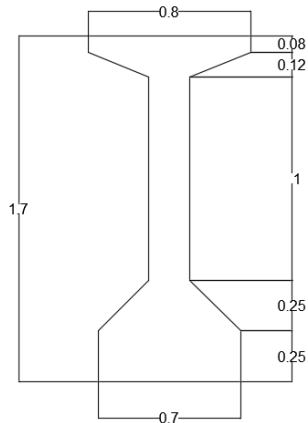
4.2. Data Struktur Jembatan

4.2.1 Data Struktur Jembatan Konvensional dan Jembatan Integral

Data Perencanaan Jembatan yang digunakan adalah data sekunder yang diambil dari perhitungan dalam Tugas Akhir dari Yusak Nurriszki seperti sebagai berikut:

- Konstruksi Jembatan : Jembatan Beton Prategang
- Panjang Jembatan : 40 m
- Lebar jembatan : 9 m

- B1 : 1.4 m
- Tebal pelat : 250 mm
- γ_{Beton} : 2320 kg/m³
- γ_{Aspal} : 2200 kg/ m³
- Jumlah Balok : 5 buah
- Jumlah Diafragma : 7 buah
- Jarak antar Diafragma : 5 m
- Tinggi Girder : 1,7 m
- Mutu Beton f'_c : 60 Mpa



Gambar 4.1 PCI Girder WIKa BETON

BAB V

PERENCANAAN ABUTMENT JEMBATAN

5.1. Perencanaan Abutment Jembatan Konvensional pada Tanah Lunak

Dalam bab ini akan direncanakan Jembatan Konvensional pada tanah yang lunak. Data tanah yang digunakan dalam perhitungan dapat dilihat pada Lampiran.

5.1.1 Data Perencanaan

Data perencanaan abutment konvensional pada tanah lunak

- Panjang girder (L) = 40 m
- Tinggi girder (hb) = 1,7 m
- Lebar jalan (b) = 9 m
- Tebal plat lantai jembatan (ts) = 0,25 m
- Tebal lapisan aspal = 0,05 m
- Lebar abutment (B) = 10 m
- Tinggi abutment = 8,2 m

Data Timbunan

- Berat volume (γ_t) = 1,85 t/m³
- Sudut geser (Φ) = 30 °
- Kohesi (c) = 0 t/m²

5.1.2 Pembebanan

Perhitungan pembebanan untuk jembatan berdasarkan SNI 8460-2017, dan SNI 1725-2016. Asumsi tanda (+) adalah moment yang menggulingkan ke arah sungai dan tanda (-) sebaliknya. Hasil perhitungan pembebanan untuk abutment jembatan sebagai berikut:

- Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri yang bekerja pada abutment jembatan ada dua macam yaitu berat sendiri struktur atas dan berat sendiri struktur bawah.

• Berat Sendiri Struktur Atas

Berat sendiri struktur atas terdiri dari slab, aspal, railing & PJU, trotoar, PCI Girder, dan balok diafragma. Hasil perhitungan berat sendiri struktur atas jembatan adalah sebagai berikut :

Berat balok girder (PCI H-170) :

- Panjang Girder (L) = 40 m
- Lebar Jembatan (B) = 9 m
- Tebal Pelat (t) = 0,25 m
- Berat jenis beton (Wc) = 23.2 kN/m³
- Wbalok = $B \times t \times L \times n \times Wc$
 $= 9 \times 0,25 \times 40 \times 1 \times 23,2 \text{ kN/m}^3$
 $= 2088 \text{ kN}$

Perhitungan berat sendiri struktur atas dapat dilihat pada

Tabel 5.1

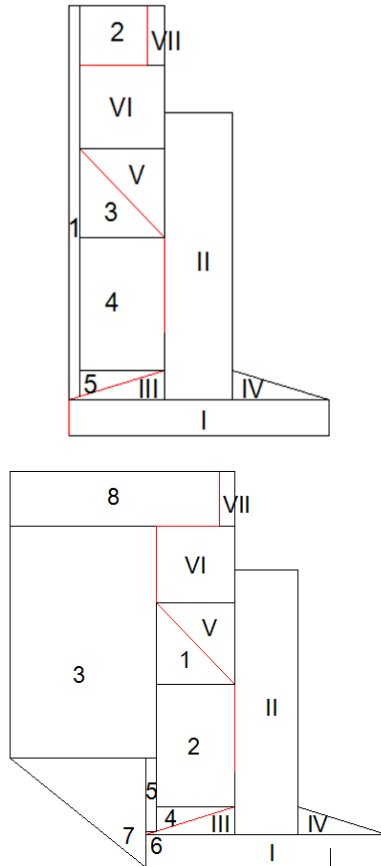
Tabel 5.1 Perhitungan pembebanan struktur atas jembatan

Beban	Parameter Volume				Berat/ balok	Satuan	Reaksi (kN)
	B (m)	t (m)	L (m)	n			
Plat Beton	9.00	0.25	40.00	1.00	23.20	kN/m ³	2088.00
Balok Memanjang			40.00	5.00	19.49	kN	3898.94
Balok melintang (diafragma)				7.00	4.18	kN	29.23
$P_{ms} =$							6016.17
Reaksi per abutment=							3008.08

- Berat Sendiri Struktur Bawah

Beban akibat berat sendiri struktur bawah jembatan terdiri dari berat sendiri dari abutment. Abutment memiliki tinggi 8,2 m dan lebar 10 m serta tebal wing wall 0.8 m. Gambar perencanaan

abutment dan skema pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.2 dan Gambar 5.3.



Gambar 5.1 Skema pembebanan pada abutment
Perhitungan berat sendiri struktur bawah dapat dilihat pada
Tabel 5.2.

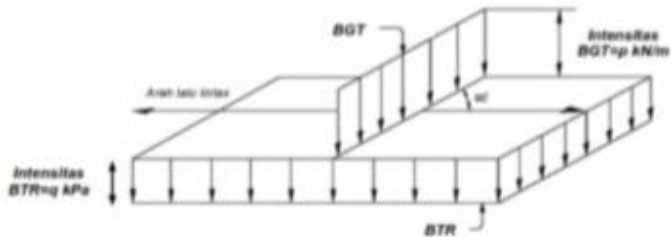
Tabel 5.2 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah

Bidang	b	h	l	Bentuk	Lengan	arah	Berat	Momen X	Momen X
	(m)	(m)	(m)		(m)		(Kg)	(KgM)	(KNm)
ABUTMENT									
I	8.00	1.00	12.00	1.00	0.00	0	230400.00	0.00	0.00
II	1.00	5.10	10.00	1.00	0.00	-1	122400.00	0.00	0.00
III	2.50	0.50	10.00	0.50	1.33	-1	15000.00	-20000.00	-200.00
IV	2.50	0.50	10.00	0.50	2.33	1	15000.00	35000.00	350.00
V	1.30	1.00	10.00	0.50	0.93	-1	15600.00	-14560.00	-145.60
VI	1.30	0.80	10.00	1.00	1.15	-1	24960.00	-28704.00	-287.04
VII	0.60	2.00	10.00	1.00	0.80	-1	28800.00	-23040.00	-230.40
TANAH									
1	1.00	6.80	9.20	1.00	1.60	-1	115736.00	-185177.60	-1851.78
2	1.20	2.00	9.20	1.00	2.40	-1	40848.00	-98035.20	-980.35
3	1.30	1.00	9.20	0.50	1.37	-1	11063.00	-15119.43	-151.19
4	1.30	3.00	9.20	1.00	1.15	-1	66378.00	-76334.70	-763.35
5	2.50	0.50	9.20	0.50	2.17	-1	10637.50	-23047.92	-230.48
WINGWALL									
1	1.30	1.00	0.80	0.50	1.37	-1	1248.00	-1705.60	-17.06
2	1.30	2.25	0.80	1.00	1.15	-1	5616.00	-6458.40	-64.58
3	1.70	4.25	0.80	1.00	2.65	-1	13872.00	-36760.80	-367.61
4	2.50	0.50	0.80	0.50	2.17	-1	1200.00	-2600.00	-26.00
5	0.30	0.90	0.80	1.00	1.95	-1	518.40	-1010.88	-10.11
6	1.40	1.40	0.80	1.00	4.47	-1	3763.20	-16808.96	-168.09
7	3.00	2.00	0.80	1.00	2.60	-1	11520.00	-29952.00	-299.52
							734560.10	TOTAL=	-5443.15

- Beban Lajur "D" (TD)

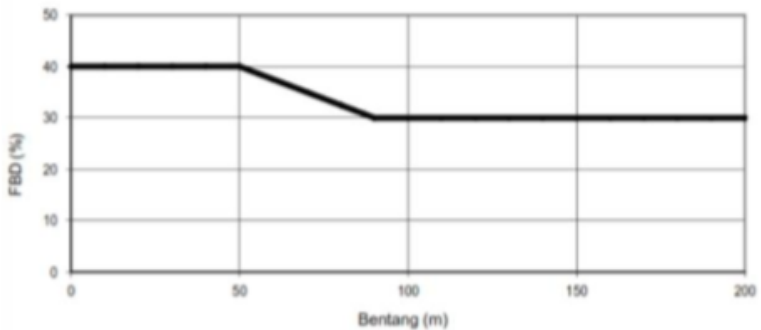
Beban kendaraan yang berupa beban lajur "D" terdiri dari 2 macam beban yaitu beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Menurut SNI 1725-2016 pas al 8.3.1 BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya q tergantung pada panjang total jembatan (L) yang dibebani lalu lintas dengan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

- $q = 9,0$ kPa, untuk $L \leq 30$ m
- $q = 9,0 \times (0.5 + 15 / L)$ kPa, untuk $L > 30$ m



Gambar 5.2 Sketsa beban lajur “D”
(sumber : SNI 1725:2016 ps.8.3.1)

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m. BGT memiliki faktor beban dinamis (FBD) yang bergantung pada bentang jembatan. Faktor beban dinamis untuk BGT diambil sebagai berikut



Gambar 5.3 Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D”
(sumber : SNI 1725:2016 ps.8.6)

Menurut SNI 1725-2016 pasal 8.3.3, Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal itu dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai. Dihitung beban lajur “D” dengan data sebagai berikut :

- Bentang Jembatan, (L) = 40 m
- Lebar Jembatan = 9 m
- Lebar Trotoar = 1 m
- Beban Terbagi Rata (BTR) = $9 \times (0,5 + 15/40)$
= 7,88 kN/m² (untuk L ≥ 30 m)
- Beban Garis Terpusat, (BGT) = 49 KN/m
- FBD BGT untuk L ≤ 30 m = 40 %
- Jumlah lajur = 2

Maka selanjutnya dapat dihitung :

$$\begin{aligned} \text{Beban Garis} &= q \cdot \lambda \\ &= 40 \times 7 \\ &= 280 \text{ KN/m} \\ \text{Wtd} &= q \times \text{Panjang Jembatan} \times \text{Lebar Jalan} \\ &= 7,88 \times 40 \times 7 \\ &= 2205 \text{ kN} \\ \text{Ptd} &= (0,5 \times \text{Wtd}) + \text{beban garis} \\ &= (0,5 \times 2205) + 280 \\ &= 1382,5 \text{ kN} \\ \text{Luas Trotoar} &= \text{Jumlah Trotoar} \times \text{Lebar Trotoar} \times \\ &\quad \text{Panjang Jalan} \\ &= 2 \times 1 \times 40 \\ &= 80 \text{ m}^2 \\ q \text{ (Untuk } 10\text{m}^2 \leq A \\ &\leq 100\text{m}^2) &= 5 - (0,033 \times (80 - 10)) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2,69 \text{ kPa} \\
 P \text{ TP} &= A \times q \\
 &= 80 \times 2,69 \\
 &= 215,2 \text{ kN} \\
 P \text{ TP}/2 &= 215,2 / 2 \\
 &= 107,6 \\
 \text{VTD pada 1 abutment} &= P_{td} + P \text{ TP}/2 \\
 &= 1490,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas perletakan terhadap titik pusat O poer = - 0.1 m Momen pada fondasi akibat beban lajur "D",

$$\begin{aligned}
 \text{MTD} &= \text{VTD} \times e \\
 &= 1490,1 \text{ kN} \times 0 \\
 &= 0 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- **Gaya Rem (TB)**

Bekerjanya gaya- gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurus lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas, tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Besar gaya rem pada jembatan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 &5\% \text{ dari beban lajur D} \\
 &= 0,05 \times 1382,5 \text{ kN} \\
 &= 69,13 \text{ kN} \\
 \text{Lengan terhadap titik putar pondasi (ya)} &= 8,1 \text{ m} \\
 \text{Momen akibat gaya rem (MTb)} &= \text{TB} \times \text{ya} \\
 &= 69,13 \times 8,1 \\
 &= 559,91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Temperatur (ET)

Menurut SNI 1725-2016 pasal 9.3.1 Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan. Seperti ditabelkan sebagai berikut :

Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-rata Minimum (1)	Temperatur Jembatan Rata-rata Maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	45°C

Gambar 5.4 Temperatur jembatan rata-rata nominal
(sumber : SNI 1725:2016 ps.9.3.1.1)

Sifat oleh masing-masing komponen bahan jembatan sangat berbeda-beda menerima beban temperatur seperti dijelaskan menurut SNI 1725-2016 pasal 9.3.11 ditabelkan berikut :

Bahan	Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu	Modulus Elastisitas MPa
Baja	12×10^{-6} per °C	200.000
Beton:		
Kuat tekan <30 MPa	10×10^{-6} per °C	25.000
Kuat tekan >30 MPa	11×10^{-6} per °C	34.000
Aluminium	24×10^{-6} per °C	70.000

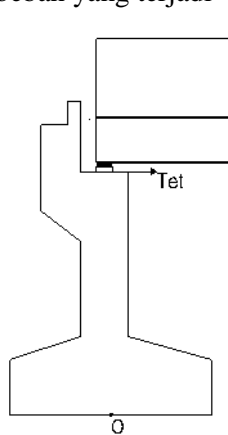
Gambar 5.5 Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur
(sumber : SNI 1725:2016 ps.9.3.1.1)

Maka dapat dihitung beban akibat temperatur adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Temperatur rata-rata min, (Tmin)} &= 15 \text{ }^{\circ}\text{C} \\
 \text{Temperatur rata-rata max, (Tmax)} &= 40 \text{ }^{\circ}\text{C} \\
 \text{Perbedaan temperatur, } (\Delta T) &= (\text{Tmax} - \text{Tmin})
 \end{aligned}$$

	$= (40 - 15)$
	$= 25 \text{ }^{\circ}\text{C}$
Koefisien muai FRP, (β)	$= 0,00001 / \text{ }^{\circ}\text{C}$
Jumlah Girder	$= 7$
Panjang Girder	$= 40 \text{ m}$
Kekakuan geser untuk elastomer, (k)	$= 1500 \text{ kN/m}$
Lengan terhadap pondasi, (YET)	$= 6,2 \text{ m}$

Berikut adalah sketsa beban yang terjadi



Gambar 5.6 Sketsa gaya akibat temperatur yang terjadi

TET abutment	$= \beta \times \Delta T \times k \times (L/2) \times n$
	$= 0,00001 \times 25 \times 1500 \times (40/2) \times 7$
	$= 26,25 \text{ kN}$
MET abutment	$= \text{TET} \times \text{YET}$
	$= 26,25 \times 6,2$
	$= 162,75 \text{ kN.m}$

- **Beban Angin (EW)**

Besarnya gaya horizontal akibat pengaruh angin berdasarkan RSNI T- 02- 2005 ps.7.6, beban angin harus dihitung pada dua kondisi yaitu beban angin pada balok jembatan (Tew1)

dan beban angin pada kendaraan di atas jembatan (Tew2) dengan perhitungan:

$$\begin{aligned} \text{Tew1} &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\ &= 0,0006 \times 1,375 \times 35^2 \times 80 \\ &= 80,85 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tew2} &= 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \times L \times 2 \\ &= 0,0012 \times 1,375 \times 35^2 \times 40 \times 2 \\ &= 161,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tew per Tumpuan} &= \text{Tew1} + \text{Tew2} \\ &= 80,85 + 161,7 \\ &= 121,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mew} &= \text{Tew1} \times y_1 + \text{Tew2} \times y_2 \\ &= 80,85 \times 6,2 + 161,7 \times 8,2 \\ &= 913,61 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

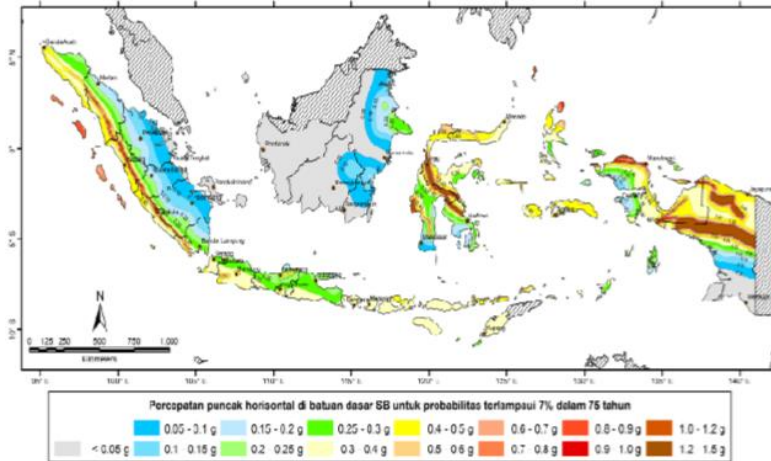
- **Perhitungan Beban Gempa (EQ)**

1. Perhitungan Koefisien Gempa Horizontal

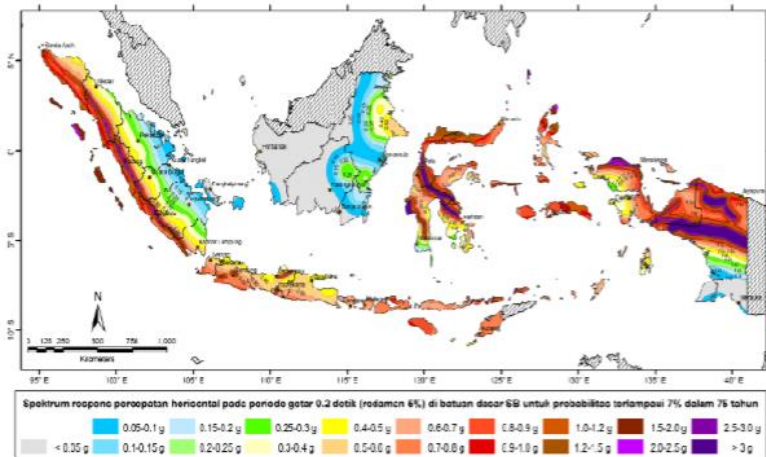
Berikut adalah prosedur dalam perhitungan koefisien gempa menurut RSNI 2833-2013

a. Mencari nilai zonasi pada peta gempa.

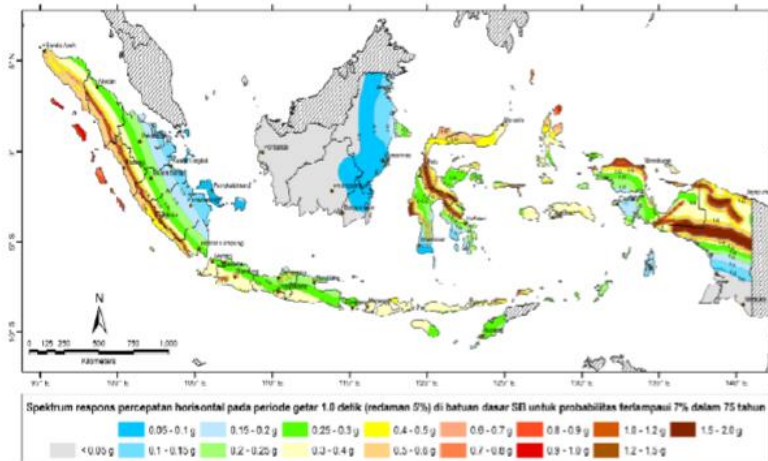
Berdasarkan SNI 2833-2013 pasal 5.2.1 maka dipakai level hazard (potensi bahaya) gempa 1000 tahun dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Selanjutnya dicari nilai PGA, Ss, dan S1 berdasarkan Gambar 5.7, 5.8, dan 5.9 sebagai berikut :



Gambar 5.7 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (sumber : RSNi 2833-2013 pasal 5.2.1)



Gambar 5.8 Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (sumber : RSNi 2833-2013 pasal 5.2.1)



Gambar 5.9 Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (sumber : RSNi 2833-2013 pasal 5.2.1)

Dari peta zonasi gempa tersebut untuk lokasi wilayah Surabaya didapatkan nilai sebagai berikut :

PGA (percepatan puncak batuan dasar) = 0,4

Ss (Respons spektra untuk 0,2 detik) = 0,7

S1 (Respons Spektra untuk 1 detik) = 0,3

b. Menentukan Pengaruh situs

Berdasarkan RSNi 2833-2013 pasal 5.3.1 Klasifikasi situs pada pasal ini ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium. Didapatkan Nrata-rata = 6,419 < 15, maka menurut RSNi 2833-2013 pasal 5.3.1 adalah “tanah lunak” ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 5.3 Kelas Situs
(sumber : RSNI 2833:2013 ps.5.3.1)

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	N	s_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq s_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $s_u < 25$ kPa			

c. Menentukan faktor situs

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.3.2 untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi pada periode nol detik, periode pendek ($T=0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (FPGA), faktor amplifikasi periode pendek (Fa) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (Fv). Tabel 5.4 dan Tabel 5.5 memberikan nilai-nilai FPGA, Fa, dan Fv untuk berbagai klasifikasi jenis tanah berikut :

Tabel 5. 4 Faktor amplifikasi untuk periode 0 & 0,2 detik
(FPGA/Fa)

(sumber : RSNi 2833:2013 ps.5.3.2)

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

Tabel 5. 5 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik
(Fv)

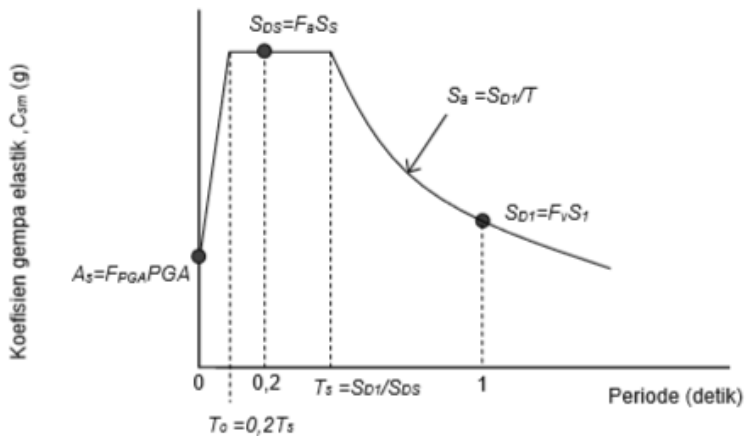
(sumber : RSNi 2833:2013 ps.5.3.2)

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

Sehingga untuk nilai PGA = 0,4, S_s = 0,7, FA = 0,9.
Sedangkan untuk S₁ = 0,3 didapatkan FV = 2,8.

d. Menentukan Respons Spektrum Rencana

Berdasarkan RSNi 2833-2013 pasal 5.4.1 Respons spektra adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum dari system berderajat-kebebasan-tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respons spektra dibuat dalam bentuk respons spektra yang sudah disederhanakan. Seperti dijelaskan pada gambar berikut :



Gambar 5.10 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah (sumber : RSNI 2833-2013 pasal 5.4.1)

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 (tiga) nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2010 (PGA, Ss dan S1), serta nilai faktor amplifikasi FPGA, Fa, dan Fv. Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

- SMS = $F_a \times S_s$
= $0,9 \times 0,7$
= $0,63$
- SM1 = $F_v \times S_1$
= $2,8 \times 0,3$
= $0,84$
- SDS = $\frac{2}{3} \times SMS$
= $\frac{2}{3} \times 0,63$
= $0,56$
- SD1 = $\frac{2}{3} \times SM1$
= $\frac{2}{3} \times 0,84$
= $0,56$

e. Menentukan Faktor modifikasi respon (R)

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.7 Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan Tabel 5.12.berikut :

Tabel 5.6 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah
(sumber : RSNI 2833:2013 ps.5.7.1)

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Berdasarkan Tabel dipilih bangunan bawah “pilar tipe dinding” dengan kategori kepentingan “penting” maka $R = 1,5$.

f. Menentukan Koefisien respons gempa elastic (Csm)

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.4.2 Penggunaan masing masing persamaan dapat membentuk respons spektra dipermukaan. Diantara persamaan untuk menentukan Csm dari T adalah berhubungan $T_0 = 0,2 T_s$ dan $T_s = SD1 / SDS$ dengan beberapa persyaratan untuk menentukan nilai Csm adalah sebagai berikut :

a. Jika $T < T_0$, Maka $Csm = (SDS - As) \times \frac{T}{T_0} + As$

b. Jika $T_s \geq T \geq T_0$, Maka $Csm = SDS$

c. Jika $T > T_s$, Maka $Csm = SD1 / T$

Dengan waktu getar alami struktur (T) menurut Bride Management System 2.4.7.1 (2.10) -on page 2-46 dirumuskan :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times Kp)]}$$

Dimana harus dihitung berdasarkan arah memanjang jembatan (X) dan arah melintang jembatan (Y) sebagai berikut :

- Arah Memanjang jembatan (X)
 - o Lebar Penampang (b) = 10 m -
 - o Tebal breast wall (h) = 1 m -
 - o Inersia penampang breast wall, I_c

$$= \frac{1}{3} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{3} \times 12 \times 1^3$$

$$= 4 \text{ m}^4$$
 - o Mutu beton, K-600 fc' = 0.83 x K/10

$$= 49,8 \text{ MPa}$$
 - o Modulus elastis beton, E_c = 4700 x $\sqrt{fc'}$

$$= 33167,48 \text{ MPa}$$
 - o E_c = 33167484,08 kPa
 - o Nilai Kekakuan struktur, K_p = 3x E_c x I_c / Lb^3

$$= 3000428,26 \text{ kN/m}$$
 - o Percepatan grafitasi, g = 9.81 m/det²
 - o Berat sendiri struktur atas (PMS)

$$= 3008,08 \text{ kN}$$
 - o Beban sendiri struktur bawah (PMS)

$$= 7345,6 \text{ kN}$$
 - o Berat Total (WTP = PMS atas + 0.5 PMS bawah)

$$= 6680,88 \text{ kN}$$
 - o T (arah X) = 2 x π x $\sqrt{[WTP / (g \times K_p)]}$

$$= 0,09 \text{ detik}$$
- Arah Melintang jembatan (Y)
 - o Lebar Penampang (b) = 10 m -
 - o Tebal breast wall (h) = 1 m -

- o Inersia penampang breast wall, I_c

$$= 1/3 \times b^3 \times h$$

$$= 1/3 \times 12^3 \times 1$$

$$= 576 \text{ m}^4$$
- o Mutu beton, K-600 f_c'

$$= 0.83 \times K/10$$

$$= 49,8 \text{ MPa}$$
- o Modulus elastis beton, E_c

$$= 4700 \times \sqrt{f_c'}$$

$$= 33167,48 \text{ MPa}$$
- o E_c

$$= 33167484,08$$

$$\text{kPa}$$
- o Nilai Kekakuan struktur, K_p

$$= 3 \times E_c \times I_c / L_b^3$$

$$= 432061669,23$$

$$\text{kN/m}$$
- o Percepatan grafitasi, g

$$= 9.81 \text{ m/det}^2$$
- o Berat sendiri struktur atas (PMS)
$$= 3008,08 \text{ kN}$$
- o Beban sendiri struktur bawah (PMS)
$$= 7345,6 \text{ kN}$$
- o Berat Total (WTP = PMS atas + 0.5 PMS bawah)
$$= 6680,88 \text{ kN}$$
- o T (arah X)
$$= 2 \times \pi \times \sqrt{[\text{WTP} / (g \times K_p)]}$$

$$= 0.01 \text{ detik}$$

Sehingga dapat dihitung masing-masing koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) dari kedua arah sebagai berikut :

- Arah memanjang jembatan (X) –
 - o $T_s = SD1 / SDS = 1,333 \text{ detik}$
 - o $T_0 = 0,2 T_s = 0,2667 \text{ detik}$
 - o T (arah X)
$$= 0,095 \text{ detik}$$

karena $T_0 < T_s$, maka

 - o $C_{sm} = (SDS - A) \times T/T_0 + A_s$

$$= (0,42 - 0,36) \times 0,095/0,2667 + 0,36$$

$$= 0,38$$
- Arah melintang jembatan (Y) –
 - o $T_s = SD1 / SDS = 1,333 \text{ detik}$
 - o $T_0 = 0,2 T_s = 0,2667 \text{ detik}$
 - o T (arah Y)
$$= 0,008 \text{ detik}$$

karena $T_0 < T_s$, maka

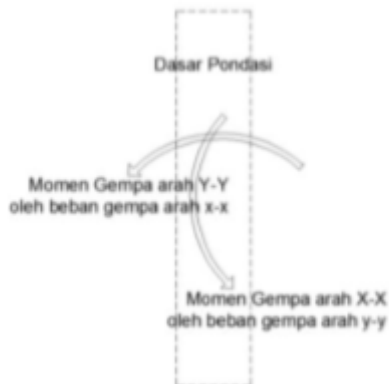
$$\begin{aligned}
 o \text{ Csm} &= (\text{SDS} - A) \times T/T0 + A_s \\
 &= (0,42 - 0,36) \times 0,008/0,2667 + 0,36 \\
 &= 0,36
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Gaya Gempa Horizontal Statis

Gaya gempa yang diperhitungkan ada 3 macam yaitu beban gempa dari struktur atas jembatan yang ditinjau oleh 2 arah, beban gempa dari struktur bawah jembatan yang ditinjau oleh 2 arah, dan beban tekanan tanah dinamis akibat gempa. Menurut RSNI 28332013 pasal 5.1 untuk struktur atas dan struktur bawah jembatan yang dirumuskan sebagai berikut :

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

Sementara untuk perhitungan beban tekanan tanah dinamis akibat gempa akan dibahas pada sub-bab selanjutnya. Berikut adalah skema beban yang terjadi :



Gambar 5.11 Skema beban gempa yang terjadi

3. Beban Gempa Struktur Atas Jembatan

Sudah dihitung pada poin-poin sub-bab 8.1 sebelumnya didapatkan nilai $R = 1.5$, nilai C_{sm} memanjang (x-x) jembatan =

0.607 detik, dan untuk nilai Csm melintang (y-y) jembatan = 0.3867 detik. Selanjutnya akan dihitung distribusi beban gempa pada struktur atas jembatan arah memanjang (X-X) yang menyebabkan momen arah (Y-Y) pada tabel berikut :

Tabel 5.7 Distribusi beban gempa pada struktur atas (memanjang)

Distribusi beban gempa					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
STRUKTUR ATAS					
Pms =	3008.08	764.65	8.20	1.00	6270.15

Sedangkan distribusi beban gempa pada struktur atas jembatan arah melintang (Y-Y) yang menyebabkan momen arah (X-X) pada tabel berikut :

Tabel 5.8 Distribusi beban gempa pada struktur atas (melintang)

Distribusi beban gempa pada abutment					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
STRUKTUR ATAS					
Pms =	3008.08	725.50	8.20	1.00	5949.10

4. Beban Gempa Struktur Bawah Jembatan

Sudah dihitung pada poin-poin sub-bab 8.1 sebelumnya didapatkan nilai $R = 1.5$, nilai Csm memanjang (x-x) jembatan = 0,38 detik, dan untuk nilai Csm melintang (y-y) jembatan = 0.36 detik. Selanjutnya akan dihitung distribusi beban gempa pada struktur bawah jembatan arah memanjang (X-X) yang menyebabkan momen arah (Y-Y) pada tabel berikut :

Tabel 5. 9 Distribusi beban gempa pada struktur bawah (memanjang)

Distribusi beban gempa arah x					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
ABUTMENT					
1	2304.00	585.67	0.50	1.00	292.84
2	1224.00	311.14	3.55	1.00	1104.55
3	150.00	38.13	1.17	1.00	44.48
4	150.00	38.13	1.17	1.00	44.48
5	156.00	39.66	4.92	1.00	194.97
6	249.60	63.45	5.65	1.00	358.48
7	288.00	73.21	7.65	1.00	560.05
TANAH					
1	1157.36	294.20	6.40	1.00	1882.88
2	408.48	103.84	2.00	1.00	207.67
3	110.63	28.12	4.83	1.00	135.92
4	663.78	168.73	3.00	1.00	506.20
5	106.38	27.04	1.33	1.00	36.05
WING WALL					
1	12.48	3.17	4.08	1.00	12.95
2	56.16	14.28	2.63	1.00	37.47
3	138.72	35.26	4.53	1.00	159.56
4	12.00	3.05	1.33	1.00	4.07
5	5.18	1.32	1.95	1.00	2.57
6	37.63	9.57	1.93	1.00	18.49
7	115.20	29.28	7.65	1.00	224.02
	Teq =	1867.25		Meq Y=	5827.72

Maka untuk distribusi beban gempa pada struktur bawah oleh akibat beban tanah, wingwall, dan Abutment adalah kumulatif dari ketiganya. Didapatkan distribusi beban gempa pada struktur bawah untuk arah memanjang adalah $Teq = 1867,25$ kN dan $Meq = 5827,72$ kN.m.

Sedangkan distribusi beban gempa pada struktur bawah jembatan arah melintang (Y-Y) yang menyebabkan momen arah (X-X) pada tabel berikut :

Tabel 5.10 Distribusi beban gempa pada struktur bawah (melintang)

Distribusi beban gempa pada abutment arah y					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
ABUTMENT					
1	2304.00	555.69	0.50	1.00	277.84
2	1224.00	295.21	3.55	1.00	1047.99
3	150.00	36.18	1.17	1.00	42.21
4	150.00	36.18	1.17	1.00	42.21
5	156.00	37.62	4.92	1.00	184.99
6	249.60	60.20	5.65	1.00	
7	288.00	69.46	7.65	1.00	
TANAH					
1	1157.36	279.14	6.40	1.00	1786.47
2	408.48	98.52	2.00	1.00	197.04
3	110.63	26.68	4.83	1.00	128.96
4	663.78	160.09	3.00	1.00	480.28
5	106.38	25.66	1.33	1.00	34.21
WING WALL					
1	12.48	3.01	4.08	1.00	12.29
2	56.16	13.54	2.63	1.00	35.56
3	138.72	33.46	4.53	1.00	151.39
4	12.00	2.89	1.33	1.00	3.86
5	5.18	1.25	1.95	1.00	2.44
7	37.63	9.08	1.93	1.00	17.55
8	115.20	27.78	7.65	1.00	212.55
	Teq =	1771.64		Meq X=	4657.82

Maka untuk distribusi beban gempa pada struktur bawah oleh akibat beban tanah, wingwall, dan Abutment adalah kumulatif dari ketiganya. Didapatkan distribusi beban gempa pada struktur bawah untuk arah melintang adalah $Teq = 1771,64$ kN dan $Meq = 4657,82$ kN.m.

- **Tekanan Tanah dan Tekanan Tanah Dinamis akibat Gempa**

Tabel 5.11 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

No	Tta	y	Mta
	(kN)	(m)	(kNm)
Aktif 1	287.76	4.10	1179.83
Aktif 2	1685.48	2.73	4606.97
Pasif	-201.21	0.33	-67.07
Tta=	1772.03	Mta=	5719.73

$$\begin{aligned} K_{a1} &= \tan(45 - (35/2))^2 \\ &= 0,27 \end{aligned}$$

$$\sigma_{v1} = 12,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{H1} &= 12,95 \times 0,27 \\ &= 3,51 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= 3,51 \times 8,2 \\ &= 28,78 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} TTA_1 &= 35,397 \times B_y \\ &= 35,397 \times 10 \\ &= 353,97 \end{aligned}$$

Tekanan Tanah dinamis didapatkan dengan perhitungan:

$$\begin{aligned} K_{aG} &= \frac{\cos^2(\phi - \emptyset)}{[\cos^2 \emptyset \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin \emptyset \cdot \sin(\phi - \emptyset)}}{\cos \emptyset} \right\}]} \\ &= 0,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta K_{aG} &= K_{aG} - K_a \\ &= 0,5 - 0,27 \\ &= 0,23 \end{aligned}$$

Gaya gempa lateral

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= \frac{1}{2} \times H^2 \times W_s \times \Delta K_a G \times B_a \\ &= 0,5 \times 8,2^2 \times 18,5 \times 0,23 \times 9 \\ &= 1265,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} y_{EQ} &= \frac{2}{3} H \\ &= \frac{2}{3} \times 8,2 \\ &= 5,47 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat gempa

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \times y_{EQ} \\ &= 6920,49 \text{ Kn.m} \end{aligned}$$

5.1.3 Kombinasi Pembebanan Pada Abutment

Menurut SNI-1725-2016 pasal 6.1 Beberapa kombinasi beban mempunyai probabilitas kejadian yang rendah dan jangka waktu yang pendek. Untuk kombinasi yang demikian maka tegangan yang berlebihan diperbolehkan berdasarkan prinsip tegangan kerja. Tegangan berlebihan yang diberikan adalah sebagai prosentase dari tegangan kerja yang diizinkan dijelaskan dalam tabel sebagai berikut

Tabel 5.12 Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja
(Sumber : SNI-1725-2016 pasal 6.1)

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap (beban mati, Mti + beban tanah, Tan)	x	x	x	x	x	x	x
Beban lalu lintas (beban hidup, Hdp)	x	x	x	x			x
Pengaruh temperature (Tmp)		x		x			
Arus/hanyutan/hidro/daya apung (Hdr)	x	x	x	x	x		
Beban angin (Ang)			x	x			
Pengaruh gempa (Gmp)					x		
Beban tumbukan (Tmb)							x
Beban selama pelaksanaan (Plk)						x	
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan	0%	25%	25%	40%	50%	30%	50%
Kenaikan daya dukung ijin yang dibolehkan	100%	125%	125%	140%	150%	130%	150%

Tabel 5.13 Rekap kombinasi Kuat I

Kombinasi Pembebanan I					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	792.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	7345.601	0.000	-5443.155
Beban Tanah	1772.031	0.000	0.000	0.000	5719.734
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Total	1841.156	0.000	12635.785	0.000	836.491

Tabel 5.14 Rekap Kombinasi Kuat II

Kombinasi Pembebanan 2					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	792.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	7345.601	0.000	-5443.155
Beban Tanah	1772.031	0.000	0.000	0.000	5719.734
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Temperatur					
Temperatur Perletakan	26.250	0.000	0.000	0.000	162.750
Total	1867.406	0.000	12635.785	0.000	999.241

Tabel 5.15 Rekap Kombinasi Kuat III

Kombinasi Pembebanan 3					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	792.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	7345.601	0.000	-5443.155
Beban Tanah	1772.031	0.000	0.000	0.000	5719.734
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Angin					
Angin dari str. Atas	0.000	121.275	0.000	913.605	0.000
Total	1841.156	121.275	12635.785	913.605	836.491

Tabel 5.16 Rekap kombinasi Kuat IV

Kombinasi Pembebanan 4					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	792.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	7345.601	0.000	-5443.155
Beban Tanah	1772.031	0.000	0.000	0.000	5719.734
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Temperatur					
Temperatur Perletakan	26.250	0.000	0.000	0.000	162.750
Angin					
Angin dari str. Atas	0.000	121.275	0.000	913.605	0.000
Total	1867.406	121.275	12635.785	913.605	999.241

Tabel 5.17 Rekap kombinasi Ekstrem I arah x

Kombinasi Pembebanan 5a (Arah X)					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	792.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	7345.601	0.000	-5443.155
Beban Tanah	1772.031	0.000	0.000	0.000	5719.734
Beban Gempa (x) + 30% Gempa (y)					
Beban Struktur Atas	764.652	217.650	0.000	1784.729	6270.149
Beban Struktur Bawah	1867.245	531.491	0.000	1397.347	5827.724
Beban Tanah	1265.943	0.000	0.000	0.000	6920.487
Total	5669.871	749.141	11145.685	3182.076	19294.939

Tabel 5.18 Rekap kombinasi Ekstrem I arah y

Kombinasi Pembebanan 5b (Arah Y)					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	792.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	7345.601	0.000	-5443.155
Beban Tanah	1772.031	0.000	0.000	0.000	5719.734
30%Beban Gempa (x) + Gempa (y)					
Beban Struktur Atas	229.396	725.500	0.000	5949.096	1881.045
Beban Struktur Bawah	560.174	1771.636	0.000	4657.823	1748.317
Beban Tanah	379.783	0.000	0.000	0.000	6920.487
Total	2941.383	2497.136	8137.601	10606.919	10826.428

Tabel 5.19 Rekap Hasil Kombinasi Pembebanan

Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan					
Kombinasi Pembebanan	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Kombinasi 1	1841.156	0.000	12635.785	0.000	836.491
Kombinasi 2	1867.406	0.000	12635.785	0.000	999.241
Kombinasi 3	1841.156	121.275	12635.785	913.605	836.491
Kombinasi 4	1867.406	121.275	12635.785	913.605	999.241
Kombinasi 5a	5669.871	749.141	11145.685	3182.076	19294.939
Kombinasi 5b	2941.383	2497.136	8137.601	10606.919	10826.428

5.1.4 Kontrol pada Abutment

- **Kontrol terhadap Geser**

$$-\Phi = 0^\circ$$

$$-C = 2 \text{ kPa}$$

$$-B_x = 8 \text{ m}$$

$$-B_y = 12 \text{ m}$$

-k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

-Tx = gaya penyebab geser

$$\begin{aligned}
 H &= C \times B \times L + \tan \Phi \times V \times (1 + k) \\
 &= 2 \times 8 \times 12 + \tan 0^\circ \times 12635,79 \times (1 + 0\%) \\
 &= 192
 \end{aligned}$$

Tabel 5.20 kontrol Geser

No	Kombinasi	K	VI (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kNm)		H	Terhadap Hx		Terhadap Hy	
				Hx	Hy	Mx	My		SF	Ket	SF	Ket
1	Kombinasi 1	0%	12635.79	1841.16	0.00	0.00	836.49	192.00	0.10	NOT OK		
2	Kombinasi 2	25%	12635.79	1867.41	0.00	0.00	999.24	192.00	0.10	NOT OK		
3	Kombinasi 3	25%	12635.79	1841.16	121.28	913.61	836.49	192.00	0.10	NOT OK	1.58	OK
4	Kombinasi 4	40%	12635.79	1867.41	121.28	913.61	999.24	192.00	0.10	NOT OK	1.58	OK
5	Kombinasi 5(a)	50%	11145.69	5669.87	749.14	3182.08	19294.94	192.00	0.03	NOT OK	0.26	NOT OK
6	Kombinasi 5(b)	50%	8137.60	2941.38	2497.14	10606.92	10826.43	192.00	0.07	NOT OK	0.08	NOT OK

- **Kontrol terhadap Ambles**

Dengan data sebaga berikut :

- Φ : 0°
- C : 2 kPa
- Bx : 8 m
- By : 12 m
- k : persen kelebihan beban yang diijinkan (%)
- Ty : gaya penyebab geser

Tabel 5.21 Penentuan N_c, N_ϕ, N_V

ϕ	N_c	N_ϕ	N_v	N_c/N_ϕ	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_ϕ	N_v	N_c/N_ϕ	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.96	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.34	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.99	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

$$A = B \times 12$$

$$= 8 \times 12$$

$$= 96 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma V}{A} + \frac{\Sigma M}{W}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma V}{A} - \frac{\Sigma M}{W}$$

$$\Sigma V = 1263,58 \text{ ton}$$

$$\Sigma M = 83,65 \text{ tonm}$$

$$I = \frac{1}{12} x l x b^3$$

$$= 1/12 \times 12 \times 8^3$$

$$= 512 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} W &= I / (0,5 \times B) \\ &= 512 / (0,5 \times 8) \\ &= 128 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\sigma_{max} = 13,82 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 12,51 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 5,14$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

Strip Foundation

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= \frac{2}{3} c N_c + q N_q' + 0,5 \gamma B N_\gamma \\ &= 8,703 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Kontrol :

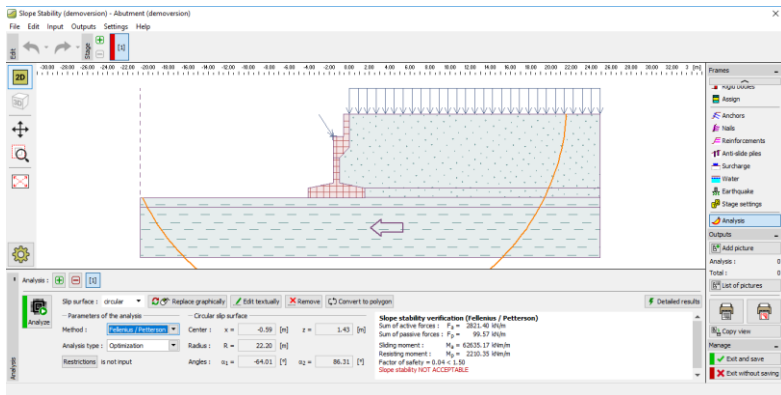
$$\begin{aligned} SF &= Q_{ult} / \sigma_{max} \\ &= 8,703 / 13,82 \\ &= 0,63 < 3 \text{ (NOT OK)} \end{aligned}$$

Maka dibutuhkan pondasi dalam tiang pancang.

Tabel 5.22 Kontrol Ambles

Komb. No.	k	V	Mx (tonm)	My (tonm)	A	W	σ max	SF	Keterangan
1	0%	1263.58	0.00	83.65	96.00	128.00	13.82	0.63	not ok
2	25%	1263.58	0.00	99.92	96.00	128.00	13.94	0.62	not ok
3	25%	1263.58	91.36	83.65	96.00	128.00	13.82	0.63	not ok
4	40%	1263.58	91.36	99.92	96.00	128.00	13.94	0.62	not ok
5	50%	1114.57	318.21	1929.49	96.00	128.00	26.68	0.33	not ok
6	50%	813.76	1060.69	1082.64	96.00	128.00	16.93	0.51	not ok

- Overall Stability



Gambar 5.12 Overall Stability Abutment

Karena hasil dari control overall stability diperoleh hasil yang NOT OK, maka dibutuhkan tiang pancang.

5.1.5 Perencanaan Tiang Pancang

- Material Tiang Pancang

Tiang pancang pada tugas ini menggunakan tiang pancang beton wika dengan pilihan spesifikasi sebagai berikut :

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION										
Concrete Compressive Strength $f'_c = 52 \text{ MPa}$ (Cubic: 600 kg/cm ³)										
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile** (m)
						Crack* (ton.m)	Break (ton.m)			
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6-16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6-17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6-18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6-19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6-20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6-20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6-21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6-22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6-23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6-24
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6-22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6-23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6-24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6-24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6-24

Gambar 5.13 Spesifikasi tiang pancang beton

Direncanakan penggunaan tiang pancang diameter 800 mm class C

- Daya Dukung Ijin Tiang Pancang

Perhitungan daya dukung ijin tiang pancang berdasarkan pada data tanah SPT dan rencana diameter tiang pancang dilakukan analisis daya dukung tanah dengan hasil dapat dilihat pada LAMPIRAN dan dengan contoh perhitungan sebagai berikut:

Spesifikasi tiang pancang yang dipakai:

Diameter Tiang = 800 mm

$f'_c = 52 \text{ Mpa}$

Data N-SPT pada kedalaman 19 m adalah:

N-SPT = 22

a) Koreksi terhadap muka air tanah

Dikarenakan jenis tanah pada kedalaman 19 m adalah lempung dan nilai N-SPT sebesar 22 (lebih dari 15), maka N_1 adalah 22

b) Koreksi terhadap tegangan overburden

$$P_o = 14,8 \text{ ton/m}^2$$

Karena nilai tegangan overburden efektif pada kedalaman 19 m lebih besar dari $7,5 \text{ t/m}^2$ maka nilai tersebut perlu dikoreksi berdasarkan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} N_2 &= \frac{4N_1}{3,25+0,1 \sigma'_{v0}} \\ &= \frac{4 \times 22}{3,25+0,1 \cdot 14,8} \\ &= 18,61 \end{aligned}$$

Dan perlu diingat bahwa nilai $N_2 < 2N_1$, apabila koreksi didapat nilai $N_2 > 2N_1$ maka nilai $N_2 = 2N_1$

- $N_1 = 22$
- $N_2 = 18,61$
- Jadi $18,61 < 2 \times 22$
- Maka $18,61 < 44 \dots$ (OK)

Karena nilai memenuhi syarat maka nilai N yang dipakai 18,61. Dan selanjutnya dapat dihitung nilai rata-rata N-SPT

$$\begin{aligned} \text{N rata-rata} &= (N_1 \text{ pakai} + N_2 \text{ pakai}) / 2 \\ &= (18,61 + 22) / 2 \\ &= 20,3 \end{aligned}$$

Dan dicari nilai N_i

$$4 \times \text{diameter ke bawah} = 4 \times 0,8 = 1,6$$

$$8 \times \text{diameter ke atas} = 8 \times 0,8 = 3,2$$

$$\text{Maka didapat nilai } N_i = 23,57$$

$$C_n \text{ Ujung} = 40 \times \text{N rata-rata}$$

$$= 40 \times 23,57$$

$$= 942,85$$

Untuk luasan tiang pancang, karena pada perhitungan ini menggunakan diameter 800 mm maka mencari luasan tiang (A ujung adalah)

$$\frac{1}{4} \pi d^2 = 0,25 \times 3,14 \times 0,8^2 = 0,50 \text{ m}^2$$

$$Q \text{ ujung} = C_n \text{ Ujung} \times A$$

$$Q \text{ ujung} = 473,93 \text{ Ton}$$

$$C_{ii} = N_i / 2$$

$$= 11,79$$

$$A_{si} = C_{ii} \times K \times \text{jarak selisih kedalaman}$$

$$= 11,79 \times 2,51 \times 0,25$$

$$= 7,41 \text{ ton}$$

$$\Sigma A_{si} = 130,4 \text{ ton}$$

$$P \text{ ujung} = \Sigma A_{si} + Q \text{ ujung}$$

$$= 130,4 + 473,93$$

$$= 604,33 \text{ ton}$$

Menghitung Nilai Q ijin

$$SF = 3$$

$$P_{ijin} = 604,33 / 3$$

$$P_{ijin} = 201,44 \text{ Ton}$$

- Konfigurasi Tiang Pancang

Direncanakan Tiang Pancang dengan data-data berikut :

Tabel 5.23 Konfigurasi Tiang Pancang

Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan						
Kombinasi Pembebanan	Gaya (kN)				Momen - X (kN.m)	Momen - Y (kN.m)
	Hx	Hx (kg)	Hy	V		
Kombinasi 1	2295.11	229511	0.00	12635.79	0.00	2167.79
Kombinasi 2	2321.36	232136	0.00	12635.79	0.00	2330.54
Kombinasi 3	2295.11	229511	121.28	12635.79	913.61	2167.79
Kombinasi 4	2321.36	232136	121.28	12635.79	913.61	2330.54
Kombinasi 5 (x)	6194.38	619438	749.14	11145.69	3182.08	21011.90
Kombinasi 5 (y)	3416.51	341651	2497.14	8137.60	10606.92	12543.39

$$V_{\max} = 11145,69 \text{ Kn}$$

$$H_{\max} = 6194,76 \text{ Kn}$$

Direncanakan:

Jumlah tiang pancang (k)

$$= m \times n$$

$$= 5 \times 4$$

$$= 20 \text{ buah}$$

Dengan jarak antar tiang pancang :

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

$$L = 12 \text{ m}$$

$$S_{\min} = 2.5D$$

$$= 2.5 \times 0.8$$

$$= 2 \text{ m}$$

Spakai kolom

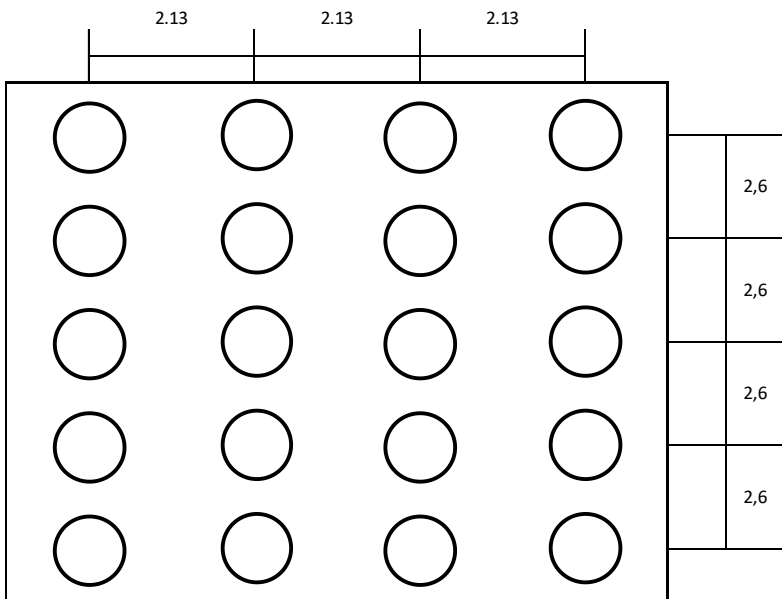
$$= \frac{L-(2D)}{(m-1)}$$

$$= 2,6 \text{ m}$$

Spakai baris

$$= \frac{L-(2D)}{(m-1)}$$

$$= 2,13 \text{ m}$$



Gambar 5.14 Tiang Pancang

Dengan jarak antar tiang ke tengah :

Tabel 5.24 Jarak Tiang pancang ke tengah

xi		yi	
k	S	K	S
B1	3.2	K1	5.2
B2	1.066666667	K2	2.6
B3	1.066666667	K3	0
B4	3.2	K4	2.6
		K5	5.2

Diperhitungkan rencana daya dukung tiang pancang yang dibutuhkan :

Tabel 5.25 Perhitungan P max dan P min

Kombinasi Pembebanan	V/k	Momen - Y (kN.m)	Momen - X (kN.m)	xi	yi	Σxi^2	Σyi^2
Kombinasi 1	631.78925	2167.79	0.00	3.2	5.2	113.78	270.4
Kombinasi 2	631.78925	2330.54	0.00	3.2	5.2	113.78	270.4
Kombinasi 3	631.78925	2167.79	913.61	3.2	5.2	113.78	270.4
Kombinasi 4	631.78925	2330.54	913.61	3.2	5.2	113.78	270.4
Kombinasi 5 (x)	557.28425	21011.90	3182.08	3.2	5.2	113.78	270.4
Kombinasi 5 (y)	406.88005	12543.39	10606.92	3.2	5.2	113.78	270.4

Kombinasi Pembebanan	My Xmax/ Σxi^2	Mx Y max/ Σyi^2	P max 1 tiang (KN)	Pmax (ton)	p min	k	Pijin tekan (ton)	Pijin tarik (ton)	Kontrol Tekan	Kontrol Tarik
Kombinasi 1	60.97	0.00	692.76	69.28	57.08	100%	130.11	-43.47	OK	OK
Kombinasi 2	65.55	0.00	697.34	69.73	70.78	125%	162.64	-54.33	OK	OK
Kombinasi 3	60.97	17.57	710.33	71.03	69.16	125%	162.64	-54.33	OK	OK
Kombinasi 4	65.55	17.57	714.90	71.49	76.81	140%	182.16	-60.85	OK	OK
Kombinasi 5 (x)	590.96	61.19	1209.44	120.94	-14.23	150%	195.17	-65.20	OK	OK
Kombinasi 5 (y)	352.78	203.98	963.64	96.36	-22.48	150%	195.17	-65.20	OK	OK

Kombinasi Pembebanan	X2	Y2	My X2/ Σxi^2	Mx Y2/ Σyi^2	P2 (kN)	P2 (ton)	Kontrol Tekan
Kombinasi 1	1.07	2.6	20.32	0.00	652.11	65.21	OK
Kombinasi 2	1.07	2.6	21.85	0.00	653.64	65.36	OK
Kombinasi 3	1.07	2.6	20.32	8.78	660.90	66.09	OK
Kombinasi 4	1.07	2.6	21.85	8.78	662.42	66.24	OK
Kombinasi 5 (x)	1.07	2.6	196.99	30.60	784.87	78.49	OK
Kombinasi 5 (y)	1.07	2.6	117.59	101.99	626.46	62.65	OK

Mencari efesiensi tiang pancang

$$\begin{aligned}
 - \text{Ef} &= 1 - \left(\frac{\text{arc tan}\left(\frac{D}{S}\right)}{90} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \times n} \\
 - \text{Ef} &= 1 - \left(\frac{\text{arc tan}\left(\frac{0.8}{2,13}\right)}{90} \right) \times \frac{(4-1)5 + (5-1)4}{5 \times 4} \\
 &= 0,646
 \end{aligned}$$

Dari material detentukan :

$$\begin{aligned}
 - \text{Pult tiang} &= 368,17 \text{ Ton} \\
 - \text{Pijin 1 tiang} &= \frac{368.17}{2} \\
 &= \frac{368.17}{2} \\
 &= 184,085 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Dicari dari perhitungan daya dukung tanah dengan Diameter 0.8 m didapatkan :

$$\begin{aligned}
 - \text{Kedalaman} &= 19 \text{ m} \\
 - \text{Pijin tanah 1 tiang (Tekan)} &= 201,44 \text{ ton} \\
 - \text{Pijin dalam group} &= \text{Pijin 1 tiang} \times \text{Ef} \\
 &= 201,44 \times 0,646 \\
 &= 130,115 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Kontrol Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 F_c' &= 52 \text{ MPa} \\
 E &= 33892.18 \text{ MPa} \\
 &= 338921.82 \text{ Kg/cm}^2 \\
 I_{\text{tiang}} &= 1527869,6 \text{ cm}^4 \\
 Q_u &= 2 \text{ Cu}
 \end{aligned}$$

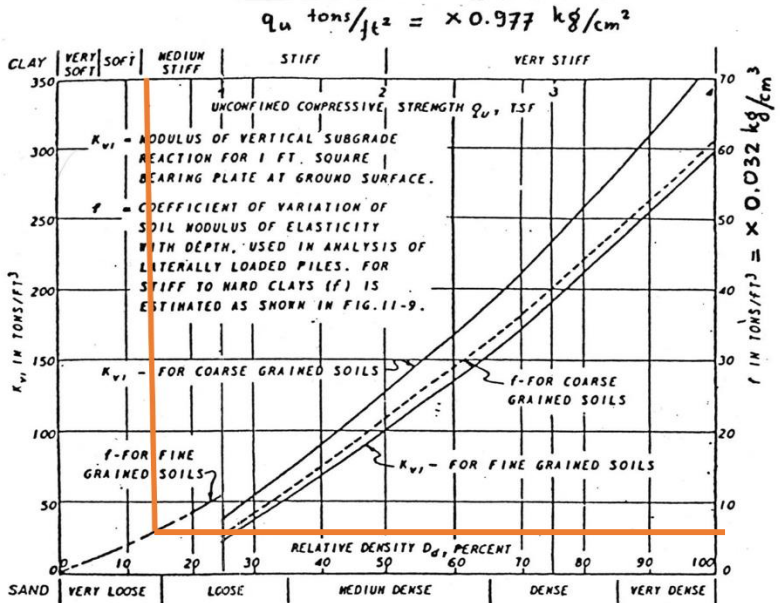
$$= 2 \times 2 \text{ tonm}^2 / 10$$

$$= 0,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = 6$$

$$= 6 \times 0,032$$

$$= 0,192 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 5.15 Grafik Nilai f

$$T = (E \times \frac{1}{f})^{1/5}$$

$$= (338921,82 \times \frac{1527869,6}{0.192})^{1/5}$$

$$= 306,3211037 \text{ cm}$$

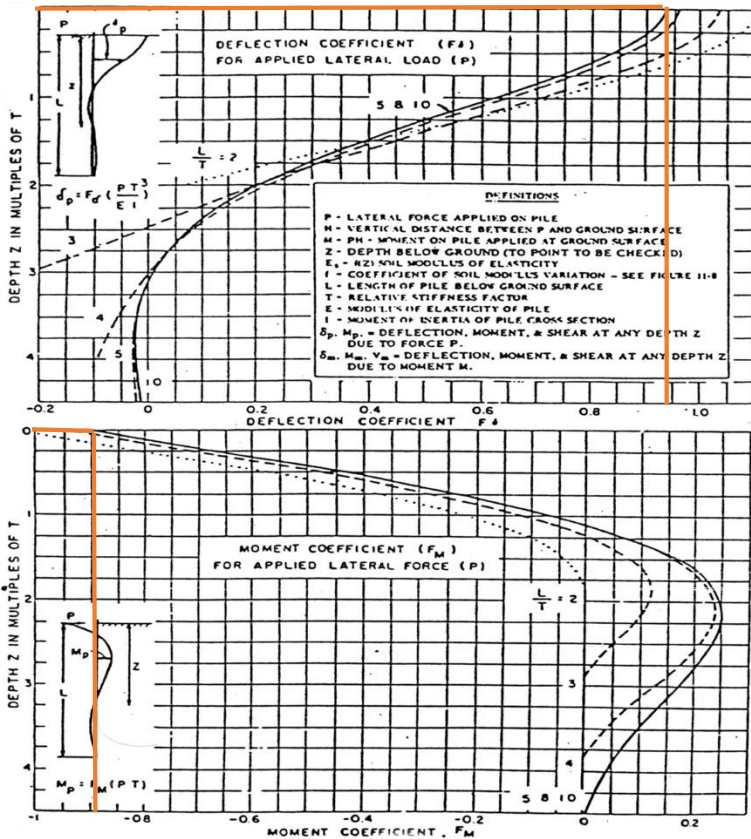
$$= 3,063211037 \text{ m}$$

Kedalaman (L) = 20 m

$$\frac{L}{T} = 6,529$$

$$Z = 0 \text{ m}$$

$$Fd = 0,94$$



Gambar 5.16 Grafik F_d dan F_m

$$\frac{P}{K} = \frac{Hx}{K}$$

$$= \frac{619437,759}{20}$$

$$= 30971,89 \text{ kg}$$

$$\delta_p = Fd \frac{PT^3}{EI}$$

$$= 0,94 \times \frac{30971,89 \times 306,32^3}{338921,81 \times 1527869,6}$$

$$\begin{aligned} &= 1,616 \text{ cm} \\ \delta_{\text{ijin}} &= 2,5 \text{ cm} \\ \delta &= 5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dengan syarat defleksi :

Menurut Mc Nulty dalam perencanaan pondasi tiang tidak diperbolehkan mengalami defleksi lateral terlalu besar. Jika kemiringan tiang terlalu besar , maka akan membahayakan stabilitas jangka bangunan yang didukungnya. Bangunan Gedung ,jembatan dan struktur2 lainnya,umumnya Gerakan lateral yang ditoleransi kan hanya berkisar 2,5 cm sampai 5 cm untuk gempa Dengan defleksi (δ_p) = 1,616 cm sehingga masih memenuhi persyaratan yang ada.

kontrol momen tiang pancang :

$$\begin{aligned} - z &= 0 \\ - f_m &= 0.88 \\ - M_p &= F_m \times P \times T \\ &= 0.88 \times 309,719 \times 3,063 \\ &= 834,886 \text{ KNm} \\ &= 83,489 \text{ Tonm} \\ - M_{\text{crack}} &= 65 \text{ Tonm (dari brosur)} \\ - M_{\text{crack gempa}} &= 65 \times 150\% \\ &= 97,5 \text{ Tonm} \\ M_{\text{crack}} &> M_p \quad (\text{Ok}) \end{aligned}$$

5.1.6 Penulangan Poer

- Momen dan Gaya Geser Ultimate Poer

Momen Ultimate yang terjadi dihitung di W1. Pada perhitungannya, digunakan program bantuan *Excel*. Berikut ini adalah tabel perhitungannya

Tabel 5.26 Momen Ultimate Poer

Kode	Parameter Beban Bagian Beton				Volume	Berat	Lengan	Momen	Momen	Momen/2,1 m
	b	h	Panjang	Shape	(m ³)	(kg)	x _w (m)	(kgm)	(kNm)	(kNm)
W1	2.50	1.00	12.00	1	30.00	72000	1.25	90000	900	157.5
W2	2.50	0.50	10.00	0.5	6.25	15000	0.833333	12500	125	21.875
						87000		102500	1025	179.375

Kode	Reaksi tiang pancang per 2,1 m		Lengan	Momen
	kN		x _w (m)	(kNm)
P1	1209.44		2.7	3265.5
P2	784.87		0.5667	444.76
			M _s =	3710.2

$$\begin{aligned} \text{Momen Total} &= 3710,2 - 179,375 \\ &= 3530,865 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor beban Ultimate (K)} = 1,3$$

$$\text{Mus} = K \times M_s = 4590,124 \text{ kNm}$$

$$\frac{\text{Mur}}{\text{meter lebar}} = \frac{\text{Mur}}{L \text{ pile cap}} = 2185,774 \text{ kNm}$$

$$\text{- b} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{- h} = 1 \text{ m}$$

$$\text{- Shape} = 1$$

$$\text{- Panjang} = 12 \text{ m}$$

$$\text{- Volume} = b \times h \times \text{Lebar} \times \text{Shape}$$

$$= 2,5 \times 1 \times 12 \times 1$$

$$= 30 \text{ m}^3$$

- Berat (W_s) = Volume x Berat volume
= $30 \times 24000 = 72000$ kg
- Lengan (X_w) = $h/2$
= $2,5/2$
= 1,25 m
- Momen (M_s) = Berat x Lengan
= 72000×1.25
= 90000 kgm

- **Tulangan Lentur Poer**

Contoh Perhitungan:

- μ = 2185,774 kNm
- f_c' = 30 Mpa
- f_y tulangan = 290 Mpa
- E Tulangan = 200000 Mpa
- Tebal pile cap (h) = 1500 mm
- Selimut beton (d') = 75 mm
- Diameter = 30 mm
- B1 = 0,85
- Tinggi manfaat (d) = 1412,5 mm

$$r_b = \frac{B1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{(600+f_y)}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{290} \times \frac{600}{(600+290)}$$

$$= 0,0504$$

$$\begin{aligned} r \text{ max} &= 0,75 \text{ rb} \\ &= 0,0378 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times fc'} \\ &= \frac{290}{(25,5)} \\ &= 11,37 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu/f}{b \times d^2} \\ &= \frac{2732216888}{10000 \times 1995156,3} \\ &= 1,369 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}}\right) \\ &= 0,0049 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_{\text{min}} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{(290)} \\ &= 0,00483 \end{aligned}$$

Karena $R_{\text{min}} < R_{\text{perlu}}$,

maka digunakan $r_{\text{perlu}} = 0,0049$

Maka luas tulangan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= r \times b \times d \\ &= 0,0049 \times 10000 \times 1412,5 \end{aligned}$$

$$= 6859,461 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan baut

$$D = 30 \text{ mm}$$

$$A_b = 706,858 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang digunakan

$$s = \frac{A_b \times b}{A_s \text{ Perlu}}$$

$$= \frac{706,858 \times 1000}{6859,46}$$

$$= 103,049 \text{ mm}$$

digunakan jarak tulangan = 100 mm

- **Tulangan Bagi Poer**

Untuk tulangan bagi digunakan 20% dari tulangan pokok

$$A_s' \text{ perlu} = 20\% \times 6859,461$$

$$= 1371,89 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan baut

$$D = 19 \text{ mm}$$

$$A_b = 283,53 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang digunakan

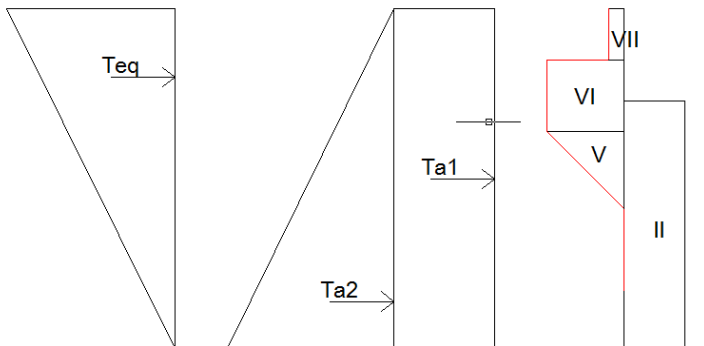
$$s = \frac{A_b \times b}{A_s \text{ Perlu}}$$

$$= \frac{283,53 \times 1000}{1371,89}$$

$$= 206,67 \text{ mm}$$

digunakan jarak tulangan = 200 mm

5.1.7 Penulangan BreastWall



Gambar 5.17 Penulangan Breastwall

1) Akibat Beban Sendiri dan struktur atas

Tabel 5.27 Beban sendiri struktur atas untuk penulangan breastwall

Kode.	b	H	Shape	Berat (kN)
II	1.00	5.10	1.00	1224
V	1.30	1.00	0.5	156
VI	1.30	0.80	1	249.6
VII	0.60	2.00	1	288
Struktur Atas				3008.08
Pms				4925.684

2) Tekanan Tanah

Tabel 5.28 Tekanan Tanah Penulangan Breastwall

Jenis Beban	Tta (kN)	Lengan (m)	Mta (kNm)
T1	220.15	2.55	561.38
T2	801.98	1.70	1363.36
Hta=	1022.13	Mta=	1924.74

3) Tekanan Gempa

$$K_h = 0,25$$

Tabel 5.29 Tekanan Gempa

Kode	Berat (kN)	Teq (kN)	Lengan(m)	Momen (kNm)
Struktur Atas	3008.084	764.6524	5.1	3899.727036
II	1224	311.1397	2.55	793.4063497
V	156	39.65507	3.566667	141.4364004
VI	249.6	63.4481	4.3	272.8268509
VII	288	73.20935	5.7	417.293305
	Peq=	1252.105	Meq=	5524.689942

4) Tekanan Tanah Dinamis

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi - \emptyset)}{[\cos^2 \emptyset \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin \emptyset \cdot \sin(\phi - \emptyset)}}{\cos \emptyset} \right\}]}$$

$$= 0,718$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a$$

$$= 0,718 - 0,33$$

$$= 0,384$$

Gaya gempa lateral

$$\begin{aligned}
 T_{EQ} &= \frac{1}{2} \times H^2 \times W_s \times \Delta K_a G \times B_a \\
 &= 0,5 \times 5,1^2 \times 18,5 \times 0,384 \times 10 \\
 &= 924,98 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned}
 y_{EQ} &= \frac{2}{3} H \\
 &= \frac{2}{3} \times 5,1 \\
 &= 3,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat gempa

$$\begin{aligned}
 M_{EQ} &= T_{EQ} \times y_{EQ} \\
 &= 3144,93 \text{ Kn.m}
 \end{aligned}$$

5) Rekap Beban Ultimate

Tabel 5.30 Rekap Beban Ultimate

Beban	Ku	H (kN)	M (kNm)
Tek. Tanah	1.25	1277.656	2405.925
Beban Gempa	1	1252.105	5524.69
Tek Tanah Dinamis	1	924.9797	3144.931
Total		3454.741	11075.55

PENULANGAN

- Mutu beton, f'_c = 30 Mpa
- Mutu baja, BJ = 50
- Momen, Mu = 11075,55 tm
- Decking, d' = 75 mm
- Tinggi efektif, d = 925 mm

- Dx = 885 mm
- Bi = 0,85
- Ø utama = 30 mm
- Ø hohizontal = 25 mm

$$PB = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} - \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,0504$$

$$P \text{ max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,0378$$

$$P \text{ min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= 0,0048$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= 13844,43 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b_y \times d^2}$$

$$= 1,7676$$

$$P \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= 0,00632$$

P perlu > ρ_{min}

Dipakai ρ perlu 0,00632

$$A_s \text{ perlu} = 56548,67 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan

$$= 80 \text{ D30}$$

$$A_s \text{ pakai} = 56548,67 \text{ mm}^2$$

jarak = 125 mm

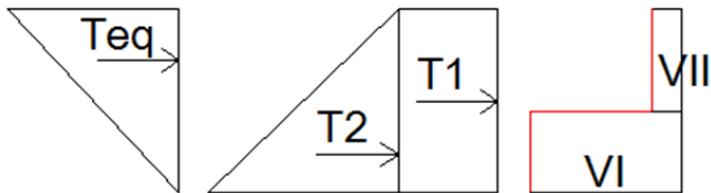
Tulangan susut = 11190,902 mm²

Maka dipakai tulangan = 23 D25

As pakai = 11290,1 mm²

Jarak = 220 mm

5.1.8 Penulangan BackWall



Gambar 5.18 Penulangan Backwall

1) *Beban Tanah*

Tabel 5.31 Beban tanah untuk penulangan backwall

Jenis Beban	Tta (kN)	Lengan (m)	Mta (kNm)
T1	120.87	1.40	169.21
T2	241.73	0.93	225.62
Hta=	362.6	Mta=	394.8311

2) *Beban Gempa*

Kh = 0,212

Tabel 5.32 Beban Gempa penulangan backwall

Kode	Berat (kN)	Teq (kN)	Lengan(m)	Momen (kNm)
VI	249.6	53.02904	0.4	21.21161668
VII	288	61.18736	1.8	110.1372404
	Peq=	114.2164	Meq=	131.3488571

3) Tekanan Tanah Dinamis

$$K_aG = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{[\cos^2 \theta \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin \theta \cdot \sin(\phi - \theta)}}{\cos \theta} \right\}]}$$

$$= 0,932$$

$$\Delta K_aG = K_aG - K_a$$

$$= 0,923 - 0,33$$

$$= 0,599$$

Gaya gempa lateral

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \times H^2 \times W_s \times \Delta K_aG \times B_a$$

$$= 0,5 \times 2,8^2 \times 18,5 \times 0,33 \times 10$$

$$= 434,47 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi

$$y_{EQ} = \frac{2}{3} H$$

$$= \frac{2}{3} \times 2,8$$

$$= 1,87 \text{ m}$$

Momen akibat gempa

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times y_{EQ}$$

$$= 811,01 \text{ Kn.m}$$

4) Rekap Beban Ultimate

Tabel 5.33 Rekap Beban Ultimate

Beban	Ku	H (kN)	M (kNm)
Tek. Tanah	1.25	453.25	493.5389
Beban Gempa	1	114.2164	131.3489
Tek Tanah Dinamis	1	434.4703	811.0111
Total		1001.937	1435.899

PENULANGAN

- Mutu beton, $f'c$ = 30 Mpa
- Mutu baja, BJ = 50
- Momen, M_u = 1435,89 tm
- Decking, d' = 50 mm
- Tinggi efektif, d = 550 mm
- D_x = 519 mm
- B_i = 0,85
- \emptyset utama = 22 mm
- \emptyset hohizontal = 20 mm

$$PB = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} - \frac{600}{600+f_y}$$

$$= 0,0504$$

$$P \text{ max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,0378$$

90

$$\begin{aligned} P \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= 0,0048 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\theta} \\ &= 1794,87 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu}{b_y \times d^2} \\ &= 0,66 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f_c}} \right) \\ &= 0,0023 \end{aligned}$$

$P \text{ perlu} > p_{\text{min}}$

Dipakai $\rho \text{ min } 0,0048$

$$\text{As perlu} = 25055,17 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan

$$= 70 \text{ D22}$$

$$\text{As pakai} = 26609,29 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak} = 140 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan susut} = 7015,45 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan = 23 D20

$$\text{As pakai} = 7225,66 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak} = 120 \text{ mm}$$

5.2. Perencanaan Abutment Jembatan Konvensional pada Tanah Keras

Dalam sub bab ini akan direncanakan Jembatan Konvensional pada tanah yang keras. Data tanah yang digunakan dalam perhitungan dapat dilihat pada Lampiran.

5.2.1 Data Perencanaan

Data perencanaan abutment konvensional pada tanah lunak

- Panjang girder (L) = 40 m
- Tinggi girder (hb) = 1,7 m
- Lebar jalan (b) = 9 m
- Tebal plat lantai jembatan (ts) = 0,25 m
- Tebal lapisan aspal = 0,05 m
- Lebar abutment (B) = 10 m
- Tinggi abutment = 8,2 m

Data Timbunan

- Berat volume (γ_t) = 1,85 t/m³
- Sudut geser (Φ) = 35 °
- Kohesi (c) = 0,63 t/m²

5.2.2 Pembebanan

Perhitungan pembebanan untuk jembatan berdasarkan SNI 8460-2017, dan SNI 1725-2016. Asumsi tanda (+) adalah moment yang menggulingkan ke arah sungai dan tanda (-) sebaliknya. Hasil perhitungan pembebanan untuk abutment jembatan sebagai berikut:

- Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri yang bekerja pada abutment jembatan ada dua macam yaitu berat sendiri struktur atas dan berat sendiri struktur bawah.

- **Berat Sendiri Struktur Atas**

Berat sendiri struktur atas terdiri dari slab, aspal, railing & PJU, trotoar, PCI Girder, balok diafragma, dan air hujan . Hasil perhitungan berat sendiri struktur atas jembatan adalah sebagai berikut :

Berat balok girder (PCI H-125) :

- Panjang Girder (L) = 40 m
- Lebar Jembatan (B) = 9 m
- Tebal Pelat (t) = 0,25 m
- Berat jenis beton (Wc) = 23.2 kN/m³
- Wbalok = $B \times t \times L \times n \times Wc$
 $= 9 \times 0,25 \times 40 \times 1 \times 23,2 \text{ kN/m}^3$
 $= 2088 \text{ kN}$

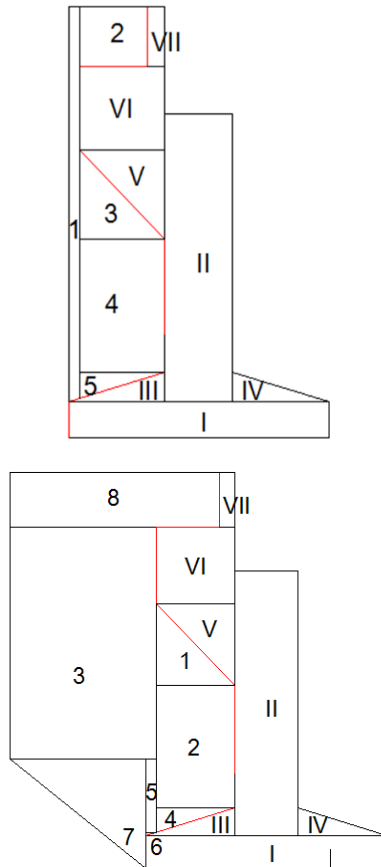
Perhitungan berat sendiri struktur atas dapat dilihat pada **Tabel 5.34**

Tabel 5. 34 Perhitungan pembebanan struktur atas jembatan

Beban	Parameter Volume				Berat/ balok	Satuan	Reaksi (kN)
	B (m)	t (m)	L (m)	n			
Plat Beton	9.00	0.25	40.00	1.00	23.20	kN/m ³	2088.00
Balok Memanjang			40.00	5.00	19.49	kN	3898.94
Balok melintang (diafragma)				7.00	4.18	kN	29.23
$P_{ms} =$							6016.17
						Reaksi per abutment=	3008.08

- **Berat Sendiri Struktur Bawah**

Beban akibat berat sendiri struktur bawah jembatan terdiri dari berat sendiri dari abutment. Abutment memiliki tinggi 8,2 m dan lebar 10 m serta tebal wing wall 0.8 m. Gambar perencanaan abutment dan skema pembebanan dapat dilihat pada Gambar 5.19



Gambar 5. 19 Skema pembebanan pada abutment
Perhitungan berat sendiri struktur bawah dapat dilihat pada
Tabel 5.35.

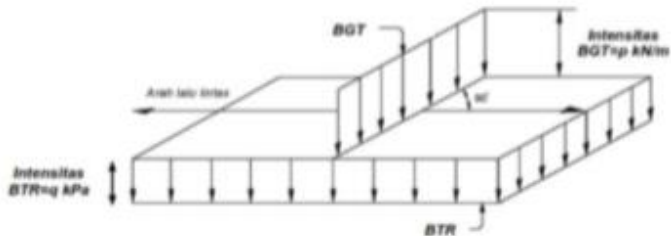
Tabel 5. 35 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah

Bidang	b (m)	h (m)	l (m)	Bentuk	Lengan (m)	arah	Berat (Kg)	Momen X (Kgm)	Momen X (KNm)
ABUTMENT									
I	7.5	1.0	10.0	1.0	0.0	0.0	180000.0	0.0	0.0
II	1.0	5.1	10.0	1.0	0.0	-1.0	122400.0	0.0	0.0
III	2.5	0.5	10.0	0.5	1.3	-1.0	15000.0	-20000.0	-200.0
IV	2.5	0.5	10.0	0.5	2.1	1.0	15000.0	31250.0	312.5
V	1.3	1.0	10.0	0.5	0.9	-1.0	15600.0	-14560.0	-145.6
VI	1.3	0.8	10.0	1.0	1.2	-1.0	24960.0	-28704.0	-287.0
VII	0.6	2.0	10.0	1.0	0.8	-1.0	28800.0	-23040.0	-230.4
TANAH									
1	1.0	6.8	9.2	1.0	1.6	-1.0	115736.0	-185177.6	-1851.8
2	1.2	2.0	9.2	1.0	2.4	-1.0	40848.0	-98035.2	-980.4
3	1.3	1.0	9.2	0.5	1.4	-1.0	11063.0	-15119.4	-151.2
4	1.3	3.0	9.2	1.0	1.2	-1.0	66378.0	-76334.7	-763.3
5	2.5	0.5	9.2	0.5	2.2	-1.0	10637.5	-23047.9	-230.5
WINGWALL									
1	1.3	1.0	0.8	0.5	1.4	-1.0	1248.0	-1705.6	-17.1
2	1.3	2.3	0.8	1.0	1.2	-1.0	5616.0	-6458.4	-64.6
3	1.7	4.3	0.8	1.0	2.7	-1.0	13872.0	-36760.8	-367.6
4	2.5	0.5	0.8	0.5	2.2	-1.0	1200.0	-2600.0	-26.0
5	0.3	0.9	0.8	1.0	2.0	-1.0	518.4	-1010.9	-10.1
6	1.4	1.4	0.8	1.0	4.2	-1.0	3763.2	-15868.2	-158.7
7	3.0	2.0	0.8	1.0	2.6	-1.0	11520.0	-29952.0	-299.5
							684160.10	TOTAL=	-5471.25

- Beban Lajur “D” (TD)

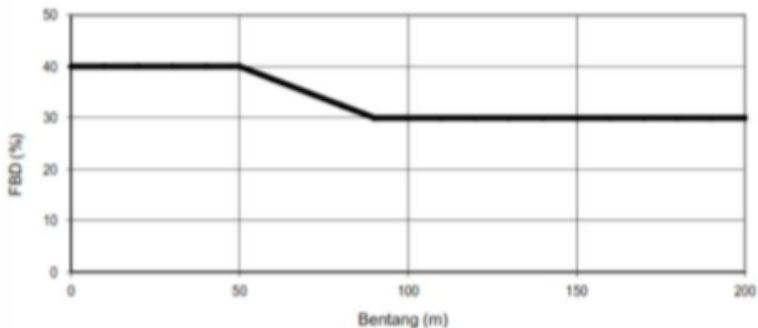
Beban kendaraan yang berupa beban lajur "D" terdiri dari 2 macam beban yaitu beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Menurut SNI 1725-2016 pas al 8.3.1 BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya q tergantung pada panjang total jembatan (L) yang dibebani lalu lintas dengan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

- $q = 9,0$ kPa, untuk $L \leq 30$ m
- $q = 9,0 \times (0.5 + 15 / L)$ kPa, untuk $L > 30$ m



Gambar 5.20 Sketsa beban lajur “D”
(sumber : SNI 1725:2016 ps.8.3.1)

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m. BGT memiliki faktor beban dinamis (FBD) yang bergantung pada bentang jembatan. Faktor beban dinamis untuk BGT diambil sebagai berikut



Gambar 5. 21 Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D”
(sumber : SNI 1725:2016 ps.8.6)

Menurut SNI 1725-2016 pasal 8.3.3, Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal itu dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur “D” tersebar

pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai. Dihitung beban lajur “D” dengan data sebagai berikut :

- Bentang Jembatan, (L) = 40 m
- Lebar Jembatan = 9 m
- Lebar Trotoar = 1 m
- Beban Terbagi Rata (BTR) = $9 \times (0,5 + 15/40)$
= 7,88 kN/m² (untuk L ≥ 30 m)
- Beban Garis Terpusat, (BGT) = 49 KN/m
- FBD BGT untuk $L \leq 30$ m = 40 %
- Jumlah lajur = 2

Maka selanjutnya dapat dihitung :

$$\begin{aligned} \text{Beban Garis} &= q \cdot \lambda \\ &= 40 \times 7 \\ &= 280 \text{ KN/m} \\ \text{Wtd} &= q \times \text{Panjang Jembatan} \times \text{Lebar Jalan} \\ &= 7,88 \times 40 \times 7 \\ &= 2205 \text{ kN} \\ \text{Ptd} &= (0,5 \times \text{Wtd}) + \text{beban garis} \\ &= (0,5 \times 2205) + 280 \\ &= 1382,5 \text{ kN} \\ \text{Luas Trotoar} &= \text{Jumlah Trotoar} \times \text{Lebar Trotoar} \times \\ &\quad \text{Panjang Jalan} \\ &= 2 \times 1 \times 40 \\ &= 80 \text{ m}^2 \\ q \text{ (Untuk } 10\text{m}^2 \leq A \\ &\leq 100\text{m}^2) &= 5 - (0,033 \times (80 - 10)) \\ &= 2,69 \text{ kPa} \\ \text{P TP} &= A \times q \\ &= 80 \times 2,69 \\ &= 215,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{TP/2} &= 215,2 / 2 \\
 &= 107,6 \\
 \text{VTD pada 1 abutment} &= P_{td} + P_{TP/2} \\
 &= 1490,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas perletakan terhadap titik pusat O poer = - 0.1 m
 Momen pada fondasi akibat beban lajur "D",

$$\begin{aligned}
 \text{MTD} &= \text{VTD} \times e \\
 &= 1367,6 \text{ kN} \times 0 \\
 &= 0 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- **Gaya Rem (TB)**

Bekerjanya gaya- gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurus lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas, tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Besar gaya rem pada jembatan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 &5\% \text{ dari beban lajur D} \\
 &= 0,05 \times 1382,5 \text{ kN} \\
 &= 69,13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Lengan terhadap titik putar pondasi (ya)} \\
 &= 8,1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Momen akibat gaya rem (MTb)} \\
 &= \text{TB} \times \text{ya} \\
 &= 69,13 \times 8,1 \\
 &= 559,91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- **Perhitungan Temperatur (ET)**

Menurut SNI 1725-2016 pasal 9.3.1 Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum

dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan. Seperti ditabelkan sebagai berikut :

Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-rata Minimum (1)	Temperatur Jembatan Rata-rata Maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	45°C

Gambar 5. 22 Temperatur jembatan rata-rata nominal
(sumber : SNI 1725:2016 ps.9.3.1.1)

Sifat oleh masing-masing komponen bahan jembatan sangat berbeda-beda menerima beban temperatur seperti dijelaskan menurut SNI 1725-2016 pasal 9.3.11 ditabelkan berikut :

Bahan	Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu	Modulus Elastisitas MPa
Baja	12×10^{-6} per °C	200.000
Beton:		
Kuat tekan <30 MPa	10×10^{-6} per °C	25.000
Kuat tekan >30 MPa	11×10^{-6} per °C	34.000
Aluminium	24×10^{-6} per °C	70.000

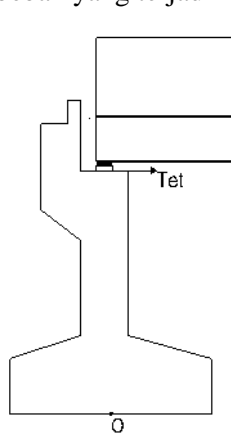
Gambar 5.23 Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur
(sumber : SNI 1725:2016 ps.9.3.1.1)

Maka dapat dihitung beban akibat temperatur adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Temperatur rata-rata min, (Tmin)} &= 15 \text{ }^{\circ}\text{C} \\
 \text{Temperatur rata-rata max, (Tmax)} &= 40 \text{ }^{\circ}\text{C} \\
 \text{Perbedaan temperatur, } (\Delta T) &= (\text{Tmax} - \text{Tmin}) \\
 &= (40 - 15) \\
 &= 25 \text{ }^{\circ}\text{C} \\
 \text{Koefisien muai FRP, } (\beta) &= 0,00001 / \text{ }^{\circ}\text{C} \\
 \text{Jumlah Girder} &= 7 \\
 \text{Panjang Girder} &= 40 \text{ m} \\
 \text{Kekakuan geser untuk elastomer, (k)} &= 1500 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi, (YET) = 6,2 m

Berikut adalah sketsa beban yang terjadi



Gambar 5. 24 Sketsa gaya akibat temperatur yang terjadi

$$\begin{aligned}
 \text{TET abutment} &= \beta \times \Delta T \times k \times (L/2) \times n \\
 &= 0,00001 \times 25 \times 1500 \times (40/2) \times 7 \\
 &= 26,25 \text{ kN} \\
 \text{MET abutment} &= \text{TET} \times \text{YET} \\
 &= 26,25 \times 6,2 \\
 &= 162,75 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- **Beban Angin (EW)**

Besarnya gaya horizontal akibat pengaruh angin berdasarkan RSNI T- 02- 2005 ps.7.6, beban angina harus dihitung pada dua kondisi yaitu:

$$\begin{aligned}
 \text{Tew1} &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\
 &= 0,0006 \times 1,375 \times 35^2 \times 80 \\
 &= 80,85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tew2} = 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \times L \times 2$$

$$= 0,0012 \times 1,375 \times 35^2 \times 40 \times 2$$

$$= 161,7 \text{ kN}$$

$$\text{Tew per Tumpuan} = \text{Tew1} + \text{Tew2}$$

$$= 80,85 + 161,7$$

$$= 121,28$$

$$\text{Mew} = \text{Tew1} \times y1 + \text{Tew2} \times y2$$

$$= 80,85 \times 6,2 + 161,7 \times 8,2$$

$$= 913,61$$

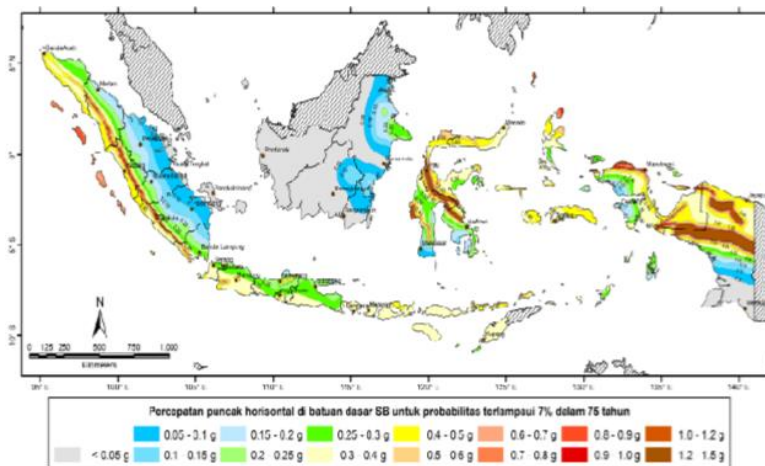
- **Perhitungan Beban Gempa (EQ)**

1. Perhitungan Koefisien Gempa Horizontal

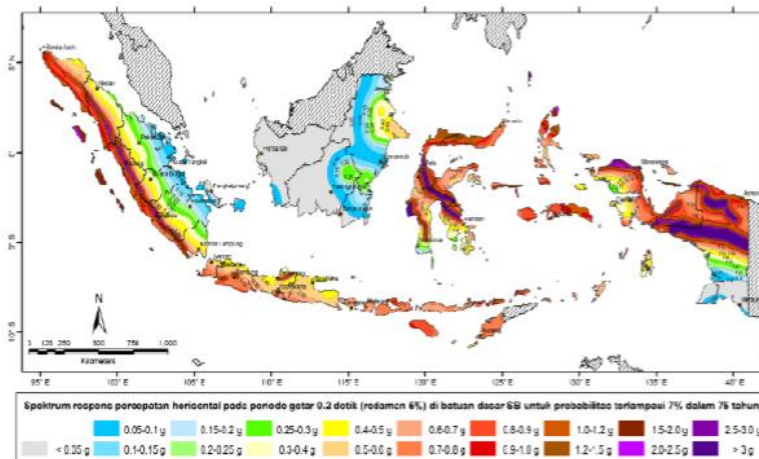
Berikut adalah prosedur dalam perhitungan koefisien gempa menurut RSNI 2833-2013

a. Mencari nilai zonasi pada peta gempa.

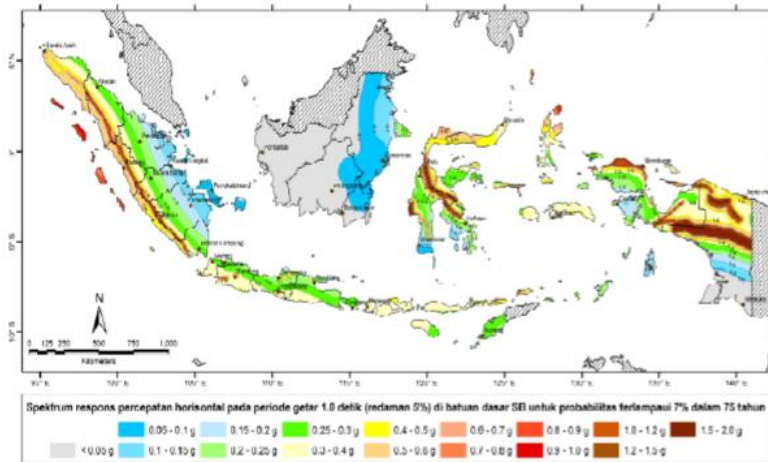
Berdasarkan SNI 2833-2013 pasal 5.2.1 maka dipakai level hazard (potensi bahaya) gempa 1000 tahun dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Selanjutnya dicari nilai PGA, Ss, dan S1 berdasarkan Gambar 5.25, 5.26, dan 5.27 sebagai berikut :



Gambar 5. 25 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (sumber : RSNi 2833-2013 pasal 5.2.1)



Gambar 5. 26 Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (sumber : RSNi 2833-2013 pasal 5.2.1)



Gambar 5. 27 Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (sumber : RSNI 2833-2013 pasal 5.2.1)

Dari peta zonasi gempa tersebut untuk lokasi wilayah Surabaya didapatkan nilai sebagai berikut :

PGA (percepatan puncak batuan dasar) = 0,35

Ss (Respons spektra untuk 0,2 detik) = 0,7

S1 (Respons Spektra untuk 1 detik) = 0,28

b. Menentukan Pengaruh situs

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.3.1 Klasifikasi situs pada pasal ini ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium dan ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 5. 36 Kelas Situs
(sumber : RSNI 2833:2013 ps.5.3.1)

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	N	s_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq s_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut :			
<ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $s_u < 25$ kPa 			

c. Menentukan faktor situs

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.3.2 untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi pada periode nol detik, periode pendek ($T=0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (FPGA), faktor amplifikasi periode pendek (Fa) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (Fv). Tabel 5.39 dan Tabel 5.40 memberikan nilai-nilai FPGA, Fa, dan Fv untuk berbagai klasifikasi jenis tanah berikut :

Tabel 5. 37 Faktor amplifikasi untuk periode 0 & 0,2 detik
(FPGA/Fa)

(sumber : RSNI 2833:2013 ps.5.3.2)

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

Tabel 5.38 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)

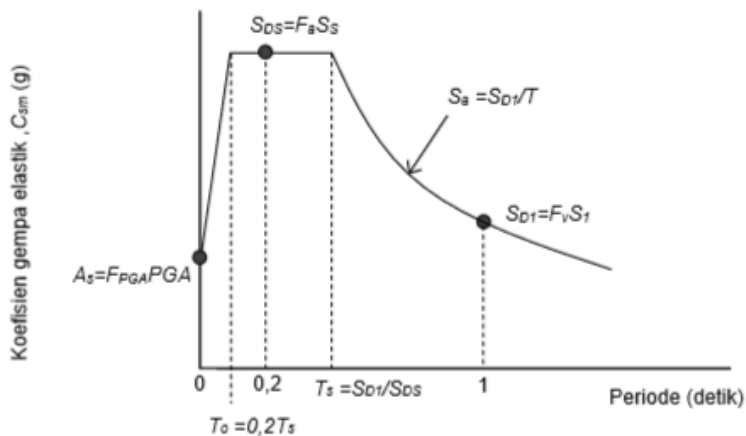
(sumber : RSNI 2833:2013 ps.5.3.2)

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

Sehingga untuk nilai PGA = 0,35, S_s = 0,7, FA = 01.
Sedangkan untuk S₁ = 0,28 didapatkan FV = 1.

d. Menentukan Respons Spektrum Rencana

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.4.1 Respons spektra adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum dari system berderajat-kebebasan-tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respons spektra dibuat dalam bentuk respons spektra yang sudah disederhanakan. Seperti dijelaskan pada gambar berikut :



Gambar 5. 28 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah (sumber : RSNI 2833-2013 pasal 5.4.1)

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 (tiga) nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2010 (PGA, S_s dan S_1), serta nilai faktor amplifikasi F_{PGA} , F_a , dan F_v . Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

- SMS = $F_a \times S_s$
= $1 \times 0,7$
= $0,7$
- SM1 = $F_v \times S_1$
= $1 \times 0,28$
= $0,28$
- SDS = $\frac{2}{3} \times SMS$
= $\frac{2}{3} \times 0,7$
= $0,56$
- SD1 = $\frac{2}{3} \times SM1$
= $\frac{2}{3} \times 0,28$
= $0,19$

e. Menentukan Faktor modifikasi respon (R)

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.7 Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan Tabel 5.37 berikut :

Tabel 5. 39 Faktor modifikasi respons untuk bangunan bawah
(sumber : RSNI 2833:2013 ps.5.7.1)

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Berdasarkan Tabel dipilih bangunan bawah “pilar tipe dinding” dengan kategori kepentingan “penting” maka $R = 1,5$.

f. Menentukan Koefisien respons gempa elastic (Csm)

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.4.2 Penggunaan masing masing persamaan dapat membentuk respons spektra dipermukaan. Diantara persamaan untuk menentukan Csm dari T adalah berhubungan $T_0 = 0,2 T_s$ dan $T_s = SD1 / SDS$ dengan beberapa persyaratan untuk menentukan nilai Csm adalah sebagai berikut :

a. Jika $T < T_0$, Maka $Csm = (SDS - As) \times \frac{T}{T_0} + As$

b. Jika $T_s \geq T \geq T_0$, Maka $Csm = SDS$

c. Jika $T > T_s$, Maka $Csm = SD1 / T$

Dengan waktu getar alami struktur (T) menurut Bride Management System 2.4.7.1 (2.10) -on page 2-46 dirumuskan :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times Kp)]}$$

Dimana harus dihitung berdasarkan arah memanjang jembatan (X) dan arah melintang jembatan (Y) sebagai berikut :

- Arah Memanjang jembatan (X)
 - o Lebar Penampang (b) = 10 m -
 - o Tebal breast wall (h) = 1 m -
 - o Inersia penampang breast wall, I_c

$$= 1/3 \times b \times h^3$$

$$= 1/3 \times 10 \times 1^3$$

$$= 3,33 \text{ m}^4$$
 - o Mutu beton, K-600 f_c' = 0.83 x K/10

$$= 49,8 \text{ MPa}$$
 - o Modulus elastis beton, E_c = 4700 x $\sqrt{f_c'}$

$$= 33167,48 \text{ MPa}$$
 - o E_c = 33167484,08 kPa
 - o Nilai Kekakuan struktur, K_p = 3x $E_c \times I_c / Lb^3$

$$= 2500356,88 \text{ kN/m}$$
 - o Percepatan grafitasi, g = 9.81 m/det²
 - o Berat sendiri struktur atas (PMS) = 3008,08 kN
 - o Beban sendiri struktur bawah (PMS) = 6481,6 kN
 - o Berat Total (WTP = PMS atas + 0.5 PMS bawah)

$$= 6248,88 \text{ kN}$$
 - o T (arah X) = 2 x $\pi \times \sqrt{[WTP / (g \times Kp)]}$

$$= 0,1 \text{ detik}$$
- Arah Melintang jembatan (Y)
 - o Lebar Penampang (b) = 10 m -

- o Tebal breast wall (h) = 1 m -
- o Inersia penampang breast wall, I_c = $1/3 \times b^3 \times h$
= $1/3 \times 10^3 \times 1$
= 333,33 m⁴
- o Mutu beton, K-600 f_c' = 0.83 x K/10
= 49,8 MPa
- o Modulus elastis beton, E_c = $4700 \times \sqrt{f_c'}$
= 33167,48 MPa
- o E_c = 33167484,08
kPa
- o Nilai Kekakuan struktur, K_p = $3 \times E_c \times I_c / L_b^3$
= 250035688,21
kN/m
- o Percepatan grafitasi, g = 9.81 m/det²
- o Berat sendiri struktur atas (PMS) = 3008,08 kN
- o Beban sendiri struktur bawah (PMS) = 6481,6 kN
- o Berat Total (WTP = PMS atas + 0.5 PMS bawah)
= 6248,88 kN
- o T (arah X) = $2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times K_p)]}$
= 0.01 detik

Sehingga dapat dihitung masing-masing koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) dari kedua arah sebagai berikut :

- Arah memanjang jembatan (X) –
 - o $T_s = SD1 / SDS = 0,4$ detik
 - o $T_0 = 0,2 T_s = 0,08$ detik
 - o T (arah X) = 0,122 detik
 karena $T_0 < T_s$, maka
 - o $C_{sm} = (SDS - A) \times T/T_0 + A_s$
= $(0,46 - 0,35) \times 0,12/0,08 + 0,35$
= 0,52
- Arah melintang jembatan (Y) –
 - o $T_s = SD1 / SDS = 0,4$ detik

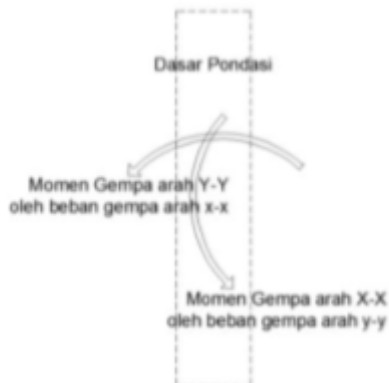
$$\begin{aligned}
 \circ T_0 &= 0,2 T_s && = 0,08 \text{ detik} \\
 \circ T \text{ (arah Y)} &&& = 0,012 \text{ detik} \\
 &\text{karena } T_0 < T_s, \text{ maka} \\
 \circ C_{sm} &= (SDS - A) \times T/T_0 + A_s \\
 &= (0,46 - 0,36) \times 0,01/0,08 + 0,35 \\
 &= 0,37
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Gaya Gempa Horizontal Statis

Gaya gempa yang diperhitungkan ada 3 macam yaitu beban gempa dari struktur atas jembatan yang ditinjau oleh 2 arah, beban gempa dari struktur bawah jembatan yang ditinjau oleh 2 arah, dan beban tekanan tanah dinamis akibat gempa. Menurut RSNI 28332013 pasal 5.1 untuk struktur atas dan struktur bawah jembatan yang dirumuskan sebagai berikut :

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

Sementara untuk perhitungan beban tekanan tanah dinamis akibat gempa akan dibahas pada sub-bab selanjutnya. Berikut adalah skema beban yang terjadi :



Gambar 5. 29 Skema beban gempa yang terjadi

3. Beban Gempa Struktur Atas Jembatan

Sudah dihitung pada poin-poin sub-bab 8.1 sebelumnya didapatkan nilai $R = 1.5$, nilai C_{sm} memanjang (x-x) jembatan = 0.607 detik, dan untuk nilai C_{sm} melintang (y-y) jembatan = 0.3867 detik. Selanjutnya akan dihitung distribusi beban gempa pada struktur atas jembatan arah memanjang (X-X) yang menyebabkan momen arah (Y-Y) pada tabel berikut :

Tabel 5. 40 Distribusi beban gempa pada struktur atas (memanjang)

Distribusi beban gempa					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
STRUKTUR ATAS					
Pms =	3008.08	992.44	8.20	1.00	8137.97

Sedangkan distribusi beban gempa pada struktur atas jembatan arah melintang (Y-Y) yang menyebabkan momen arah (X-X) pada tabel berikut :

Tabel 5. 41 Distribusi beban gempa pada struktur atas (melintang)

Distribusi beban gempa pada abutment					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
STRUKTUR ATAS					
Pms =	3008.08	736.36	8.20	1.00	6038.12

4. Beban Gempa Struktur Bawah Jembatan

Sudah dihitung pada poin-poin sub-bab 8.1 sebelumnya didapatkan nilai $R = 1.5$, nilai C_{sm} memanjang (x-x) jembatan =

0.607 detik, dan untuk nilai Csm melintang (y-y) jembatan = 0.3867 detik. Selanjutnya akan dihitung distribusibeban gempa pada struktur bawah jembatan arah memanjang (X-X) yang menyebabkan momen arah (Y-Y) pada tabel berikut :

Tabel 5. 42 Distribusi beban gempa pada struktur bawah (memanjang)

Distribusi beban gempa arah X					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
ABUTMENT					
1	1800.00	593.86	0.50	1.00	296.93
2	1224.00	403.83	3.55	1.00	1433.58
3	150.00	49.49	1.17	1.00	57.74
4	150.00	49.49	1.17	1.00	57.74
5	156.00	51.47	4.92	1.00	253.05
6	249.60	82.35	5.65	1.00	465.27
7	288.00	95.02	7.65	1.00	726.89
TANAH					
1	1157.36	381.84	6.40	1.00	2443.77
2	408.48	134.77	2.00	1.00	269.53
3	110.63	36.50	4.83	1.00	176.41
4	663.78	219.00	3.00	1.00	656.99
5	106.38	35.10	1.33	1.00	46.79
WING WALL					
1	12.48	4.12	4.08	1.00	16.81
2	56.16	18.53	2.63	1.00	48.64
3	138.72	45.77	4.53	1.00	207.10
4	12.00	3.96	1.33	1.00	5.28
5	5.18	1.71	1.95	1.00	3.34
6	37.63	12.42	1.93	1.00	24.00
7	115.20	38.01	7.65	1.00	290.75
	Teq =	2257.20		Meq =	7480.61

Maka untuk distribusi beban gempa pada struktur bawah oleh akibat beban tanah, wingwall, dan Abutment adalah kumulatif dari ketiganya. Didapatkan distribusi beban gempa pada struktur bawah untuk arah memanjang adalah $Teq = 2261,02$ kN dan $Meq = 7846,68$ kN.m.

Sedangkan distribusi beban gempa pada struktur bawah jembatan arah melintang (Y-Y) yang menyebabkan momen arah (X-X) pada tabel berikut :

Tabel 5. 43 Distribusi beban gempa pada struktur bawah (melintang)

Distribusi beban gempa arah Y					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
ABUTMENT					
1	1800.00	440.63	0.50	1.00	220.31
2	1224.00	299.63	3.55	1.00	1063.67
3	150.00	36.72	1.17	1.00	42.84
4	150.00	36.72	1.17	1.00	42.84
5	156.00	38.19	4.92	1.00	187.76
6	249.60	61.10	5.65	1.00	
7	288.00	70.50	7.65	1.00	
TANAH					
1	1157.36	283.31	6.40	1.00	1813.20
2	408.48	99.99	2.00	1.00	199.99
3	110.63	27.08	4.83	1.00	130.89
4	663.78	162.49	3.00	1.00	487.46
5	106.38	26.04	1.33	1.00	34.72
WING WALL					
1	12.48	3.06	4.08	1.00	12.47
2	56.16	13.75	2.63	1.00	36.09
3	138.72	33.96	4.53	1.00	153.66
4	12.00	2.94	1.33	1.00	3.92
5	5.18	1.27	1.95	1.00	2.47
7	37.63	9.21	1.93	1.00	17.81
8	115.20	28.20	7.65	1.00	215.73
	Teq =	1674.77		Meq =	4665.83

Maka untuk distribusi beban gempa pada struktur bawah oleh akibat beban tanah, wingwall, dan Abutment adalah kumulatif dari ketiganya. Didapatkan distribusi beban gempa pada struktur bawah untuk arah melintang adalah $Teq = 1598,91$ kN dan $Meq = 4657,48$ kN.m.

- **Tekanan Tanah dan Tekanan Tanah Dinamis akibat Gempa**

Tabel 5. 44 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

No	Tta	y	Mta
	(kN)	(m)	(kNm)
Aktif 1	287.76	4.10	1179.83
Aktif 2	1685.48	2.73	4606.97
pasif	-533.22	0.33	-177.74
Tta=	1440.02	Mta=	5609.06

$$K_{a1} = \tan(45 - (35/2))^2$$

$$= 0,27$$

$$\sigma_{v1} = 12,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{H1} = 12,95 \times 0,27$$

$$= 3,51 \text{ kN/m}^2$$

$$P_a = 3,51 \times 8,2$$

$$= 28,78$$

$$TTA_1 = 28,78 \times B_y$$

$$= 28,78 \times 10$$

$$= 287,76$$

Tekanan Tanah dinamis didapatkan dengan perhitungan:

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi - \delta)}{[\cos^2 \delta \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin \delta \cdot \sin(\phi - \delta)}}{\cos \delta} \right\}]}$$

$$= 0,71$$

$$\begin{aligned}\Delta K_a G &= K_a G - K_a \\ &= 0,71 - 0,27 \\ &= 0,44\end{aligned}$$

Gaya gempa lateral

$$\begin{aligned}T_{EQ} &= \frac{1}{2} \times H^2 \times W_s \times \Delta K_a G \times B_a \\ &= 0,5 \times 8,2^2 \times 18,5 \times 0,44 \times 10 \\ &= 2734,53 \text{ kN}\end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned}y_{EQ} &= \frac{2}{3} H \\ &= \frac{2}{3} \times 8,2 \\ &= 5,47 \text{ m}\end{aligned}$$

Momen akibat gempa

$$\begin{aligned}M_{EQ} &= T_{EQ} \times y_{EQ} \\ &= 14948,77 \text{ Kn.m}\end{aligned}$$

5.2.3 Kombinasi Pembebanan Pada Abutment

Menurut SNI-1725-2016 pasal 6.1 Beberapa kombinasi beban mempunyai probabilitas kejadian yang rendah dan jangka waktu yang pendek. Untuk kombinasi yang demikian maka tegangan yang berlebihan diperbolehkan berdasarkan prinsip tegangan kerja. Tegangan berlebihan yang diberikan adalah sebagai prosentase dari tegangan kerja yang diizinkan dijelaskan dalam tabel sebagai berikut

Tabel 5. 45 Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja
(Sumber : SNI-1725-2016 pasal 6.1)

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap (beban mati, Mti + beban tanah, Tan)	x	x	x	x	x	x	x
Beban lalu lintas (beban hidup, Hdp)	x	x	x	x			x
Pengaruh temperature (Tmp)		x		x			
Arus/hanyutan/hidro/daya apung (Hdr)	x	x	x	x	x		
Beban angin (Ang)			x	x			
Pengaruh gempa (Gmp)					x		
Beban tumbukan (Tmb)							x
Beban selama pelaksanaan (Plk)						x	
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan	0%	25%	25%	40%	50%	30%	50%
Kenaikan daya dukung ijin yang dibolehkan	100%	125%	125%	140%	150%	130%	150%

Tabel 5. 46 Rekap kombinasi Kuat I

Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	396.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	6841.601	0.000	-5471.247
Beban Tanah	1440.022	0.000	0.000	0.000	5609.064
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Total	1509.147	0.000	11735.785	0.000	697.730

Tabel 5. 47 Rekap Kombinasi Kuat II

Kombinasi Pembebanan 2					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	396.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	6841.601	0.000	-5471.247
Beban Tanah	1440.022	0.000	0.000	0.000	5609.064
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Temperatur					
Temperatur Perletakan	26.250	0.000	0.000	0.000	162.750
Total	1535.397	0.000	11735.785	0.000	860.480

Tabel 5. 48 Rekap Kombinasi Kuat III

Kombinasi Pembebanan 3					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	396.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	6841.601	0.000	-5471.247
Beban Tanah	1440.022	0.000	0.000	0.000	5609.064
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Angin					
Angin dari str. Atas	0.000	121.275	0.000	913.605	0.000
Total	1509.147	121.275	11735.785	913.605	697.730

Tabel 5. 49 Rekap kombinasi Kuat IV

Kombinasi Pembebanan 4					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	396.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	6841.601	0.000	-5471.247
Beban Tanah	1440.022	0.000	0.000	0.000	5609.064
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Temperatur					
Temperatur Perletakan	26.250	0.000	0.000	0.000	162.750
Angin					
Angin dari str. Atas	0.000	121.275	0.000	913.605	0.000
Total	1535.397	121.275	11735.785	913.605	860.480

Tabel 5. 50 Rekap kombinasi Ekstrem I arah x

Kombinasi Pembebanan 5a (Arah X)					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	396.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	6841.601	0.000	-5471.247
Beban Tanah	1440.022	0.000	0.000	0.000	5609.064
Beban Gempa (x) + 30% Gempa (y)					
Beban Struktur Atas	992.436	220.907	0.000	1811.435	8137.973
Beban Struktur Bawah	2257.201	502.431	0.000	1399.750	7480.612
Beban Tanah	2743.369	0.000	0.000	0.000	14997.083
Total	7433.027	723.338	10245.685	3211.185	30753.485

Tabel 5. 51 Rekap kombinasi Ekstrem I arah y

Kombinasi Pembebanan 5b (Arah Y)					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	396.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	6841.601	0.000	-5471.247
Beban Tanah	1440.022	0.000	0.000	0.000	5609.064
30%Beban Gempa (x) + Gempa (y)					
Beban Struktur Atas	297.731	736.356	0.000	6038.117	2441.392
Beban Struktur Bawah	677.160	1674.771	0.000	4665.834	2244.184
Beban Tanah	823.011	0.000	0.000	0.000	14997.083
Total	3237.924	2411.127	7237.601	10703.951	19820.476

Tabel 5. 52 Rekap Hasil Kombinasi Pembebanan

Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan					
Kombinasi Pembebanan	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Kombinasi 1	1509.147	0.000	11735.785	0.000	697.730
Kombinasi 2	1535.397	0.000	11735.785	0.000	860.480
Kombinasi 3	1509.147	121.275	11735.785	913.605	697.730
Kombinasi 4	1535.397	121.275	11735.785	913.605	860.480
Kombinasi 5a	7433.027	723.338	10245.685	3211.185	30753.485
Kombinasi 5b	3237.924	2411.127	7237.601	10703.951	19820.476

5.2.4 Kontrol pada Abutment

- Kontrol terhadap Geser

$$-\Phi = 28^\circ$$

$$-C = 0,63 \text{ kPa}$$

$$-B_x = 7,5 \text{ m}$$

$$-B_y = 10 \text{ m}$$

$$-k = \text{persen kelebihan beban yang diijinkan (\%)}$$

$$-T_x = \text{gaya penyebab geser}$$

$$H = C \times B \times L + \tan \Phi \times V \times (1 + k)$$

$$= 0 \times 7,5 \times 10 + \tan 28^\circ \times 11375,79 \times (1 + 0\%)$$

$$= 6240,03$$

$$SF = H / H_x$$

$$= 6240,03 / 1509,15$$

$$= 4,13 > 3 \text{ (OK)}$$

Tabel 5.53 kontrol Geser

No	Kombinasi	K	VI (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kNm)		H	Terhadap Hx		Terhadap Hy	
				Hx	Hy	Mx	My		SF	Ket	SF	Ket
1	Kombinasi 1	0.00	11375.79	1509.15	0.00	0.00	613.45	6048.61	4.01	OK		
2	Kombinasi 2	0.25	11375.79	1535.40	0.00	0.00	776.20	7560.77	4.92	OK		
3	Kombinasi 3	0.25	11375.79	1509.15	121.28	913.61	613.45	7560.77	5.01	OK	62.34	OK
4	Kombinasi 4	0.40	11375.79	1535.40	121.28	913.61	776.20	8468.06	5.52	OK	69.83	OK
5	Kombinasi 5(a)	0.50	9885.69	7292.76	696.52	3196.22	30498.62	7884.47	1.1	OK	11.32	OK
6	Kombinasi 5(b)	0.50	6877.60	3195.84	2321.74	10654.08	19651.21	5485.33	1.72	OK	2.36	OK

- **Kontrol terhadap Ambles**

Dengan data sebaga berikut :

$$- \Phi : 28^\circ$$

$$- C : 0,18 \text{ kPa}$$

$$- B_x : 7,5 \text{ m}$$

$$- B_y : 10 \text{ m}$$

- k : persen kelebihan beban yang diijinkan (%)
- Ty : gaya penyebab geser

Tabel 5.54 Penentuan N_c , N_ϕ , N_V

ϕ	N_c	N_ϕ	N_V	N_c/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_ϕ	N_V	N_c/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.66	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.64	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.55	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

$$A = B \times l$$

$$= 7,5 \times 10$$

$$= 75 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma V}{A} + \frac{\Sigma M}{W}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma V}{A} - \frac{\Sigma M}{W}$$

$$\Sigma V = 1137,58 \text{ ton}$$

$$\Sigma M = 69,77 \text{ tonm}$$

120

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} x l x b^3 \\ &= 1/12 x 10 x 7,5^3 \\ &= 351,56 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= I / (0,5 x B) \\ &= 351,56 / (0,5 x 7,5) \\ &= 93,75 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\sigma_{max} = 16,39 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 14,9 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 25,8$$

$$N_q = 14,72$$

$$N_\gamma = 16,72$$

Strip Foundation

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= \frac{2}{3} c N_c + q N_q' + 0,5 \gamma B N_\gamma \\ &= 154,02 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Kontrol :

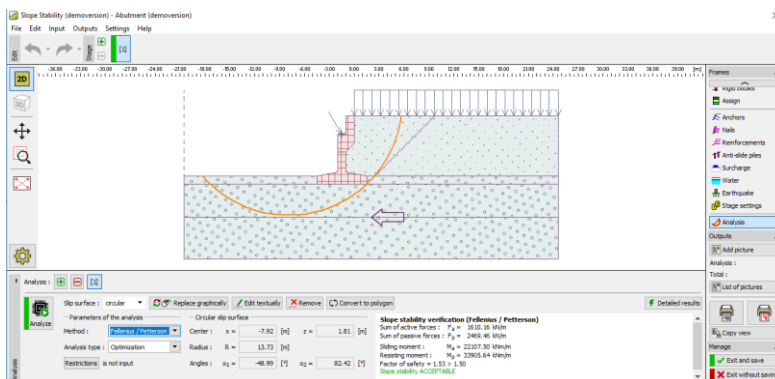
$$\begin{aligned} SF &= Q_{ult} / \sigma_{max} \\ &= 154,02 / 16,39 \end{aligned}$$

$$= 9,4 > 3 \text{ (OK)}$$

Tabel 5.55 Kontrol Ambles

Komb. No.	k	V	Mx (tonm)	My (tonm)	A	W	σ max	SF	Keterangan
1	0%	1173.58	0.00	69.77	75.00	93.75	16.39	9.40	>3 (OK)
2	25%	1173.58	0.00	86.05	75.00	93.75	16.57	9.30	>3 (OK)
3	25%	1173.58	91.36	69.77	75.00	93.75	16.39	9.40	>3 (OK)
4	40%	1173.58	91.36	86.05	75.00	93.75	16.57	9.30	>3 (OK)
5	50%	1024.57	321.12	3075.35	75.00	93.75	46.46	3.31	>3 (OK)
6	50%	723.76	1070.40	1982.05	75.00	93.75	30.79	5.00	>3 (OK)

- Overall Stability



Gambar 5.30 Overall Stability Abutment

Karena hasil dari control geser, ambles, dan overall stability diperoleh hasil yang OK, maka tidak dibutuhkan pondasi lebih lanjut.

5.2.5 Penulangan Pilecap

Dalam menentukan nilai momen maka harus dicari nilai reaksi tanah pada abutmen, maka dilakukan perhitungan pada tegangan yang diakibatkan oleh gaya dan momen di atasnya. Kombinasi yang digunakan adalah yang menghasilkan beban maksimum sebagai berikut :

Pada perencanaan ini kombinasi yang digunakan adalah pada kombinasi 1 dengan data sebagai berikut :

$$P = 11756,89 \text{ kN}$$

$$A = 7,5 \text{ m} \times 10 \text{ m}$$

$$= 75 \text{ m}^2$$

$$M = 1509,15 \text{ kNm}$$

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

$$I = 1/12 bh^3$$

$$= 1/12 \times 10 \times 7,5^3$$

$$= 351,56 \text{ m}^4$$

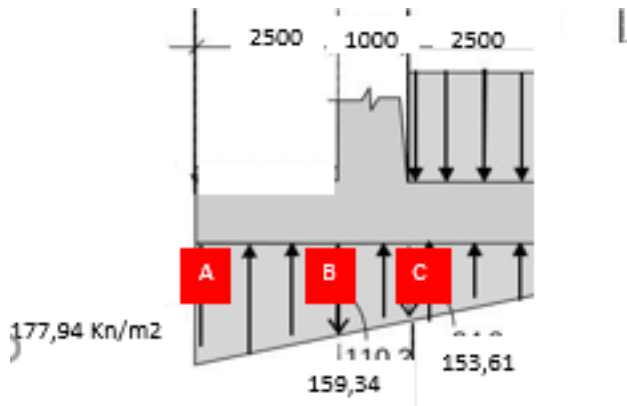
Didapat kan nilai tegangan dari perumusan berikut

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{MY}{I}$$

$$\text{Reaksi tegangan Max} = 177,94 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Reaksi tegangan Min} = 135,01 \text{ kN/m}^2$$

Selanjutnya dicari nilai tegangan yang diakibatkan oleh tanah timbunan di atasnya. Timbunan tanah hanya berapa pada luar sisi sungai. Maka pile cap disisi sungai tegangan akibat timbunan adalah 0. Sedangkan di sebelah sisi nya sebesar $\sigma'v = 164,65 \text{ kN/m}^2$.



Gambar 5.31 Penulangan PileCap

Dilakukan perhitungan dengan mendapatkan tegangan akhir dengan pengurangan akibat timbunan sebagai berikut :

Tabel 5.56 Tegangan Total

Tegangan Total				
Titik A	177.94	0.00	177.94	kN/m ²
Titik B	159.34	0.00	159.34	kN/m ²
Titik C	153.61	164.65	-11.04	kN/m ²
Titik D	135.01	164.65	-29.64	kN/m ²

Setelah didapatkan tegangan total maka dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai momen dengan menggunakan luasan pada tegangan dikalikan dengan lengan. Berikut rekapitulasi hasil momen sebagai berikut :

Tabel 5.57 Momen Tiap Sisi

Mencari Momen			
Sisi 1	979.97	kNm	Desain Tulangan Dibawah
Sisi 2	624.22	kNm	Desain Tulangan Diatas

Berikut data perencanaan pada penulangan pile cap

$F'c$	= 30 Mpa
Fy	= 390 Mpa
Selimit	= 40 mm
β_1	= 0,85
b	= 7500 mm
h	= 1000 mm
D_{lentur}	= 22 mm
D_{susut}	= 16 mm
D'	= 911 mm

Perencanaan penulangan pada breastwall terdiri dari tulangan utama, tulangan susut, dan tulangan geser.

a. Tulangan Utama

m	= $f_y/0.85f_c'$ = 15,29
R_n	= $M_n / (b \times d^2)$ = 0,17
ρ perlu	= $(1/m) \times (1 - ((1 - ((2 \times m \times R_n)/f_y))^0.5))$ = 0,00045
ρ min	= $((0.85 \times \beta_1 \times f'c)/f_y) \times (600/(600 + f_y))$ = 0.00359
ρ max	= 0.75 ρ balance = 0,03
ρ min	= $1.4/f_y$ = 0,0036
ρ pakai	= ρ min = 0,0036
As Perlu	= $\rho \times b \times d$ = $0,0036 \times 7500 \times 911$ = 24526,92 mm ²
As bar	= $\frac{1}{4} \times \pi \times d^2$

$$\begin{aligned}
 &= 380,13 \text{ mm}^{20} \\
 \text{n butuh} &= \text{As perlu} / \text{Abar} \\
 &= 24526,92 / 380,13 \\
 &= 64,52 \text{ buah} \\
 \text{n pakai} &= 65 \text{ buah} \\
 \text{s} &= b / \text{n pakai} \\
 &= 115,38 \text{ mm} \\
 \text{s pakai} &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

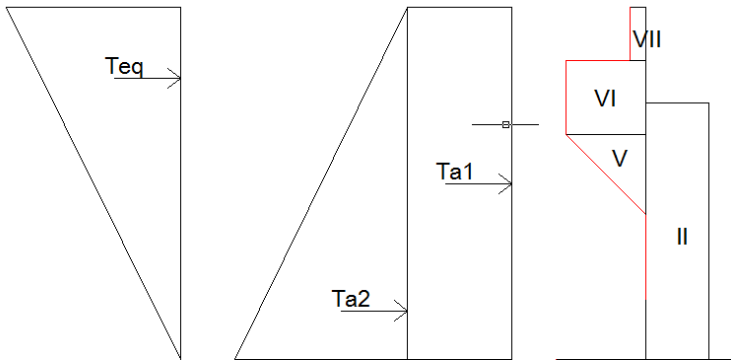
Maka Digunakan **Tulangan D22-100**

b. Tulangan Susut

$$\begin{aligned}
 p &= 0,0018 \\
 \text{As Perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0018 \times 7500 \times 911 \\
 &= 12298,5 \text{ mm}^2 \\
 \text{As bar} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 201,06 \text{ mm}^2 \\
 \text{n} &= \text{As perlu} / \text{Abar} \\
 &= 12298,5 / 201,06 \\
 &= 61,17 \text{ buah} \\
 \text{n pakai} &= 62 \text{ buah} \\
 \text{s} &= b / \text{n pakai} \\
 &= 120,97 \text{ mm} \\
 \text{s pakai} &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka Digunakan **Tulangan D16-100 mm**

5.2.6 Penulangan BreastWall



Gambar 5.32 Penulangan Breastwall

6) Akibat Beban Sendiri dan struktur atas

Tabel 5.58 Beban sendiri struktur atas untuk penulangan breastwall

Kode.	b	H	Shape	Berat (kN)
II	1.00	5.10	1.00	1224
V	1.30	1.00	0.5	156
VI	1.30	0.80	1	249.6
VII	0.60	2.00	1	288
Struktur Atas				3008.08
Pms				4925.684

7) Tekanan Tanah

Tabel 5.59 Tekanan Tanah Penulangan Breastwall

Jenis Beban	Tta (kN)	Lengan (m)	Mta (kNm)
T1	178.98	2.55	456.39
T2	651.98	1.70	1108.37
Hta=	830.96	Mta=	1564.76

8) Tekanan Gempa

$$K_h = 0,33$$

Tabel 5.60 Tekanan Gempa

Kode	Berat (kN)	Teq (kN)	Lengan(m)	Momen (kNm)
Struktur Atas	3008.084	988.4241	5.1	5040.96303
II	1224	402.1933	2.55	1025.592827
V	156	51.25993	3.566667	182.8270694
VI	249.6	82.01588	4.3	352.668291
VII	288	94.63371	5.7	539.4121445
	Peq=	1618.527	Meq=	7141.463363

9) *Tekanan Tanah Dinamis*

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi - \emptyset)}{[\cos^2 \emptyset \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin \emptyset \cdot \sin(\phi - \emptyset)}}{\cos \emptyset} \right\}]}$$

$$= 0,716$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a$$

$$= 0,716 - 0,27$$

$$= 0,445$$

Gaya gempa lateral

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \times H^2 \times W_s \times \Delta K_{aG} \times B_a$$

$$= 0,5 \times 5,1^2 \times 18,5 \times 0,445 \times 10$$

$$= 1070,86 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi

$$y_{EQ} = \frac{2}{3} H$$

$$= \frac{2}{3} \times 5,1$$

$$= 3,4 \text{ m}$$

Momen akibat gempa

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \times y_{EQ} \\ &= 3640,94 \text{ Kn.m} \end{aligned}$$

10) Rekap Beban Ultimate

Tabel 5.61 Rekap Beban Ultimate

Beban	Ku	H (kN)	M (kNm)
Tek. Tanah	1.25	1038.696	1955.945
Beban Gempa	1	1618.527	7141.463
Tek Tanah Dinamis	1	1070.863	3640.936
Total		3728.087	12738.34

PENULANGAN

- Mutu beton, $f'c$ = 30 Mpa
- Mutu baja, BJ = 50
- Momen, M_u = 12738,34 kNm
- Decking, d' = 75 mm
- Tinggi efektif, d = 925 mm
- D_x = 885 mm
- B_i = 0,85
- \emptyset utama = 30 mm
- \emptyset hohizontal = 25 mm

$$\begin{aligned} PB &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} - \frac{600}{600+f_y} \\ &= 0,0504 \end{aligned}$$

$$P \text{ max} = 0,75 \times \rho b$$

$$= 0,0378$$

$$P \text{ min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= 0,0048$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= 15922,93 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b y \times d^2}$$

$$= 2,03$$

$$P \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right)$$

$$= 0,00732$$

$P \text{ perlu} > p_{\text{min}}$

Dipakai ρ perlu 0,00732

$$A_s \text{ perlu} = 64733,87 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan

$$= 92 \text{ D30}$$

$$A_s \text{ pakai} = 65030,97 \text{ mm}^2$$

$$\text{jarak} = 100 \text{ mm}$$

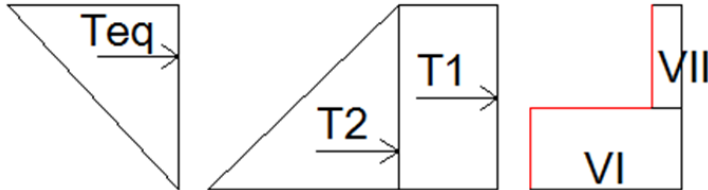
$$\text{Tulangan susut} = 12946,77 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan = 27 D25

$$A_s \text{ pakai} = 13253,59 \text{ mm}^2$$

Jarak = 180 mm

5.2.7 Penulangan BackWall



Gambar 5.33 Penulangan Backwall

5) *Beban Tanah*

Tabel 5.62 Beban tanah untuk penulangan backwall

Jenis Beban	Tta (kN)	Lengan (m)	Mta (kNm)
T1	98.26	1.40	137.57
T2	196.52	0.93	183.42
Hta=	294.7829809	Mta=	320.9859

6) *Beban Gempa*

$K_h = 0,212$

Tabel 5.63 Beban Gempa penulangan backwall

Kode	Berat (kN)	Teq (kN)	Lengan(m)	Momen (kNm)
VI	249.6	53.02904	0.4	21.21161668
VII	288	61.18736	1.8	110.1372404
	Peq=	114.2164	Meq=	131.3488571

7) *Tekanan Tanah Dinamis*

$$KaG = \frac{\cos 2(\phi - \emptyset)}{\left[\cos 2 \emptyset \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin \emptyset \cdot \sin(\phi - \emptyset)}}{\cos \emptyset} \right\} \right]}$$

$$= 0,884$$

$$\Delta KaG = KaG - Ka$$

$$= 0,884 - 0,27$$

$$= 0,613$$

Gaya gempa lateral

$$T_{EQ} = \frac{1}{2} \times H^2 \times W_s \times \Delta KaG \times Ba$$

$$= 0,5 \times 2,8^2 \times 18,5 \times 0,613 \times 10$$

$$= 444,369 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi

$$y_{EQ} = \frac{2}{3} H$$

$$= \frac{2}{3} \times 2,8$$

$$= 1,87 \text{ m}$$

Momen akibat gempa

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times y_{EQ}$$

$$= 829,49 \text{ Kn.m}$$

8) Rekap Beban Ultimate

Tabel 5.64 Rekap Beban Ultimate

Beban	Ku	H (kN)	M (kNm)
Tek. Tanah	1.25	368.4787	401.2324
Beban Gempa	1	114.2164	131.3489
Tek Tanah Dinamis	1	444.3695	829.4898
Total		927.0646	1362.071

PENULANGAN

- Mutu beton, $f'c$ = 30 Mpa
- Mutu baja, BJ = 50
- Momen, Mu = 1362,07 tm
- Decking, d' = 50 mm
- Tinggi efektif, d = 550 mm
- Dx = 521 mm
- Bi = 0,85
- \emptyset utama = 20 mm
- \emptyset hohizontal = 19 mm

$$PB = \frac{0,85 \times \beta 1 \times f'c}{fy} - \frac{600}{600+fy}$$

$$= 0,0504$$

$$P \text{ max} = 0,75 \times \rho b$$

$$= 0,0378$$

$$P \text{ min} = \frac{1,4}{fy}$$

$$= 0,0048$$

$$Mn = \frac{Mu}{\theta}$$

$$= 1702,589 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{by \times d^2}$$

$$= 0,627$$

$$P \text{ perlu} = \frac{0,85 \times fc}{fy} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times fc}} \right)$$

$$= 0,0022$$

$$P \text{ perlu} > \rho \text{ min}$$

Dipakai ρ min 0,0048

As perlu = 25151,72 mm²

Maka dipakai tulangan

= 82 D20

As pakai = 25761,06 mm²

jarak = 120 mm

Tulangan susut = 7042,48 mm²

Maka dipakai tulangan = 25 D19

As pakai = 7088,22 mm²

Jarak = 110 mm

5.3 Perencanaan Abutment Jembatan Integral pada Tanah Keras

Dalam sub bab ini akan direncanakan Jembatan Integral pada tanah yang keras. Data tanah yang digunakan dalam perhitungan dapat dilihat pada Lampiran.

5.3.1 Data Pemodelan Jembatan Integral

a). Data umum

- Panjang girder (L) = 40 m
- Tinggi girder (hb) = 1,7 m
- Lebar jalan (b) = 9 m
- Tebal plat lantai jembatan (ts) = 0,25 m

- Tebal lapisan aspal = 0,05 m
 - Lebar abutment (B) = 10 m
 - Tinggi abutment = 8,2 m
- Data Timbunan
- Berat volume (γ_t) = 1,85 t/m³
 - Sudut geser (Φ) = 30 °
 - Kohesi (c) = 0 t/m²

5.3.2 Pembebanan

Perhitungan Pembebanan pada jembatan yang direncanakan dalam studi ini disesuaikan pada RSNI T-02-2005, “Standar Pembebanan Untuk Jembatan” dan AASHTO LRFD (2012), terdiri dari :

- a). Beban Mati
- b). Beban Mati Tambahan
- c). Beban Lajur “D”
- d). Beban Rangkak (*creep*)
- e). Beban Susut (*shrinkage*)
- f). Gaya Rem
- g). Beban Tekanan Tanah
- h). Beban Gempa
- i). Pengaruh Temperatur

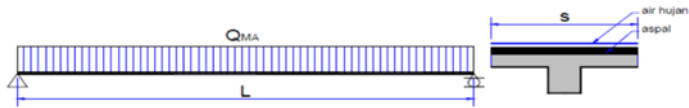
Pembebanan disesuaikan dengan pembagian struktur jembatan menjadi beberapa segmen, yaitu 6 segmen dimana satu segmen mewakili lebar 1,4 m lebar jembatan.

a) Beban Sendiri

Beban sendiri yang sudah terinput dari program bantu SAP2000 dari *section properties* girder. Pelat dimodelkan menjadi beban sendiri pada pemodelan struktur

b) Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan yang diperhitungkan dalam bab ini adalah beban aspal.

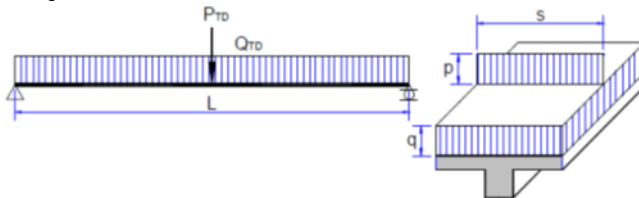


$$\begin{aligned} Q_{\text{aspal}} &= b_1 \times t \times 2245 \text{ kg/m}^3 \text{ Yu MA} \\ &= 0,05 \times 2245 \times 2 \\ &= 224,5 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

c) Beban Lajur "D"

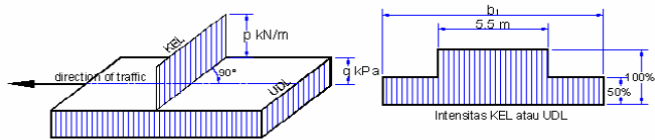
Beban kendaraan yang berupa beban lajur "D" terdiri dari 2 macam beban yaitu beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Menurut SNI 1725-2016 pas al 8.3.1 BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya q tergantung pada panjang total jembatan (L) yang dibebani lalu lintas dengan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

- $q = 9,0 \text{ kPa}$, untuk $L \leq 30 \text{ m}$
- $q = 9,0 \times (0,5 + 15 / L) \text{ kPa}$, untuk $L > 30 \text{ m}$



Gambar 5.34 Konfigurasi Beban BTR

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m.



Gambar 1. Beban lajur "D"

Gambar 5.35 Konfigurasi Beban KEL

Menurut SNI 1725-2016 pasal 8.3.3, Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal itu dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur "D" tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai. Dihitung beban lajur "D" dengan data sebagai berikut :

- Bentang Jembatan, (L) = 40 m
- Lebar Jembatan = 9 m
- Lebar Trotoar = 1 m
- Beban Terbagi Rata (BTR) = $9 \times (0,5 + 15/40)$
= 7,88 kN/m² (untuk L ≥ 30 m)
- Beban Garis Terpusat, (BGT) = 49 KN/m
- FBD BGT untuk $L \leq 30$ m = 40 %
- Jumlah lajur = 2

Maka selanjutnya dapat dihitung :

$$\begin{aligned} \text{Beban Garis} &= q \cdot \lambda \\ &= 40 \times 7 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 280 \text{ KN/m} \\
 \text{Wtd} &= q \times \text{Panjang Jembatan} \times \text{Lebar Jalan} \\
 &= 7,88 \times 40 \times 7 \\
 &= 2205 \text{ kN} \\
 \text{Ptd} &= (0,5 \times \text{Wtd}) + \text{beban garis} \\
 &= (0,5 \times 2205) + 280 \\
 &= 1382,5 \text{ kN} \\
 \text{Luas Trotoar} &= \text{Jumlah Trotoar} \times \text{Lebar Trotoar} \times \\
 &\quad \text{Panjang Jalan} \\
 &= 2 \times 1 \times 40 \\
 &= 80 \text{ m}^2 \\
 q \text{ (Untuk } 10\text{m}^2 \leq A \\
 \leq 100\text{m}^2) &= 5 - (0,033 \times (80 - 10)) \\
 &= 2,69 \text{ kPa} \\
 \text{P TP} &= A \times q \\
 &= 80 \times 2,69 \\
 &= 215,2 \text{ kN} \\
 \text{P TP}/2 &= 215,2 / 2 \\
 &= 107,6 \\
 \text{VTD pada 1 abutment} &= \text{Ptd} + \text{P TP}/2 \\
 &= 1490,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga beban lajur yang di input pada SAP2000 adalah 1490,1 pada tiap abutment nya.

d) Beban Susut (*Shrinkage*)

Berdasarkan pada RSNI T-12-2004, nilai regangan susut rencana beton adalah $\epsilon_{cs,t} = 0,000153$, sehingga di input ke dalam SAP2000 sebesar 0,000153.

e) Beban Rangkak (*Creep*)

Berdasarkan pada RSNI T-12-2004, nilai koefisien regangan rangkak rencana beton pada umur t (hari) pada mutu $f'c = 60 \text{ MPa}$,

Dari tabel, didapatkan:

$$\begin{aligned}
 \gamma_{cc} &= K_h \times K_d \times K_s \times K_f \times K_{ac} \times K_{to} \\
 &= 0,73 \times 0,64 \times 1,2 \times 1 \times 1 \times 0,77 \\
 &= 0,43
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_u &= 2,35 \times \gamma_{cc} \\
 &= 2,35 \times 0,43 \\
 &= 1,0105
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_{cc} &= (t^{0,6} / (10+t^{0,6})) C_u \\
 &= (2025000^{0,6} / (10+2025000^{0,6})) 1,0105 \\
 &= 1,0088
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_e &= \sigma / E \\
 &= 11,36 / 4700\sqrt{f_c} \\
 &= 11,36 / 4700\sqrt{60} \\
 &= 0,000312
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{cc} &= \phi_{cc} \times \varepsilon_e \\
 &= 1,0088 \times 0,000312 \\
 &= 0,000315
 \end{aligned}$$

f) Gaya Rem

Bekerjanya gaya- gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurus lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas, tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Besar gaya rem pada jembatan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 &5\% \text{ dari beban lajur D} \\
 &= 0,05 \times 1382,5 \text{ kN} \\
 &= 69,13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

g) **Beban Tekanan Tanah**

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu lintas, harus diperhatikan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.6 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (W_s), sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c) dengan :

$$\text{Koefisien tekanan tanah aktif,} \quad K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$\text{Berat tanah,} \quad W_s = 18,5 \text{ kN/ m}^3$$

$$\text{Sudut Geser dalam,} \quad \phi = 35^\circ$$

$$\text{Kohesi,} \quad C = 0 \text{ kPa}$$

$$\text{Tinggi Total Abutment,} \quad H = 8,2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Abutment,} \quad B_y = 10 \text{ m}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,7 m yang merupakan ekuivalen dengan beban kendaraan :

$$q = 0,7 \times \gamma_{\text{tanah}}$$

$$= 0,7 \times 18,5$$

$$= 12,95 \text{ kN/m}^2$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$= \tan^2(45^\circ - 35^\circ/2)$$

$$= 0,27$$

Gaya Akibat Tekanan Tanah

- untuk tanah akibat surcharge (beban merata timbunan 0,6 m)

$$T_{TA1} = q \times H \times K_a \times B_y$$

$$= 287,76 \text{ kN}$$

- untuk tanah timbunan

$$T_{TA2} = (\sigma_{H2} - \sigma_{H1}) \times H \text{ abutment} \times 0,5 \times L \text{ abutment}$$

$$= 1685,48 \text{ kN}$$

- untuk tanah pasif

$$T_{TP} = 533,22$$

Momen terhadap titik O

- untuk tanah akibat surcharge (beban merata timbunan 0,6 m)

$$\begin{aligned} M_{TA1} &= T_{TA1} \times h/2 \\ &= 287,76 \times 8,2/2 \\ &= 1179,83 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- untuk tanah timbunan

$$\begin{aligned} M_{TA2} &= T_{TA2} \times h/3 \\ &= 1685,48 \times 8,2/3 \\ &= 4606,97 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif

$$\begin{aligned} M_{TP} &= T_{TP} \times h \text{ pasif} /3 \\ &= 177,74 \text{ kNm} \end{aligned}$$

h) Beban Gempa

Untuk perhitungan pembebanan gempa digunakan RSNI 2833-2013, “*Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa*”. Perhitungan beban gempa vertikal pada girder dihitung dengan menggunakan nilai 50% dari koefisien gempa horizontal statik ekuivalen.

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

Dimana :

Eq = Gaya horizontal statis

C_{sm} = Koef. Respon gempa elastik pada mpde getar ke-m

R = Faktor modifikasi respon = 1,5

Wt = Berat total nominal bangunan (beban mati+beban mati tambahan)

Analisis Beban Gempa Pada Zona 4

3) Penentuan Respon Gempa Elastik arah memanjang

Perhitungan Ts

$$\begin{aligned} Ts &= SD_1/SDS \\ &= 0,19/0,46 \\ &= 0,4 \end{aligned}$$

Perhitungan To

$$\begin{aligned} To &= 0,2 \times Ts \\ &= 0,2 \times 0,4 \\ &= 0,08 \end{aligned}$$

Perhitungan Koef. Respon Gempa Elastik (Csm)

$$\begin{aligned} Csm &= (SDS - A) \times T/T0 + As \\ &= (0,46 - 0,35) \times 0,12/0,08 + 0,35 \\ &= 0,52 \end{aligned}$$

4) Penentuan Respon Gempa Elastik arah melintang

Perhitungan Ts

$$\begin{aligned} Ts &= SD_1/SDS \\ &= 0,19/0,46 \\ &= 0,4 \end{aligned}$$

Perhitungan To

$$\begin{aligned} To &= 0,2 \times Ts \\ &= 0,2 \times 0,4 \\ &= 0,08 \end{aligned}$$

Perhitungan Koef. Respon Gempa Elastik (Csm)

$$\begin{aligned} Csm &= (SDS - A) \times T/T0 + As \\ &= (0,46 - 0,36) \times 0,01/0,08 + 0,35 \\ &= 0,37 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan, distribusi beban gempa pada struktur atas sebagai berikut:

Tabel 5.67 Distribusi beban gempa (memanjang)

Distribusi beban gempa					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
STRUKTUR ATAS					
Pms =	3008.08	988.42	6.10	1.00	6029.39

Tabel 5.68 Distribusi beban gempa (melintang)

Distribusi beban gempa pada abutment					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
STRUKTUR ATAS					
Pms =	3008.08	735.95	6.10	1.00	4489.32

Pembebanan untuk gempa struktur bawah sama dengan pada jembatan konvensional dan didapatkan T_{eq} arah memanjang sebesar 2261,02 kN dan T_{eq} arah melintang sebesar 1585,78 kN

i) Pengaruh Temperatur

Faktor Beban Ultimate, $K_{ET}^U = 1,2$

Temperatur Minimum = 15°C

Temperatur Maximum = 40°C

$\Delta T = 25^\circ C$

Koef. muai beton (α) = 10×10^{-6} per °C

Pada penginputan beban di SAP2000, digunakan $\Delta T = 25^\circ$, berdasarkan RSNI T-02-2005 pembebanan jembatan, jarak temperatur maksimum dengan temperatur minimum di Indonesia bernilai 25°C.

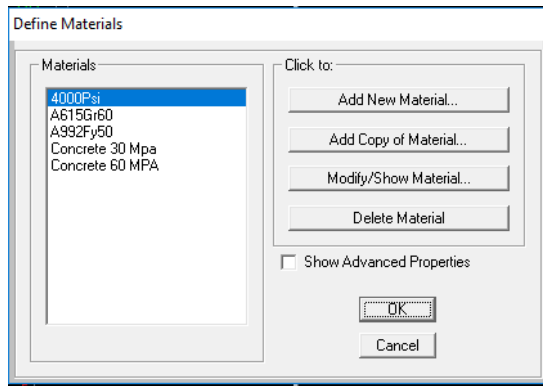
5.3.3 Pemodelan Struktur Jembatan Integral

Membuat pemodelan struktur jembatan integral menggunakan program bantu SAP 2000, dengan analisis mekanika statis tak tentu. Model struktur jembatan integral untuk bentang tunggal dimodelkan sebagai portal yang dianggap satu portal ini mewakili satu segmen dari keseluruhan struktur. Setiap segmen mewakili 1,4 meter lebar abutmen yang menumpu satu balok girder. Perletakkan pada dasar kepala jembatan dimodelkan sebagai jepit. Pelat lantai dan kepala jembatan dimodelkan dengan menggunakan *Shell Area*. Abutment dimodelkan menggunakan

Shear Wall. Pada balok jembatan dimodelkan sebagai elemen batang (*frame element*).

5.3.4 Menentukan Material

Menentukan material apa saja yang digunakan sebagai model antara lain material beton (*concrete*), baja (*steel*), dan lainnya. Sesuai dengan desain yang ada penentuan material dilakukan pada item Define Materials. Di dalam item itu bisa menentukan jenis material apa saja. Pada model ini hanya menggunakan material concrete saja. Dimana material concrete untuk struktur bangunan atas (*superstructure*) dan struktur bangunan bawah (*substructure*), material steel untuk balok gelagar dan perletakan, sedangkan material rebar untuk penulangan. Seperti pada gambar 5.37 sebagai berikut.



Gambar 5.36 Tampilan Define Materials pada SAP2000

Pada item ini juga bisa memodifikasi daripada material tersebut. Seperti mutu yang digunakan, berat volume material, modulus elastisitas, poissin ratio, dan sebagainya. Dimana disesuaikan dengan desain yang ada. Seperti pada gambar 5.38 sebagai berikut.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Concrete 30 Mpa

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 22.7514

Mass per Unit Volume: 2.32

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 25742960

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.000E-05

Shear Modulus, G: 9901139

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 30000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Concrete 60 MPA

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 22.7514

Mass per Unit Volume: 2.32

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 38406043

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.100E-05

Shear Modulus, G: 15169185

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 60000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

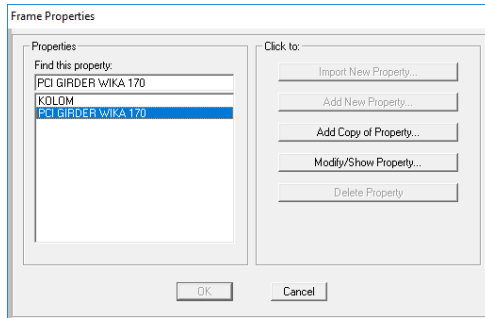
OK Cancel

Gambar 5.37 Tampilan Material Property Data pada SAP2000

5.3.5 Memodelkan Struktur

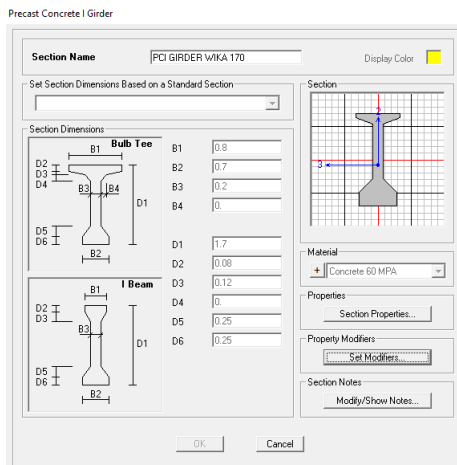
Menentukan struktur apa saja yang digunakan pada model. Pada model ini membutuhkan model struktur portal, dengan balok girder memanjang dan melintang (*frame section*), pelat lantai kendaraan (*shell area*), abutmen (*shear wall*). Dimana struktur tersebut *didefine* sesuai dengan bahan materialnya.

Penentuan struktur tersebut ada pada item Frame Section pada menu Define, Section Properties. Seperti pada gambar 5.39 sebagai berikut



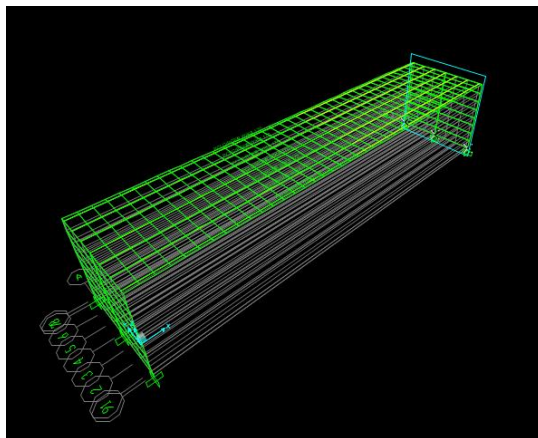
Gambar 5.38 Tampilan Frame Properties pada SAP2000

Pada item ini bisa menentukan dimensi dstruktur, bahan material, serta penulangannya. Contoh pada struktur abutmen, abutmen mempunyai dimensi 1x10 meter dengan tinggi 8,2 meter. Yang pada studi ini dimodelkan per segmen dimana per segmennya berdimensi 1x1,4 meter. Seperti pada gambar 5.39 sebagai berikut.



Gambar 5.39 Tampilan Girder Section pada SAP2000

Sehingga bisa didapatkan model 3D seperti pada gambar 5.40 berikut.



Gambar 5.40 Tampilan Model Struktur pada SAP2000

Tabel 5.69 Hasil Analisis Kombinasi Pembebanan SAP2000

Kombinasi Pembebanan	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Kombinasi 1	851.59	0.00	6385.76	0.00	2647.85
Kombinasi 2	609.27	0.00	6385.76	0.00	1427.47
Kombinasi 3	851.59	121.28	6385.76	6.73	2647.85
Kombinasi 4	609.27	121.28	6385.76	6.73	1427.47
Kombinasi 5a	3673.12	696.52	5258.74	32.77	20419.59
Kombinasi 5b	2576.21	2321.73	5088.52	109.39	10840.52

5.3.6 Kontrol pada Abutment

- Kontrol terhadap Geser

$$-\Phi = 28^\circ$$

$$-C = 0,63 \text{ kPa}$$

$$-B_x = 5,5 \text{ m}$$

$$-B_y = 10 \text{ m}$$

-k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

-Tx = gaya penyebab geser

$$H = C \times B \times L + \tan \Phi \times V \times (1 + k)$$

$$= 0 \times 5,5 \times 10 + \tan 28^\circ \times 6385,76 \times (1 + 0\%)$$

$$= 3395,37$$

$$SF = H / H_x$$

$$= 3395,37 / 851,59$$

$$= 3,99 > 3 \text{ (OK)}$$

Tabel 5.70 kontrol Geser

No	Kombinasi	K	Vl (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kNm)		H	Terhadap Hx		Terhadap Hy	
				Hx	Hy	Mx	My		SF	Ket	SF	Ket
1	Kombinasi 1	0%	6385.76	851.59	0.00	0.00	2647.85	3395.37	3.99	OK		
2	Kombinasi 2	25%	6385.76	609.27	0.00	0.00	1427.47	4244.21	6.97	OK		
3	Kombinasi 3	25%	6385.76	851.59	121.28	6.73	2647.85	4244.21	4.98	OK	34.99	OK
4	Kombinasi 4	40%	6385.76	609.27	121.28	6.73	1427.47	4753.51	7.80	OK	39.19	OK
5	Kombinasi 5(a)	50%	5258.74	3673.12	696.52	32.77	20419.59	4194.19	1.14	OK	6.02	OK
6	Kombinasi 5(b)	50%	5088.52	2576.21	2321.73	109.39	10840.52	4058.42	1.58	OK	1.75	OK

- **Kontrol terhadap Ambles**

Dengan data sebaga berikut :

- Φ : 28°
- C : 0,18 kPa
- Bx : 5,5 m
- By : 10 m
- k : persen kelebihan beban yang diijinkan (%)
- Ty : gaya penyebab geser

Tabel 5.71 Penentuan N_c , $N\phi$, N_V

ϕ	N_c	N_u	N_v	N_u/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_u	N_v	N_u/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.96	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.34	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.99	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

$$A = B \times 1$$

$$= 6 \times 10$$

$$= 60 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma V}{A} + \frac{\Sigma M}{W}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma V}{A} - \frac{\Sigma M}{W}$$

$$\Sigma V = 638,58 \text{ ton}$$

$$\Sigma M = 264,78 \text{ tonm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times l \times b^3$$

$$= 1/12 \times 10 \times 6^3$$

$$= 180 \text{ m}^4$$

$$W = I / (0,5 \times B)$$

$$= 180 / (0,5 \times 6)$$

$$= 60 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{max} = 15,06 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 6,23 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 25,8$$

$$N_q = 14,72$$

$$N_\gamma = 16,72$$

Strip Foundation

$$Q_{ult} = \frac{2}{3} c N_c + q N_q' + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

$$= 130,82 \text{ ton/m}^2$$

Kontrol :

$$SF = Q_{ult} / \sigma_{max}$$

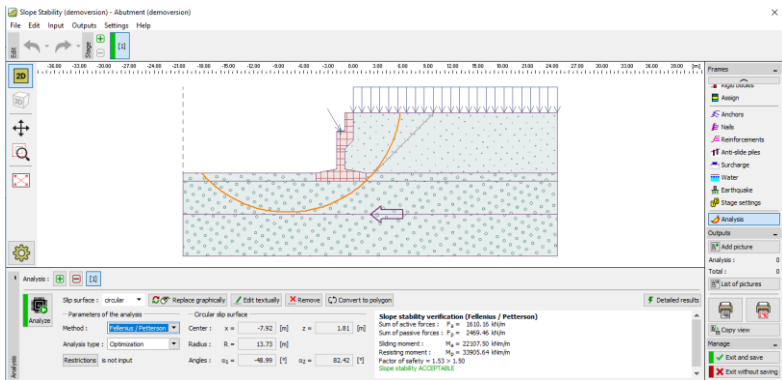
$$= 130,82 / 15,06$$

$$= 8,69 > 3 \text{ (OK)}$$

Tabel 5.72 Kontrol Ambles

Komb. No.	k	V	Mx (kNm)	My (kNm)	A	W	σ max	SF	eterangan
1	0%	638.58	0.00	264.78	60.00	60.00	15.06	8.69	>3 (OK)
2	25%	638.58	0.00	142.75	60.00	60.00	13.02	10.05	>3 (OK)
3	25%	638.58	0.67	264.78	60.00	60.00	15.06	8.69	>3 (OK)
4	40%	638.58	0.67	142.75	60.00	60.00	13.02	10.05	>3 (OK)
5	50%	525.87	3.28	2041.96	60.00	60.00	42.80	3.06	>3 (OK)
6	50%	508.85	10.94	1084.05	60.00	60.00	26.55	4.93	>3 (OK)

- Overall Stability

**Gambar 5.41 Overall Stability Abutment**

Karena hasil dari control geser, ambles, dan overall stability diperoleh hasil yang OK, maka tidak dibutuhkan pondasi lebih lanjut.

5.4 Perencanaan Abutment Jembatan Integral pada Tanah Lunak

Dalam sub bab ini akan direncanakan Jembatan Integral pada tanah yang lunak. Data tanah yang digunakan dalam perhitungan dapat dilihat pada Lampiran.

5.4.1 Data Pemodelan Jembatan Integral

a). Data umum

- Panjang girder (L) = 40 m
- Tinggi girder (hb) = 1,7 m
- Lebar jalan (b) = 9 m
- Tebal plat lantai jembatan (ts) = 0,25 m
- Tebal lapisan aspal = 0,05 m
- Lebar abutment (B) = 10 m
- Tinggi abutment = 8,2 m

Data Timbunan

- Berat volume (γ_t) = 1,85 t/m³
- Sudut geser (Φ) = 30 °
- Kohesi (c) = 0 t/m²

5.4.2 Pembebanan

Perhitungan Pembebanan pada jembatan yang direncanakan dalam studi ini disesuaikan pada RSNI T-02-2005, “Standar Pembebanan Untuk Jembatan” dan AASHTO LRFD (2012), terdiri dari :

- a). Beban Mati
- b). Beban Mati Tambahan
- c). Beban Lajur “D”
- d). Beban Rangkak (*creep*)
- e). Beban Susut (*shrinkage*)

- f). Gaya Rem
- g). Beban Tekanan Tanah
- h). Beban Gempa
- i). Pengaruh Temperatur

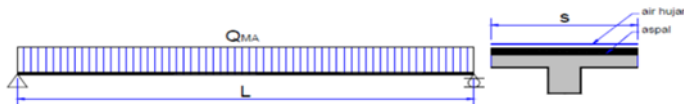
Pembebanan disesuaikan dengan pembagian struktur jembatan menjadi beberapa segmen, yaitu 6 segmen dimana satu segmen mewakili lebar 1,4 m lebar jembatan.

a) Beban Sendiri

Beban sendiri yang sudah *terinput* dari program bantu SAP2000 dari *section properties* girder dan abutment *Shear Wall*. Pelat dimodelkan menjadi beban sendiri pada pemodelan struktur

b) Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan yang diperhitungkan dalam bab ini adalah beban aspal.



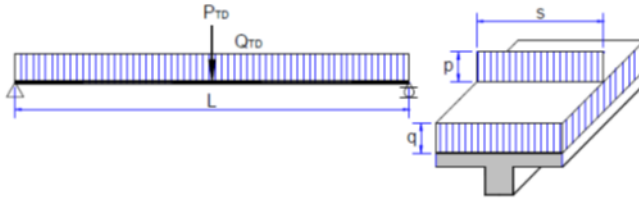
$$\begin{aligned}
 Q_{\text{aspal}} &= b_1 \times t \times 2245 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 1,4 \times 0,05 \times 2245 \\
 &= 157,15 \text{ kg/m}^3
 \end{aligned}$$

c) Beban Lajur "D"

Beban kendaraan yang berupa beban lajur "D" terdiri dari 2 macam beban yaitu beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Menurut SNI 1725-2016 pas al 8.3.1 BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya q tergantung pada panjang total jembatan (L) yang dibebani lalu lintas dengan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

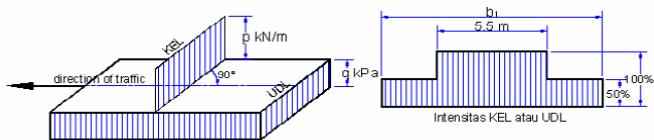
- $q = 9,0 \text{ kPa}$, untuk $L \leq 30 \text{ m}$

- $q = 9,0 \times (0,5 + 15 / L) \text{ kPa}$, untuk $L > 30 \text{ m}$



Gambar 5.42 Konfigurasi Beban BTR

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas $p \text{ kN/m}$ harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah $49,0 \text{ kN/m}$.



Gambar 1. Beban lajur "D"

Gambar 5.43 Konfigurasi Beban KEL

Menurut SNI 1725-2016 pasal 8.3.3, Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal itu dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur "D" tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai. Dihitung beban lajur "D" dengan data sebagai berikut :

- Bentang Jembatan, (L) = 40 m
- Lebar Jembatan = 9 m
- Lebar Trotoar = 1 m
- Beban Terbagi Rata (BTR) = $9 \times (0,5 + 15/40)$
= $7,88 \text{ kN/m}^2$ (untuk L $\geq 30 \text{ m}$)
- Beban Garis Terpusat, (BGT) = 49 KN/m

- FBD BGT untuk $L \leq 30\text{m}$ = 40 %
- Jumlah lajur = 2

Maka selanjutnya dapat dihitung :

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Garis} &= q \cdot \lambda \\
 &= 40 \times 7 \\
 &= 280 \text{ KN/m} \\
 \text{Wtd} &= q \times \text{Panjang Jembatan} \times \text{Lebar Jalan} \\
 &= 7,88 \times 40 \times 7 \\
 &= 2205 \text{ kN} \\
 \text{Ptd} &= (0,5 \times \text{Wtd}) + \text{beban garis} \\
 &= (0,5 \times 2205) + 280 \\
 &= 1382,5 \text{ kN} \\
 \text{Luas Trotoar} &= \text{Jumlah Trotoar} \times \text{Lebar Trotoar} \times \\
 &\quad \text{Panjang Jalan} \\
 &= 2 \times 1 \times 40 \\
 &= 80 \text{ m}^2 \\
 q \text{ (Untuk } 10\text{m}^2 \leq A \\
 \leq 100\text{m}^2) &= 5 - (0,033 \times (80 - 10)) \\
 &= 2,69 \text{ kPa} \\
 \text{P TP} &= A \times q \\
 &= 80 \times 2,69 \\
 &= 215,2 \text{ kN} \\
 \text{P TP/2} &= 215,2 / 2 \\
 &= 107,6 \\
 \text{VTD pada 1 abutment} &= \text{Ptd} + \text{P TP/2} \\
 &= 1490,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga beban lajur yang di input pada SAP2000 adalah 1490,1 pada tiap abutment nya.

d) **Beban Susut (*Shrinkage*)**

Berdasarkan pada RSNI T-12-2004, nilai regangan susut rencana beton untuk , $\epsilon_{cs,t} = 0,000153$, sehingga diinput ke dalam SAP2000 sebesar 0,000153.

e) Beban Rangkak (*Creep*)

Berdasarkan pada RSNI T-12-2004, nilai koefisien regangan rangkak rencana beton pada umur t (hari) pada mutu $f'c = 60$ MPa, Dari tabel, didapatkan:

$$\begin{aligned} \gamma_{cc} &= K_h \times K_d \times K_s \times K_f \times K_{ac} \times K_{to} \\ &= 0,73 \times 0,64 \times 1,2 \times 1 \times 1 \times 0,77 \\ &= 0,43 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_u &= 2,35 \times \gamma_{cc} \\ &= 2,35 \times 0,43 \\ &= 1,0105 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_{cc} &= (t^{0,6} / (10+t^{0,6})) C_u \\ &= (2025000^{0,6} / (10+2025000^{0,6})) 1,0105 \\ &= 1,0088, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_e &= \sigma / E \\ &= 11,36 / 4700\sqrt{f_c} \\ &= 11,36 / 4700\sqrt{60} \\ &= 0,000312 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{cc} &= \phi_{cc} \times \epsilon_e \\ &= 1,0088 \times 0,000312 \\ &= 0,000315 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan nilai $\epsilon_{cc} = 0,000315$ yang di kemudian *input* pada pembebanan SAP2000.

f) Gaya Rem

Bekerjanya gaya- gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurus lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas,

tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Besar gaya rem pada jembatan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} & 5\% \text{ dari beban lajur D} \\ & = 0,05 \times 1382,5 \text{ kN} \\ & = 69,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

g) Beban Tekanan Tanah

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu lintas, harus diperhatikan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.6 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (W_s), sudut geser dalam (ϕ), dan kohesi (c) dengan :

Koefisien tekanan tanah aktif,	$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$
Berat tanah,	$W_s = 16,12 \text{ kN/ m}^3$
Sudut Geser dalam,	$\phi = 0^\circ$
Kohesi,	$C = 2 \text{ t/m}^2$
Tinggi Total Abutment,	$H = 8,2 \text{ m}$
Lebar Abutment,	$B_y = 10 \text{ m}$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,7 m yang merupakan ekuivalen dengan beban kendaraan :

$$\begin{aligned} q & = 0,7 \times \gamma_{\text{tanah}} \\ & = 0,7 \times 18,5 \\ & = 12,95 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{a1} & = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \\ & = \tan^2 (45^\circ - 30^\circ/2) \\ & = 0,333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{a2} & = \tan^2 (45^\circ - 0^\circ/2) \\ & = 1,00 \end{aligned}$$

Gaya Akibat Tekanan Tanah

- untuk tanah akibat surcharge (beban merata timbunan 0,6 m)

$$\begin{aligned} T_{TA1} & = q \times H \times K_a \times B_y \\ & = 424,76 \text{ Kn} \end{aligned}$$

- untuk tanah timbunan

$$\begin{aligned} T_{TA2} &= (\sigma_{H2} - \sigma_{H1}) \times H \text{ abutment} \times 0,5 \times L \text{ abutment} \\ &= 2487,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

- untuk tanah pasif

$$T_{TP} = 241,45 \text{ kN}$$

Momen terhadap titik O

- untuk tanah akibat surcharge (beban merata timbunan 0,6 m)

$$\begin{aligned} M_{TA1} &= T_{TA1} \times h/2 \\ &= 424,76 \times 8,2/2 \\ &= 1741,52 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- untuk tanah timbunan

$$\begin{aligned} M_{TA2} &= T_{TA2} \times h/3 \\ &= 2487,88 \times 8,2/3 \\ &= 6800,21 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif

$$\begin{aligned} M_{TP} &= T_{TP} \times h \text{ pasif} /3 \\ &= 80,48 \text{ kNm} \end{aligned}$$

h) Beban Gempa

Untuk perhitungan pembebanan gempa digunakan RSNI 2833-2013, "*Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa*". Perhitungan beban gempa vertikal pada girder dihitung dengan menggunakan nilai 50% dari koefisien gempa horizontal statik ekuivalen.

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

Dimana :

$$Eq = \text{Gaya horizontal statis}$$

C_{sm} = Koef. Respon gempa elastik pada mpde getar ke-m

R = Faktor modifikasi respon = 1,5

W_t = Berat total nominal bangunan (beban mati+beban mati tambahan)

Percepatan Respon Spektrum

1) Koefisien Percepatan Respon Spektrum (berdasarkan peta wilayah gempa RSNI 2833-2013)

Penentuan S_s = 0,7 g

Penentuan S_1 = 0,3 g

Penentuan nilai F_a didapat dari tabel pada RSNI 2833-2013

Tabel 5.73 Faktor Amplifikasi Periode 0,2 detik (F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Dari tabel di atas didapat nilai F_a sebesar 0,9

Penentuan nilai F_v didapat dari tabel 4 pada RSNI 2833-2013

Tabel 5.74 Faktor Amplifikasi Periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Dari tabel di atas didapat nilai F_v sebesar 2,8

2) Penentuan Respon Spektra Gempa pada Jl. Kenjeran 504

$$\begin{aligned} \text{SMS} &= F_a \times S_s \\ &= 0,9 \times 0,7 \\ &= 0,63 \end{aligned} \qquad \begin{aligned} \text{SDS} &= 2/3 \times \text{SMS} \\ &= 2/3 \times 0,63 \\ &= 0,42 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{SM}_1 &= F_v \times S_1 \\ &= 2,8 \times 0,3 \\ &= 0,84 \end{aligned} \qquad \begin{aligned} \text{SD}_1 &= 2/3 \times \text{SM}_1 \\ &= 2/3 \times 0,84 \\ &= 0,56 \end{aligned}$$

3) Penentuan Respon Gempa Elastik

Perhitungan T_s	Perhitungan T_o
$T_s = \text{SD}_1/\text{SDS}$	$T_o = 0,2 \times T_s$
$= 0,56/0,42$	$= 0,2 \times 1,33$
$= 1,33$	$= 0,27$

Perhitungan Koef. Respon Gempa Elastik (Csm)

$$\begin{aligned} \text{Csm} &= \text{SD}_1/T \\ &= 0,38 \end{aligned}$$

4) Penentuan Respon Gempa Elastik arah melintang

Perhitungan T_s	Perhitungan T_o
$T_s = \text{SD}_1/\text{SDS}$	$T_o = 0,2 \times T_s$
$= 0,19/0,46$	$= 0,2 \times 0,4$
$= 0,4$	$= 0,08$

Perhitungan Koef. Respon Gempa Elastik (Csm)

$$\begin{aligned} \text{Csm} &= (\text{SDS} - A) \times T/T_o + A_s \\ &= (0,42 - 0,36) \times 0,095/0,2667 + 0,36 \\ &= 0,38 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan, distribusi beban gempa pada struktur atas sebagai berikut:

Tabel 5.75 Distribusi beban gempa (memanjang)

Distribusi beban gempa					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
STRUKTUR ATAS					
Pms =	3008.08	764.65	8.20	1.00	6270.15

Tabel 5.76 Distribusi beban gempa (melintang)

Distribusi beban gempa pada abutment					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
STRUKTUR ATAS					
Pms =	3008.08	725.50	8.20	1.00	5949.10

Pembebanan untuk gempa struktur bawah sama dengan pada jembatan konvensional dan didapatkan T_{eq} arah memanjang sebesar 1867,25 kN dan T_{eq} arah melintang sebesar 1771,64 kN.

i) Pengaruh Temperatur

Faktor Beban Ultimate, $K_{ET}^U = 1,2$

Temperatur Minimum = 15°C

Temperatur Maximum = 40°C

$\Delta T = 25^\circ C$

Koef. muai beton (α) = 10×10^{-6} per °C

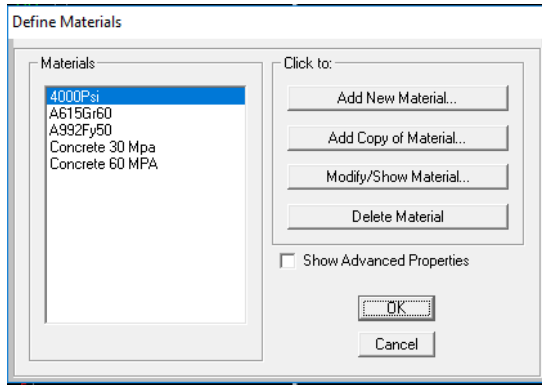
Pada penginputan beban di SAP2000, digunakan $\Delta T = 25^\circ$, berdasarkan RSNI T-02-2005 pembebanan jembatan, jarak temperatur maksimum dengan temperatur minimum di Indonesia bernilai 25°C.

5.4.3 Pemodelan Struktur Jembatan Integral

Membuat pemodelan struktur jembatan integral menggunakan program bantu SAP 2000, dengan analisis mekanika statis tak tentu. Model struktur jembatan integral untuk bentang tunggal dimodelkan sebagai portal yang dianggap satu portal ini mewakili satu segmen dari keseluruhan struktur. Setiap segmen mewakili 1,4 meter lebar abutmen yang menumpu satu balok girder. Perletakkan pada dasar kepala jembatan dimodelkan sebagai jepit. Pelat lantai dan kepala jembatan dimodelkan dengan menggunakan *Shell Area*. Abutment dimodelkan menggunakan *Shear Wall*. Pada balok jembatan dimodelkan sebagai elemen batang (*frame element*).

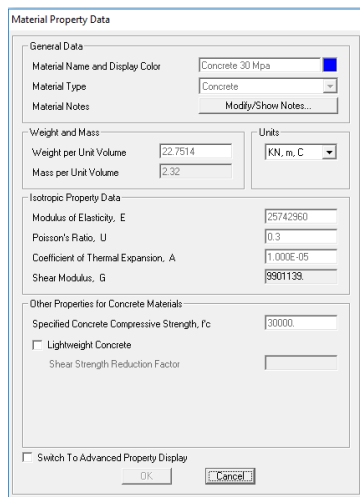
5.4.4 Menentukan Material

Menentukan material apa saja yang digunakan sebagai model antara lain material beton (*concrete*), baja (*steel*), dan lainnya. Sesuai dengan desain yang ada penentuan material dilakukan pada item Define Materials. Di dalam item itu bisa menentukan jenis material apa saja. Pada model ini hanya menggunakan material concrete saja. Dimana material concrete untuk struktur bangunan atas (*superstructure*) dan struktur bangunan bawah (*substructure*), material steel untuk balok gelagar dan perletakan, sedangkan material rebar untuk penulangan. Seperti pada gambar 5.44 sebagai berikut.



Gambar 5.44 Tampilan Define Materials pada SAP2000

Pada item ini juga bisa memodifikasi daripada material tersebut. Seperti mutu yang digunakan, berat volume material, modulus elastisitas, poissin ratio, dan sebagainya. Dimana disesuaikan dengan desain yang ada. Seperti pada gambar 5.45 sebagai berikut.



Material Property Data

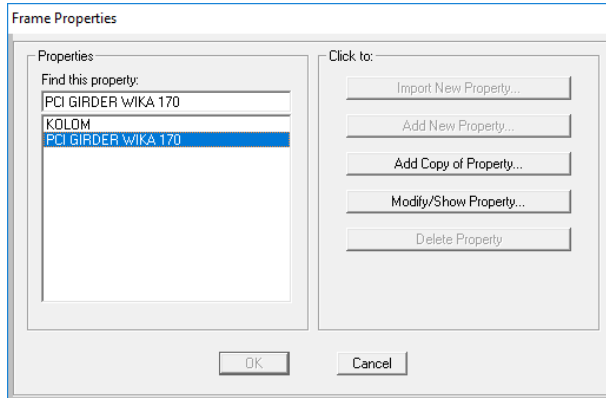
General Data	
Material Name and Display Color	Concrete 60 MPA ■
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	22.7514
Mass per Unit Volume	2.32
Units	
KN, m, C	
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	38406043
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.100E-06
Shear Modulus, G	15169185
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f_c	60000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

Gambar 5.45 Tampilan Material Property Data pada SAP2000

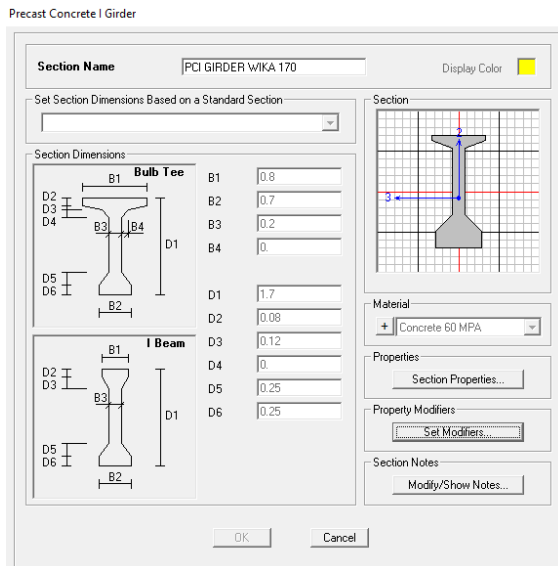
5.4.5 Memodelkan Struktur

Menentukan struktur apa saja yang digunakan pada model. Pada model ini membutuhkan model struktur portal, dengan balok girder memanjang dan melintang (*frame section*), pelat lantai kendaraan (*shell area*), abutmen (*shear wall*). Dimana struktur tersebut di *define* sesuai dengan bahan materialnya.

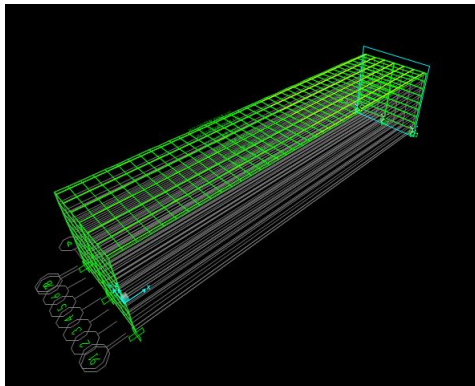
Penentuan struktur tersebut ada pada item Frame Section pada menu Define, Section Properties. Seperti pada gambar 5.49 sebagai berikut



Gambar 5.46 Tampilan Frame Properties pada SAP2000



Gambar 5.47 Tampilan Girder Section pada SAP2000
 Sehingga bisa didapatkan model 3D seperti pada gambar 5.52
 berikut.



Gambar 5.48 Tampilan Model Struktur pada SAP2000

Tabel 5.77 Hasil Analisis Kombinasi SAP2000

Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan					
Kombinasi Pembt	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Kombinasi 1	36.20	0.00	6385.76	0.00	1481.81
Kombinasi 2	206.12	0.00	6385.76	0.00	261.44
Kombinasi 3	36.20	121.28	6385.76	6.73	1481.81
Kombinasi 4	206.12	121.28	6385.76	6.73	261.44
Kombinasi 5a	4028.66	748.99	5161.18	34.98	18529.73
Kombinasi 5b	1379.73	2496.62	5068.47	116.77	7549.02

5.4.6 Kontrol pada Abutment

- **Kontrol terhadap Geser**

$$-\Phi = 0^\circ$$

$$-C = 2 \text{ kPa}$$

$$-B_x = 7 \text{ m}$$

$$-B_y = 10 \text{ m}$$

-k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

-Tx = gaya penyebab geser

$$\begin{aligned}
 H &= C \times B \times L + \tan \Phi \times V \times (1 + k) \\
 &= 2 \times 7 \times 10 + \tan 0^\circ \times 6385,76 \times (1 + 0\%) \\
 &= 140
 \end{aligned}$$

Tabel 5.78 kontrol Geser

No	Kombinasi	K	Vl (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kNm)		H	Terhadap Hx		Terhadap Hy	
				Hx	Hy	Mx	My		SF	Ket	SF	Ket
1	Kombinasi 1	0%	6385.76	36.20	0.00	0.00	1481.81	140.00	3.87	OK		
2	Kombinasi 2	25%	6385.76	206.12	0.00	0.00	261.44	140.00	0.68	NOT OK		
3	Kombinasi 3	25%	6385.76	36.20	121.28	6.73	1481.81	140.00	3.87	OK	1.15	OK
4	Kombinasi 4	40%	6385.76	206.12	121.28	6.73	261.44	140.00	0.68	NOT OK	1.15	OK
5	Kombinasi 5(a)	50%	5161.18	4028.66	748.99	34.98	18529.73	140.00	0.03	NOT OK	0.19	NOT OK
6	Kombinasi 5(b)	50%	5068.47	1379.73	2496.62	116.77	7549.02	140.00	0.10	NOT OK	0.06	NOT OK

- **Kontrol terhadap Ambles**

Dengan data sebaga berikut :

- Φ : 0°

- C : 2 kPa

- Bx : 8 m

- By : 12 m

- k : persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

- Ty : gaya penyebab geser

Tabel 5.79 Penentuan N_c , $N\phi$, N_V

ϕ	N_c	N_u	N_v	N_u/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_u	N_v	N_u/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.96	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.34	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.99	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

$$A = B \times 12$$

$$= 8 \times 12$$

$$= 96 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma V}{A} + \frac{\Sigma M}{W}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma V}{A} - \frac{\Sigma M}{W}$$

$$\Sigma V = 638,58 \text{ ton}$$

$$\Sigma M = 148,18 \text{ tonm}$$

$$I = \frac{1}{12} x l x b^3$$

$$= 1/12 \times 10 \times 7^3$$

170

$$= 285.83 \text{ m}^4$$

$$W = I / (0,5 \times B)$$

$$= 285,83 / (0,5 \times 7)$$

$$= 71,46 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{max} = 19,21 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 7,05 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 5,14$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

Strip Foundation

$$Q_{ult} = \frac{2}{3} c N_c + q N_q' + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

$$= 8,703 \text{ ton/m}^2$$

Kontrol :

$$SF = Q_{ult} / \sigma_{max}$$

$$= 8,703 / 19,21$$

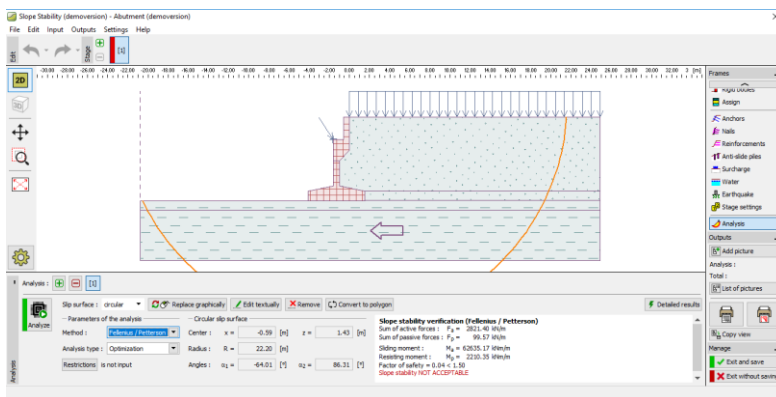
$$= 0,45 < 3 \text{ (NOT OK)}$$

Maka dibutuhkan pondasi dalam tiang pancang.

Tabel 5.80 Kontrol Ambles

Komb. No.	k	V	Mx (tonm)	My (tonm)	A	W	σ max	SF	Keterangan
1	0%	638.58	0.00	148.18	70.00	14.69	19.21	0.45	not ok
2	25%	638.58	0.00	26.14	70.00	14.69	10.90	0.80	not ok
3	25%	638.58	0.67	148.18	70.00	14.69	19.21	0.45	not ok
4	40%	638.58	0.67	26.14	70.00	14.69	10.90	0.80	not ok
5	50%	516.12	3.50	1852.97	70.00	14.69	133.53	0.07	not ok
6	50%	506.85	11.68	754.90	70.00	14.69	58.64	0.15	not ok

- Overall Stability

**Gambar 5.49** Overall Stability Abutment

Karena hasil dari control overall stability diperoleh hasil yang NOT OK, maka dibutuhkan tiang pancang.

5.4.7 Perencanaan Tiang Pancang

- Material Tiang Pancang

Tiang pancang pada tugas ini menggunakan tiang pancang beton wika dengan pilihan spesifikasi sebagai berikut :

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION										
Concrete Compressive Strength $f'_c = 52 \text{ MPa}$ (f'_c nilai: 600 kg/cm ²)										
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile** (m)
						Crack* (ton.m)	Break (ton.m)			
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6-16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6-17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6-18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6-19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6-20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6-20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6-21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6-22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6-23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6-24
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6-22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6-23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6-24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6-24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6-24

Gambar 5.50 Spesifikasi tiang pancang beton

Direncanakan penggunaan tiang pancang diameter 800 mm class C

- **Daya Dukung Ijin Tiang Pancang**

Perhitungan daya dukung ijin tiang pancang berdasarkan pada data tanah SPT dan rencana diameter tiang pancang dilakukan analisis daya dukung tanah dengan hasil dapat dilihat pada **LAMPIRAN**.

- **Konfigurasi Tiang Pancang**

Direncanakan Tiang Pancang dengan data-data berikut :

Tabel 5.81 Konfigurasi Tiang Pancang

Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan						
Kombinasi Pembebanan	Gaya (kN)				Momen - X (kN.m)	Momen - Y (kN.m)
	Hx	Hx (kg)	Hy	V		
Kombinasi 1	36.20	3620.2	0.00	6385.76	0.00	1481.81
Kombinasi 2	206.12	20611.6	0.00	6385.76	0.00	261.44
Kombinasi 3	36.20	3620.1	121.28	6385.76	6.73	1481.81
Kombinasi 4	206.12	20611.5	121.28	6385.76	6.73	261.44
Kombinasi 5 (x)	4028.66	402865.8	748.99	5161.18	34.98	18529.73
Kombinasi 5 (y)	1379.73	137973.4	2496.62	5068.47	116.77	7549.02

$$V_{\max} = 5161,18 \text{ Kn}$$

$$H_{\max} = 4028,66 \text{ Kn}$$

Direncanakan:

Jumlah tiang pancang (k)

$$= m \times n$$

$$= 4 \times 3$$

$$= 12 \text{ buah}$$

Dengan jarak antar tiang pancang :

$$B = 7 \text{ m}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

$$S_{\min} = 2.5D$$

$$= 2.5 \times 0.8$$

$$= 2 \text{ m}$$

Spakai kolom

$$= \frac{L-(2D)}{(m-1)}$$

$$= 2,8 \text{ m}$$

Spakai baris

$$= \frac{L-(2D)}{(m-1)}$$

$$= 2,7 \text{ m}$$

Dengan jarak antar tiang ke tengah :

Tabel 5.82 Jarak Tiang pancang ke tengah

xi		yi	
k	S	K	S
B1	2.70	K1	2.80
B2	0.00	K2	1.40
B3	2.70	K3	1.40
		K4	2.80

Diperhitungkan rencana daya dukung tiang pancang yang dibutuhkan :

Tabel 5.83 Perhitungan P max dan P min

Kombinasi Pembebanan	V/K	Momen - Y (kN.m)	Momen - X (kN.m)	xi	yi	$\sum xi^2$	$\sum yi^2$
Kombinasi 1	532.15	1481.81	0.00	2.70	2.80	58.32	58.80
Kombinasi 2	532.15	261.44	0.00	2.70	2.80	58.32	58.80
Kombinasi 3	532.15	1481.81	6.73	2.70	2.80	58.32	58.80
Kombinasi 4	532.15	261.44	6.73	2.70	2.80	58.32	58.80
Kombinasi 5 (x)	430.10	18529.73	34.98	2.70	2.80	58.32	58.80
Kombinasi 5 (y)	422.37	7549.02	116.77	2.70	2.80	58.32	58.80

Kombinasi Pembebanan	My Xmax/ $\sum xi^2$	Mx Y max/ $\sum yi^2$	P max 1 tiang (kN)	Pmax (ton)	p min	k	Pijin tekan (ton)	P ijin tarik (ton)	Kontrol Tekan	Kontrol Tarik
Kombinasi 1	68.60	0.00	600.75	60.07	46.35	100%	156.92	-43.47	OK	OK
Kombinasi 2	12.10	0.00	544.25	54.42	65.01	125%	196.16	-54.33	OK	OK
Kombinasi 3	68.60	0.32	601.07	60.11	57.90	125%	196.16	-54.33	OK	OK
Kombinasi 4	12.10	0.32	544.57	54.46	72.76	140%	219.69	-60.85	OK	OK
Kombinasi 5 (x)	857.86	1.67	1289.62	128.96	-64.41	150%	235.39	-65.20	OK	OK
Kombinasi 5 (y)	349.49	5.56	777.42	77.74	10.10	150%	235.39	-65.20	OK	OK

Mencari efesiensi tiang pancang

$$\begin{aligned}
 - \text{Ef} &= 1 - \left(\frac{\text{arc tan}\left(\frac{D}{S}\right)}{90} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \times n} \\
 - \text{Ef} &= 1 - \left(\frac{\text{arc tan}\left(\frac{0.8}{2,13}\right)}{90} \right) \times \frac{(4-1)5 + (5-1)4}{5 \times 4} \\
 &= 0,74
 \end{aligned}$$

Dari material detentukan :

$$\begin{aligned}
 - \text{ Pult tiang} &= 368,17 \text{ Ton} \\
 - \text{ Pijin 1 tiang} &= \frac{368.17}{2} \\
 &= \frac{368.17}{2} \\
 &= 184,085 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Dicari dari perhitungan daya dukung tanah dengan Diameter 0.8 m didapatkan :

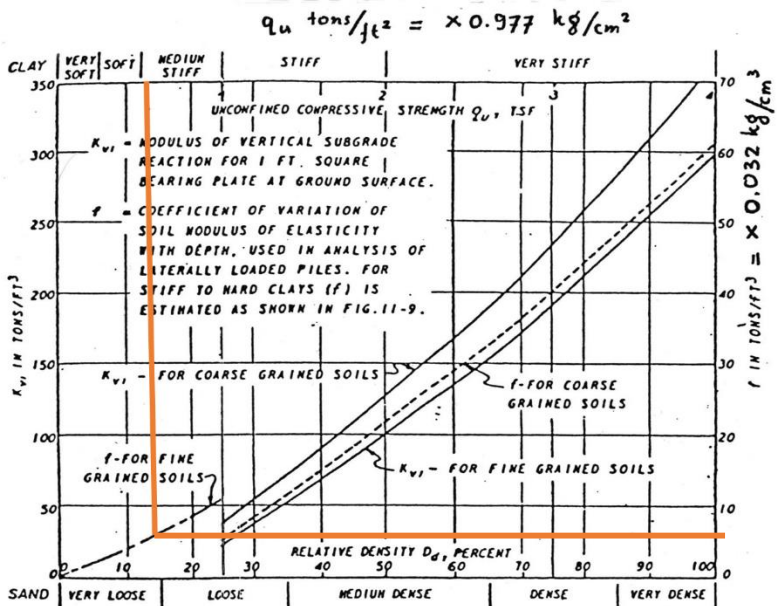
$$\begin{aligned}
 - \text{ Kedalaman} &= 19 \text{ m} \\
 - \text{ Pijin tanah 1 tiang (Tekan)} &= 201,44 \text{ ton} \\
 - \text{ Pijin dalam group} &= \text{Pijin 1 tiang} \times \text{Ef} \\
 &= 201,44 \times 0,74 \\
 &= 149,12 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Kontrol Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 F_c' &= 52 \text{ MPa} \\
 E &= 33892.18 \text{ MPa} \\
 &= 338921.82 \text{ Kg/cm}^2 \\
 I_{\text{tiang}} &= 1527869,6 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 2 C_u \\
 &= 2 \times 2 \text{ tonm}^2 / 10 \\
 &= 0,4 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F &= 6 \\
 &= 6 \times 0,032 \\
 &= 0,192 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 5.51 Grafik Nilai f

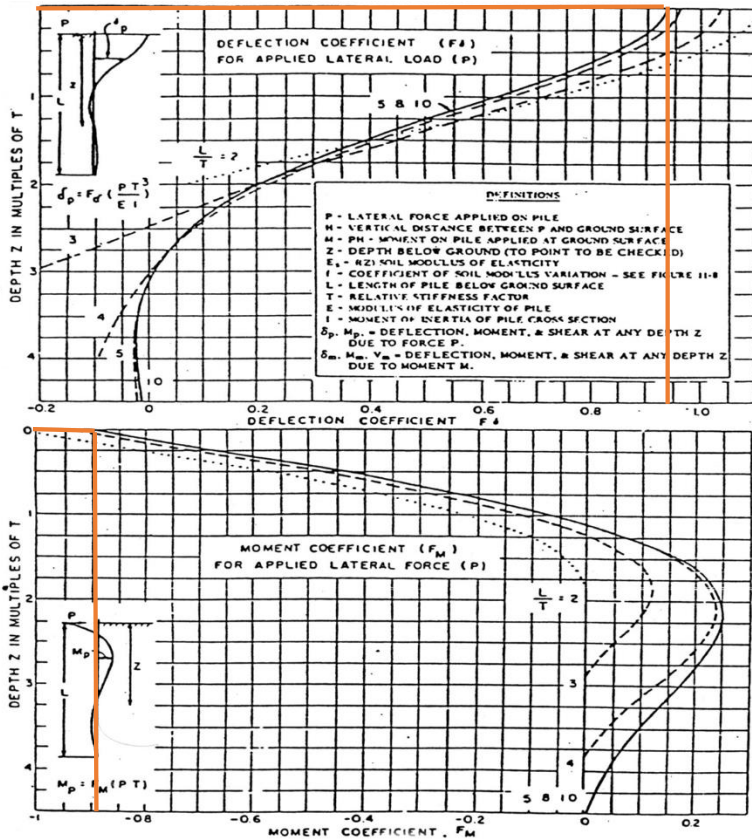
$$\begin{aligned}
 T &= \left(E \times \frac{L}{f} \right)^{1/5} \\
 &= \left(338921,82 \times \frac{1527869,6}{0.192} \right)^{1/5} \\
 &= 306,3211037 \text{ cm} \\
 &= 3,063211037 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Kedalaman (L)} = 19 \text{ m}$$

$$\frac{L}{T} = 6,203$$

$$Z = 0 \text{ m}$$

$$F_d = 0,94$$



Gambar 5.52 Grafik F δ dan F m

$$\begin{aligned} \frac{P}{K} &= \frac{Hx}{K} \\ &= \frac{402865,8}{12} \\ &= 33572,15 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_p &= F\delta \frac{PT^3}{EI} \\ &= 0,94 \times \frac{33572,15 \times 306,32^3}{338921,81 \times 1527869,6} \\ &= 1,752 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\delta_{ijin} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 5 \text{ cm}$$

Dengan syarat defleksi :

Menurut Mc Nulty dalam perencanaan pondasi tiang tidak diperbolehkan mengalami defleksi lateral terlalu besar. Jika kemiringan tiang terlalu besar, maka akan membahayakan stabilitas jangka bangunan yang didukungnya. Bangunan Gedung, jembatan dan struktur2 lainnya, umumnya Gerakan lateral yang ditoleransi kan hanya berkisar 2,5 cm sampai 5 cm untuk gempa. Dengan defleksi (δ_p) = 1,752 cm sehingga masih memenuhi persyaratan yang ada.

kontrol momen tiang pancang :

- $z = 0$
 - $f_m = 0.88$
 - $M_p = F_m \times P \times T$
 $= 0.88 \times 335,7215 \times 3,063$
 $= 904,979 \text{ KNm}$
 $= 90,4979 \text{ Tonm}$
 - $M_{\text{crack}} = 65 \text{ Tonm (dari brosur)}$
 - $M_{\text{crack gempa}} = 65 \times 150\%$
 $= 97,5 \text{ Tonm}$
- $M_{\text{crack}} > M_p \quad (\text{Ok})$

5.5 Perbandingan Hasil Anallisa dan Pembahasan

Dari hasil perhitungan untuk jembatan konvensional dan hasil analisis dengan program SAP 2000 didapatkan perbedaan sebagai berikut:

5.5.1 Gaya dan Momen Pada Perletakan

Gaya serta momen yang diterima perletakan jembatan konvensional dan jembatan integral terdapat perbedaan ketika direncanakan pada tanah yang lunak. Untuk perbandingannya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.84 Gaya dan Momen Jembatan Konvensional Tanah Lunak

Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan					
Kombinasi Pembebanan	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Kombinasi 1	1841.156	0.000	12635.785	0.000	836.491
Kombinasi 2	1867.406	0.000	12635.785	0.000	999.241
Kombinasi 3	1841.156	121.275	12635.785	913.605	836.491
Kombinasi 4	1867.406	121.275	12635.785	913.605	999.241
Kombinasi 5a	5669.871	749.141	11145.685	3182.076	19294.939
Kombinasi 5b	2941.383	2497.136	8137.601	10606.919	10826.428

Tabel 5.85 Gaya dan Momen Jembatan Integral Tanah Lunak

Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan					
Kombinasi Pemb	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Kombinasi 1	36.20	0.00	6385.76	0.00	1481.81
Kombinasi 2	206.12	0.00	6385.76	0.00	261.44
Kombinasi 3	36.20	121.28	6385.76	6.73	1481.81
Kombinasi 4	206.12	121.28	6385.76	6.73	261.44
Kombinasi 5a	4028.66	748.99	5161.18	34.98	18529.73
Kombinasi 5b	1379.73	2496.62	5068.47	116.77	7549.02

Dari kedua tabel diatas dapat dilihat pada kombinasi 2 dari jembatan integral memiliki gaya arah memanjang dengan perbandingan hampir 10 kali lebih kecil dibandingkan jembatan konvensional, namun tidak terdapat perbedaan yang besar pada

gaya arah melintang. Sedangkan pada perbandingan momen yang diterima, jembatan integral memiliki pengurangan yang sangat signifikan pada momen X. Sedangkan, pada momen Y jembatan integral relatif mendapat momen yang lebih besar dibandingkan jembatan konvensional walaupun momen maksimal Y nya tetap lebih kecil dibandingkan jembatan konvensional.

Tabel 5.86 Gaya dan Momen Jembatan Konvensional Tanah Keras

Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan					
Kombinasi Pembebanan	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Kombinasi 1	1509.147	0.000	11735.785	0.000	697.730
Kombinasi 2	1535.397	0.000	11735.785	0.000	860.480
Kombinasi 3	1509.147	121.275	11735.785	913.605	697.730
Kombinasi 4	1535.397	121.275	11735.785	913.605	860.480
Kombinasi 5a	7433.027	723.338	10245.685	3211.185	30753.485
Kombinasi 5b	3237.924	2411.127	7237.601	10703.951	19820.476

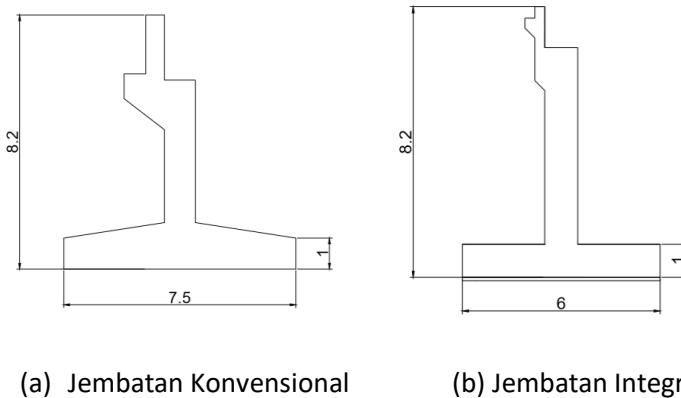
Tabel 5.87 Gaya dan Momen Jembatan Integral Tanah Keras

Kombinasi Pembebanan	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Kombinasi 1	851.59	0.00	6385.76	0.00	2647.85
Kombinasi 2	609.27	0.00	6385.76	0.00	1427.47
Kombinasi 3	851.59	121.28	6385.76	6.73	2647.85
Kombinasi 4	609.27	121.28	6385.76	6.73	1427.47
Kombinasi 5a	3673.12	696.52	5258.74	32.77	20419.59
Kombinasi 5b	2576.21	2321.73	5088.52	109.39	10840.52

Perbandingan gaya dan momen yang diterima jembatan integral dengan jembatan konvensional pada tanah keras sama dengan ketika direncanakan pada tanah lunak, gaya arah memanjang dan momennya jauh lebih kecil, namun gaya arah melintangnya relative sama dan momen Y yang diterima jembatan integral relative lebih besar, walaupun momen maksimum nya tetap lebih besar pada jembatan konvensional.

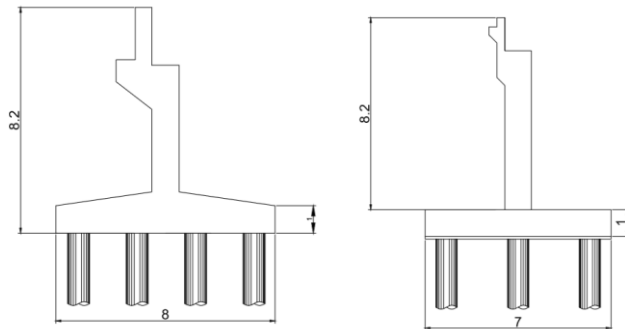
5.5.2 Dimensi Abutment

Jembatan konvensional maupun jembatan integral direncanakan dengan tinggi abutment yang sama, yaitu 8,2 meter. Karena itu, dimensi yang akan dibandingkan hanyalah dimensi pilecap abutment yang dibutuhkan dari masing- masing abutment sesuai perhitungan pada sub bab 5.1 sampai 5.4.



Gambar 5. 53 Dimensi Abutment Jembatan pada Tanah Keras

Dimensi pilecap abutment konvensional pada tanah keras diperlukan lebar 7,5 m dan panjang 10 m agar didapatkan kontrol stabilitas yang sesuai, namun pada jembatan integral hanya diperlukan lebar 6 m dan panjang 10 m agar tidak mengalami ambles, geser dan longsor.



(a) Jembatan Konvensional

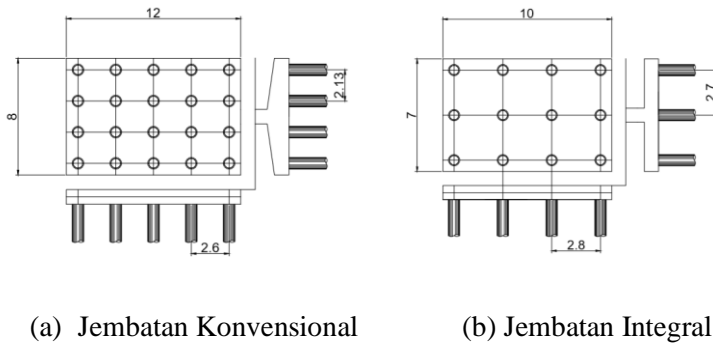
(b) Jembatan Integral

Gambar 5.54 Dimensi Abutment Jembatan pada Tanah Lunak

Pada jembatan konvensional tanah lunak dibutuhkan dimensi pilecap abutment dengan lebar 8 m dan panjang 12 m agar jumlah tiang pancang memenuhi dalam pilecap abutment, sedangkan pada jembatan integral hanya dibutuhkan lebar 7 m dan panjang 10 m agar tiang pancang yang dibutuhkan cukup memenuhi dalam pilecap.

5.5.3 Kebutuhan Tiang Pancang

Sesuai dengan perhitungan pada sub bab 5.1 dan 5.4, karena pada tanah keras, kedua jenis jembatan tidak membutuhkan pondasi lebih lanjut, maka hanya akan dibandingkan kebutuhan pondasi tiang pancang antara kedua jenis jembatan ketika direncanakan di tanah yang lunak.



Gambar 5.55 Kebutuhan Tiang Pancang Jembatan pada Tanah Lunak

Pondasi yang dibutuhkan pada jembatan konvensional agar tidak terjadi geser, ambles, dan longsor adalah dengan jumlah tiang pancang sebanyak 20 dengan konfigurasi 5 x 4, sedangkan pada jembatan integral ketika direncanakan pada tanah yang lunak hanya membutuhkan tiang pancang dengan jumlah 12 dengan konfigurasi 4 x 3. Sehingga jumlah tiang pancang yang dibutuhkan jembatan integral lebih sedikit apabila dibandingkan dengan jembatan konvensional.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

1. Jembatan Integral mendapati gaya- gaya dan momen yang bekerja yang jauh lebih kecil apabila dibandingkan dengan Jembatan Konvensional dikarenakan Jembatan Integral lebih kaku sebagai jembatan satu kesatuan.
2. Pondasi pada jembatan konvensional membutuhkan tiang pancang yang lebih banyak yaitu 20 (4X5) dan dimensi pilecap abutment yang lebih besar yaitu 8m x 12 m apabila dibandingkan dengan pondasi pada jembatan integral yang hanya membutuhkan tiang pancang 12 (4X3) serta dimensi pilecap abutment yang hanya 7m x 10 m jika dibangun pada tanah yang lunak.
3. Abutment jembatan konvensional membutuhkan dimensi pilecap yang lebih besar yaitu 7,5m x 10m apabila dibandingkan dengan abutment jembatan integral yang hanya 6m x 10m apabila dibangun di tanah yang keras dikarenakan momen yang diterima pada perletakan di jembatan integral lebih kecil dibandingkan jembatan konvensional di tanah keras.

Tabel 6.1 Perbedaan 2 Jenis Jembatan pada Tanah Keras

Jembatan pada Tanah Keras			
No.	Perbedaan	Jembatan Konvensional	Jembatan Integral
1	Momen X Max (pada perletakan)	10703,95 kN.m	109.39 kN.m
2	Momen Y Max (pada perletakan)	30753,48 kN.m	20419,59 kN.m
3	Dimensi Pilecap	7,5 m x 10 m x 1 m	6 m x 10 m x 1 m

Tabel 6.2 Perbedaan 2 Jenis Jembatan pada Tanah Lunak

Jembatan pada Tanah Lunak			
No.	Perbedaan	Jembatan Konvensional	Jembatan Integral
1	Momen X Max (pada perletakan)	10606.92 kN.m	116.77 kN.m
2	Momen Y Max (pada perletakan)	19294,94 kN.m	18529.73 kN.m
3	Dimensi Pilecap	8 m x 12 m x 1 m	7 m x 10 m x 1 m
4	Kebutuhan Tiang Pancang	20 (5 X 4)	12 (4 X 3)

6.2 Saran

- Perencanaan oprit timbunan sebaiknya memperhitungkan lokasi sekitar.
- Dapat memperhitungkan biaya pelaksanaan dan metode pelaksanaan serta pemeliharaan dalam membandingkan kedua jenis jembatan.

DAFTAR PUSTAKA

Afianto. W. 2009. **Perhitungan Kekuatan Abutmen Jembatan Semi-Integral Bentang 15 m dan 20 m dengan Variasi Tinggi Abutmen dan Jenis Tanah**. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

A'yun. 2017. **Perencanaan Ulang Jembatan Kali Anyar Desa Bantur Kabupaten Malang Kilometer 240+650 Balekambang Jawa Timur dengan Menggunakan Balok Konvensional**. Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Das, Braja M. 1995. **Mekanika Tanah (Prinsip – Prinsip Rekayasa Geoteknis)**, Terjemahan oleh Noor Endah & Indra Surya Mochtar. Jilid I, Jakarta: Erlangga.

Das, Braja M. 2002. **Principles of Geotechnical Engineering. Fifth Edit.** USA: Cengage Learning.

Das, Braja M. 2015. **Principles of Geotechnical Engineering. Seventh Edit.** California State University, Sacramento: Bill Stenquist.

Dhaneswera, R. 2016. **Studi Perbandingan Kinerja Sistem Jembatan Integral Dengan Jembatan Konvensional Pada Berbagai Variasi Bentang**. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Khairunnisa, K. 2018. **Perencanaan Struktur Pondasi Dan Abutmen Pada Jembatan Peny eberangan Muara Teweh**. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Pamungkas. A. P. 2019. **Perencanaan Abutment Jembatan dan Perbaikan Tanah Dasar Pada Oprit Jembatan Kali Dekat Jalan Lingkar Luar Lamongan.** Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

RSNI T-02-2005. **Standart Pembebanan untuk Jembatan.** Bandung: Badan Standarisasi Nasional.

Setiati. N. R. 2011. **Jembatan Integral Gelagar Prategang.** Bandung: Badan Penelitian dan Pengembangan Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan.

SNI 1725:2016. **Pembebanan untuk Jembatan.** Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

SNI 8460:2017. **Persyaratan Perancangan Geoteknik.** Bandung: Badan Standarisasi Nasional

RSNI T-12-2004. **Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan.** Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

SNI 2833:2016. **Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa.** Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

LAMPIRAN 1 DATA PERENCANAAN

• Data Tanah Keras

DRILLING LOG																		
KLIEN = PT. PIER		NAMA PROJEK = PERGEDANGAN DAN CONTAINER YARD				TJPE BOR = ROTARY DRILLING		Lokasi										
TITIK BOR = B6-1		MEKA AIR TANAH = -5.68 METER				SELESAI = 3 MEI 2018		ED = Undrath Sample										
LOKASI PROJEK = KOMPLEK PERGEDANGAN FT. PIER BEMBANG PASURUAN		SELESAI = 7 MEI 2018				MASTER BOR = HARNO		CS = Core Sample										
								SPT = SPT Test										
Soed in m	Elevation (UMI) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST				Standard Penetration Test			
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N Value (Blows/30 cm)	Blows per each 15 cm	N-Value			
-0.08	1.80				START UP BUSHING													
-1.02	-1.02	-1.02			LEMI'UNG	ABU-ABU COKLAI*	SUP 1	SPT 1 = 4										
-2.08	-2.08	-2.08																
-3.02	-3.02	-3.02																
-4.08	-4.08	-4.08																
-5.02	-5.02	-5.02																
-6.08	-6.08	-6.08																
-7.02	-7.02	-7.02																
-8.08	-8.08	-8.08																
-9.02	-9.02	-9.02																
-10.08	-10.08	-10.08																
-11.02	-11.02	-11.02																
-12.08	-12.08	-12.08																
-13.02	-13.02	-13.02																
-14.08	-14.08	-14.08																
-15.02	-15.02	-15.02																
-16.08	-16.08	-16.08																
-17.02	-17.02	-17.02																
-18.08	-18.08	-18.08																
-19.02	-19.02	-19.02																
-20.08	-20.08	-20.08																
-21.02	-21.02	-21.02																
-22.08	-22.08	-22.08																
-23.02	-23.02	-23.02																
-24.08	-24.08	-24.08																
-25.02	-25.02	-25.02																
-26.08	-26.08	-26.08																
-27.02	-27.02	-27.02																
-28.08	-28.08	-28.08																
-29.02	-29.02	-29.02																
-30.08	-30.08	-30.08																
-31.02	-31.02	-31.02																
					END UP BUSHING													

• **Data Tanah Lunak**



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

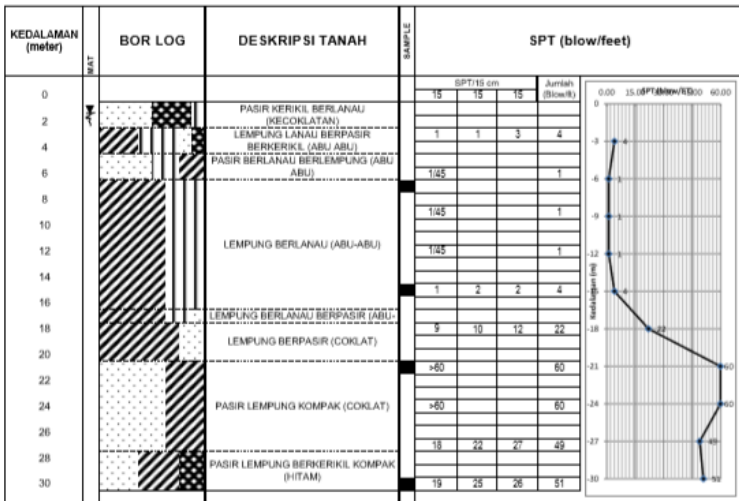
JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Sepuluh Nopember Surabaya 60111, Telp. 031 5594251-55 Psw 1140 Telp/Fax 031 552 8601, e-mail: tanah.its@gmail.com

LEGEND	PASIR	LEMPUNG	LANAU	KERIKIL	BATU BARA	UNDISTURBED SAMPLE	MAT

KLIEN	: PT. KOPEL LAHAN ANDALAN	TANGGAL	: 18 - 19 Agustus 2016
PROYEK	: PEMBANGUNAN APARTEMEN	MASTER BOR	: Ropli Cs
LOKASI	: JL. KENJERAN 504 SURABAYA	ELEVASI	: ±0,00 m - MT
TITIK BOR No.	: BH - 1	MAT	: - 1,10 m



LAMPIRAN 2 KORELASI DATA TANAH

• Korelasi Data Tanah Keras

DEPTH (m)	STANDARD PENETRATION TEST (SPT) N/30 CM	PHYSICAL PROPERTIES						MECHANICAL PROPERTIES				
		WATER CONTENT (WC) (%)	DRY DENSITY (γ_d) (GR/CM ³)	DERAJA T JENUH (γ_{SAT}) (GR/CM ³)	SPESIFIC GRAVITY GS	POROSITY n	VOID RATIO e	DIRECT SHEAR TEST		ATTERBERG TEST BARU		
								Cu	ϕ	LL	PL	IP
							KG/CM ²	($^{\circ}$)	%	%	%	
0	4							0.18	28.00			
1	4											
2	4											
3	60	33.53	1.39	1.85	2.59	46.44	0.87	1.27	35.00	*	*	*
4	60											
5	50											
6	50											
7	50											
8	50	31.24	1.44	1.89	2.61	44.93	0.82			*	*	*
9	50											
10	50											
11	50											
12	50	30.48	1.46	1.91	2.63	44.51	0.80			*	*	*
13	50											
14	50											
15	50											
16	50											
17	50											
18	50	30.68	1.44	1.88	2.58	44.17	0.79			*	*	*
19	50											
20	50											
21	50											
22	50											
23	50	28.66	1.50	1.93	2.63	42.99	0.75			*	*	*
24	50											
25	50											
26	50											
27	44											
28	44	26.07	1.55	1.95	2.59	40.33	0.68		39.50	62.37	31.58	30.79
29	57											
30	57								41.00			

LAMPIRAN 3 DIMENSI ABUTMENT

• **Dimensi Abutment Konvensional pada Tanah Lunak**

Bidang	b (m)	h (m)	l (m)	Bentuk	Lengan (m)	arah	Berat (Kg)	Momen X (Kgm)	Momen X (KNm)
ABUTMENT									
I	8.00	1.00	12.00	1.00	0.00	0	230400.00	0.00	0.00
II	1.00	5.10	10.00	1.00	0.00	-1	122400.00	0.00	0.00
III	2.50	0.50	10.00	0.50	1.33	-1	15000.00	-20000.00	-200.00
IV	2.50	0.50	10.00	0.50	2.33	1	15000.00	35000.00	350.00
V	1.30	1.00	10.00	0.50	0.93	-1	15600.00	-14560.00	-145.60
VI	1.30	0.80	10.00	1.00	1.15	-1	24960.00	-28704.00	-287.04
VII	0.60	2.00	10.00	1.00	0.80	-1	28800.00	-23040.00	-230.40
TANAH									
1	1.00	6.80	9.20	1.00	1.60	-1	115736.00	-185177.60	-1851.78
2	1.20	2.00	9.20	1.00	2.40	-1	40848.00	-98035.20	-980.35
3	1.30	1.00	9.20	0.50	1.37	-1	11063.00	-15119.43	-151.19
4	1.30	3.00	9.20	1.00	1.15	-1	66378.00	-76334.70	-763.35
5	2.50	0.50	9.20	0.50	2.17	-1	10637.50	-23047.92	-230.48
WINGWALL									
1	1.30	1.00	0.80	0.50	1.37	-1	1248.00	-1705.60	-17.06
2	1.30	2.25	0.80	1.00	1.15	-1	5616.00	-6458.40	-64.58
3	1.70	4.25	0.80	1.00	2.65	-1	13872.00	-36760.80	-367.61
4	2.50	0.50	0.80	0.50	2.17	-1	1200.00	-2600.00	-26.00
5	0.30	0.90	0.80	1.00	1.95	-1	518.40	-1010.88	-10.11
6	1.40	1.40	0.80	1.00	4.47	-1	3763.20	-16808.96	-168.09
7	3.00	2.00	0.80	1.00	2.60	-1	11520.00	-29952.00	-299.52
							734560.10	TOTAL=	-5443.15

• **Dimensi Abutment pada Tanah Keras**

Bidang	b (m)	h (m)	l (m)	Bentuk	Lengan (m)	arah	Berat (Kg)	Momen X (Kgm)	Momen X (KNm)
ABUTMENT									
I	7.5	1.0	10.0	1.0	0.0	0.0	180000.0	0.0	0.0
II	1.0	5.1	10.0	1.0	0.0	-1.0	122400.0	0.0	0.0
III	2.5	0.5	10.0	0.5	1.3	-1.0	15000.0	-20000.0	-200.0
IV	2.5	0.5	10.0	0.5	2.1	1.0	15000.0	31250.0	312.5
V	1.3	1.0	10.0	0.5	0.9	-1.0	15600.0	-14560.0	-145.6
VI	1.3	0.8	10.0	1.0	1.2	-1.0	24960.0	-28704.0	-287.0
VII	0.6	2.0	10.0	1.0	0.8	-1.0	28800.0	-23040.0	-230.4
TANAH									
1	1.0	6.8	9.2	1.0	1.6	-1.0	115736.0	-185177.6	-1851.8
2	1.2	2.0	9.2	1.0	2.4	-1.0	40848.0	-98035.2	-980.4
3	1.3	1.0	9.2	0.5	1.4	-1.0	11063.0	-15119.4	-151.2
4	1.3	3.0	9.2	1.0	1.2	-1.0	66378.0	-76334.7	-763.3
5	2.5	0.5	9.2	0.5	2.2	-1.0	10637.5	-23047.9	-230.5
WINGWALL									
1	1.3	1.0	0.8	0.5	1.4	-1.0	1248.0	-1705.6	-17.1
2	1.3	2.3	0.8	1.0	1.2	-1.0	5616.0	-6458.4	-64.6
3	1.7	4.3	0.8	1.0	2.7	-1.0	13872.0	-36760.8	-367.6
4	2.5	0.5	0.8	0.5	2.2	-1.0	1200.0	-2600.0	-26.0
5	0.3	0.9	0.8	1.0	2.0	-1.0	518.4	-1010.9	-10.1
6	1.4	1.4	0.8	1.0	4.2	-1.0	3763.2	-15868.2	-158.7
7	3.0	2.0	0.8	1.0	2.6	-1.0	11520.0	-29952.0	-299.5
							684160.10	TOTAL=	-5471.25

LAMPIRAN 4

DISTRIBUSI BEBAN GEMPA KONVENSIIONAL PADA TANAH KERAS

- Distribusi beban gempa atruktur atas

Bidang	b (m)	h (m)	l (m)	Bentuk	Lengan (m)	arah	Berat (Kg)	Momen (Kgm)	Momen (KNm)
ABUTMENT									
I	7.50	1.00	10.00	1.00	0.00	0.00	180000.00	0.00	0.00
II	1.00	5.10	10.00	1.00	0.00	-1.00	122400.00	0.00	0.00
III	2.50	0.50	10.00	0.50	1.33	-1.00	15000.00	-20000.00	-200.00
IV	2.50	0.50	10.00	0.50	2.08	1.00	15000.00	31250.00	312.50
V	1.30	1.00	10.00	0.50	0.93	-1.00	15600.00	-14560.00	-145.60
VI	1.30	0.80	10.00	1.00	1.15	-1.00	24960.00	-28704.00	-287.04
VII	0.60	2.00	10.00	1.00	0.80	-1.00	28800.00	-23040.00	-230.40
TANAH									
1.00	1.00	6.80	9.20	1.00	1.60	-1.00	115736.00	-185177.60	-1851.78
2.00	1.20	2.00	9.20	1.00	2.40	-1.00	40848.00	-98035.20	-980.35
3.00	1.30	1.00	9.20	0.50	1.37	-1.00	11063.00	-15119.43	-151.19
4.00	1.30	3.00	9.20	1.00	1.15	-1.00	66378.00	-76334.70	-763.35
5.00	2.50	0.50	9.20	0.50	2.17	-1.00	10637.50	-23047.92	-230.48
WINGWALL									
1.00	1.30	1.00	0.80	0.50	1.37	-1.00	1248.00	-1705.60	-17.06
2.00	1.30	2.25	0.80	1.00	1.15	-1.00	5616.00	-6458.40	-64.58
3.00	1.70	4.25	0.80	1.00	2.65	-1.00	13872.00	-36760.80	-367.61
4.00	2.50	0.50	0.80	0.50	2.17	-1.00	1200.00	-2600.00	-26.00
5.00	0.30	0.90	0.80	1.00	1.95	-1.00	518.40	-1010.88	-10.11
6.00	1.40	1.40	0.80	1.00	4.22	-1.00	3763.20	-15868.16	-158.68
7.00	3.00	2.00	0.80	1.00	2.60	-1.00	11520.00	-29952.00	-150.85
						TOTAL=	684160.10	TOTAL=	-5322.58

• **Distribusi beban gempa struktur bawah memanjang**

Distribusi beban gempa arah X					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
ABUTMENT					
1	1800.00	593.86	0.50	1.00	296.93
2	1224.00	403.83	3.55	1.00	1433.58
3	150.00	49.49	1.17	1.00	57.74
4	150.00	49.49	1.17	1.00	57.74
5	156.00	51.47	4.92	1.00	253.05
6	249.60	82.35	5.65	1.00	465.27
7	288.00	95.02	7.65	1.00	726.89
TANAH					
1	1157.36	381.84	6.40	1.00	2443.77
2	408.48	134.77	2.00	1.00	269.53
3	110.63	36.50	4.83	1.00	176.41
4	663.78	219.00	3.00	1.00	656.99
5	106.38	35.10	1.33	1.00	46.79
WING WALL					
1	12.48	4.12	4.08	1.00	16.81
2	56.16	18.53	2.63	1.00	48.64
3	138.72	45.77	4.53	1.00	207.10
4	12.00	3.96	1.33	1.00	5.28
5	5.18	1.71	1.95	1.00	3.34
6	37.63	12.42	1.93	1.00	24.00
7	115.20	38.01	7.65	1.00	290.75
	Teq =	2257.20		Meq =	7480.61

- **Distribusi beban gempa struktur bawah melintang**

Distribusi beban gempa arah Y					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
ABUTMENT					
1	1800.00	440.63	0.50	1.00	220.31
2	1224.00	299.63	3.55	1.00	1063.67
3	150.00	36.72	1.17	1.00	42.84
4	150.00	36.72	1.17	1.00	42.84
5	156.00	38.19	4.92	1.00	187.76
6	249.60	61.10	5.65	1.00	
7	288.00	70.50	7.65	1.00	
TANAH					
1	1157.36	283.31	6.40	1.00	1813.20
2	408.48	99.99	2.00	1.00	199.99
3	110.63	27.08	4.83	1.00	130.89
4	663.78	162.49	3.00	1.00	487.46
5	106.38	26.04	1.33	1.00	34.72
WING WALL					
1	12.48	3.06	4.08	1.00	12.47
2	56.16	13.75	2.63	1.00	36.09
3	138.72	33.96	4.53	1.00	153.66
4	12.00	2.94	1.33	1.00	3.92
5	5.18	1.27	1.95	1.00	2.47
7	37.63	9.21	1.93	1.00	17.81
8	115.20	28.20	7.65	1.00	215.73
	Teq =	1674.77		Meq =	4665.83

LAMPIRAN 5

DISTRIBUSI BEBAN GEMPA KONVENSIIONAL PADA TANAH LUNAK

• **Distribusi beban gempa pada struktur atas**

Bidang	b (m)	h (m)	l (m)	Bentuk	Lengan (m)	arah	Berat (Kg)	Momen (Kgm)	Momen (KNm)
ABUTMENT									
I	8.00	1.00	12.00	1.00	0.00	0.00	230400.00	0.00	0.00
II	1.00	5.10	10.00	1.00	0.00	-1.00	122400.00	0.00	0.00
III	2.50	0.50	10.00	0.50	1.33	-1.00	15000.00	-20000.00	-200.00
IV	2.50	0.50	10.00	0.50	2.33	1.00	15000.00	35000.00	350.00
V	1.30	1.00	10.00	0.50	0.93	-1.00	15600.00	-14560.00	-145.60
VI	1.30	0.80	10.00	1.00	1.15	-1.00	24960.00	-28704.00	-287.04
VII	0.60	2.00	10.00	1.00	0.80	-1.00	28800.00	-23040.00	-230.40
TANAH									
1.00	1.00	6.80	9.20	1.00	1.60	-1.00	115736.00	-185177.60	-1851.78
2.00	1.20	2.00	9.20	1.00	2.40	-1.00	40848.00	-98035.20	-980.35
3.00	1.30	1.00	9.20	0.50	1.37	-1.00	11063.00	-15119.43	-151.19
4.00	1.30	3.00	9.20	1.00	1.15	-1.00	66378.00	-76334.70	-763.35
5.00	2.50	0.50	9.20	0.50	2.17	-1.00	10637.50	-23047.92	-230.48
WINGWALL									
1.00	1.30	1.00	0.80	0.50	1.37	-1.00	1248.00	-1705.60	-17.06
2.00	1.30	2.25	0.80	1.00	1.15	-1.00	5616.00	-6458.40	-64.58
3.00	1.70	4.25	0.80	1.00	2.65	-1.00	13872.00	-36760.80	-367.61
4.00	2.50	0.50	0.80	0.50	2.17	-1.00	1200.00	-2600.00	-26.00
5.00	0.30	0.90	0.80	1.00	1.95	-1.00	518.40	-1010.88	-10.11
6.00	1.40	1.40	0.80	1.00	4.47	-1.00	3763.20	-16808.96	-168.09
7.00	3.00	2.00	0.80	1.00	2.60	-1.00	11520.00	-29952.00	-150.85
						TOTAL	734560.10	TOTAL=	-5294.49

- **Distribusi beban gempa pada struktur bawah memanjang**

Distribusi beban gempa arah x					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
ABUTMENT					
1	2304.00	585.67	0.50	1.00	292.84
2	1224.00	311.14	3.55	1.00	1104.55
3	150.00	38.13	1.17	1.00	44.48
4	150.00	38.13	1.17	1.00	44.48
5	156.00	39.66	4.92	1.00	194.97
6	249.60	63.45	5.65	1.00	358.48
7	288.00	73.21	7.65	1.00	560.05
TANAH					
1	1157.36	294.20	6.40	1.00	1882.88
2	408.48	103.84	2.00	1.00	207.67
3	110.63	28.12	4.83	1.00	135.92
4	663.78	168.73	3.00	1.00	506.20
5	106.38	27.04	1.33	1.00	36.05
WING WALL					
1	12.48	3.17	4.08	1.00	12.95
2	56.16	14.28	2.63	1.00	37.47
3	138.72	35.26	4.53	1.00	159.56
4	12.00	3.05	1.33	1.00	4.07
5	5.18	1.32	1.95	1.00	2.57
6	37.63	9.57	1.93	1.00	18.49
7	115.20	29.28	7.65	1.00	224.02
	Teq =	1867.25		Meq Y=	5827.72

- Distribusi beban gempa pada struktur bawah melintang**

Distribusi beban gempa pada abutment arah y					
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
ABUTMENT					
1	2304.00	555.69	0.50	1.00	277.84
2	1224.00	295.21	3.55	1.00	1047.99
3	150.00	36.18	1.17	1.00	42.21
4	150.00	36.18	1.17	1.00	42.21
5	156.00	37.62	4.92	1.00	184.99
6	249.60	60.20	5.65	1.00	
7	288.00	69.46	7.65	1.00	
TANAH					
1	1157.36	279.14	6.40	1.00	1786.47
2	408.48	98.52	2.00	1.00	197.04
3	110.63	26.68	4.83	1.00	128.96
4	663.78	160.09	3.00	1.00	480.28
5	106.38	25.66	1.33	1.00	34.21
WING WALL					
1	12.48	3.01	4.08	1.00	12.29
2	56.16	13.54	2.63	1.00	35.56
3	138.72	33.46	4.53	1.00	151.39
4	12.00	2.89	1.33	1.00	3.86
5	5.18	1.25	1.95	1.00	2.44
7	37.63	9.08	1.93	1.00	17.55
8	115.20	27.78	7.65	1.00	212.55
	Teq =	1771.64		Meq X=	4657.82

LAMPIRAN 6 KOMBINASI BEBAN

• Kombinasi beban konvensional tanah keras

Kombinasi Pembebanan 1					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	396.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	6841.601	0.000	-5471.247
Beban Tanah	1440.022	0.000	0.000	0.000	5609.064
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Total	1509.147	0.000	11735.785	0.000	697.730

Kombinasi Pembebanan 2					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	396.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	6841.601	0.000	-5471.247
Beban Tanah	1440.022	0.000	0.000	0.000	5609.064
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Temperatur					
Temperatur Perletakan	26.250	0.000	0.000	0.000	162.750
Total	1535.397	0.000	11735.785	0.000	860.480

Kombinasi Pembebanan 3					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	396.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	6841.601	0.000	-5471.247
Beban Tanah	1440.022	0.000	0.000	0.000	5609.064
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Angin					
Angin dari str. Atas	0.000	121.275	0.000	913.605	0.000
Total	1509.147	121.275	11735.785	913.605	697.730

Kombinasi Pembebanan 4					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	396.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	6841.601	0.000	-5471.247
Beban Tanah	1440.022	0.000	0.000	0.000	5609.064
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Temperatur					
Temperatur Perletakan	26.250	0.000	0.000	0.000	162.750
Angin					
Angin dari str. Atas	0.000	121.275	0.000	913.605	0.000
Total	1535.397	121.275	11735.785	913.605	860.480

Kombinasi Pembebanan 5a (Arah X)					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	396.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	6841.601	0.000	-5471.247
Beban Tanah	1440.022	0.000	0.000	0.000	5609.064
Beban Gempa (x) + 30% Gempa (y)					
Beban Struktur Atas	992.436	220.907	0.000	1811.435	8137.973
Beban Struktur Bawah	2257.201	502.431	0.000	1399.750	7480.612
Beban Tanah	2743.369	0.000	0.000	0.000	14997.083
Total	7433.027	723.338	10245.685	3211.185	30753.485

Kombinasi Pembebanan 5b (Arah Y)					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	396.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	6841.601	0.000	-5471.247
Beban Tanah	1440.022	0.000	0.000	0.000	5609.064
30%Beban Gempa (x) + Gempa (y)					
Beban Struktur Atas	297.731	736.356	0.000	6038.117	2441.392
Beban Struktur Bawah	677.160	1674.771	0.000	4665.834	2244.184
Beban Tanah	823.011	0.000	0.000	0.000	14997.083
Total	3237.924	2411.127	7237.601	10703.951	19820.476

Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan					
Kombinasi Pembebanan	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Kombinasi 1	1509.147	0.000	11735.785	0.000	697.730
Kombinasi 2	1535.397	0.000	11735.785	0.000	860.480
Kombinasi 3	1509.147	121.275	11735.785	913.605	697.730
Kombinasi 4	1535.397	121.275	11735.785	913.605	860.480
Kombinasi 5a	7433.027	723.338	10245.685	3211.185	30753.485

- **Kombinasi beban pada konvensional pada tanah lunak**

Kombinasi Pembebanan 1					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	792.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	7345.601	0.000	-5443.155
Beban Tanah	1772.031	0.000	0.000	0.000	5719.734
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Total	1841.156	0.000	12635.785	0.000	836.491

Kombinasi Pembebanan 2					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	792.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	7345.601	0.000	-5443.155
Beban Tanah	1772.031	0.000	0.000	0.000	5719.734
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Temperatur					
Temperatur Perletakan	26.250	0.000	0.000	0.000	162.750
Total	1867.406	0.000	12635.785	0.000	999.241

Kombinasi Pembebanan 3					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	792.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	7345.601	0.000	-5443.155
Beban Tanah	1772.031	0.000	0.000	0.000	5719.734
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Angin					
Angin dari str. Atas	0.000	121.275	0.000	913.605	0.000
Total	1841.156	121.275	12635.785	913.605	836.491

Kombinasi Pembebanan 4					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	792.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	7345.601	0.000	-5443.155
Beban Tanah	1772.031	0.000	0.000	0.000	5719.734
Beban Hidup					
Beban Lalu Lintas	0.000	0.000	1490.100	0.000	0.000
Gaya Rem	69.125	0.000	0.000	0.000	559.913
Temperatur					
Temperatur Perletakan	26.250	0.000	0.000	0.000	162.750
Angin					
Angin dari str. Atas	0.000	121.275	0.000	913.605	0.000
Total	1867.406	121.275	12635.785	913.605	999.241

Kombinasi Pembebanan 5a (Arah X)					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	3008.084	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	792.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	7345.601	0.000	-5443.155
Beban Tanah	1772.031	0.000	0.000	0.000	5719.734
Beban Gempa (x) + 30% Gempa (y)					
Beban Struktur Atas	764.652	217.650	0.000	1784.729	6270.149
Beban Struktur Bawah	1867.245	531.491	0.000	1397.347	5827.724
Beban Tanah	1265.943	0.000	0.000	0.000	6920.487
Total	5669.871	749.141	11145.685	3182.076	19294.939

Kombinasi Pembebanan 5b (Arah Y)					
Jenis Beban (Aksi)	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Beban Aspal	0.000	0.000	792.000	0.000	0.000
Beban Struktur Bawah	0.000	0.000	7345.601	0.000	-5443.155
Beban Tanah	1772.031	0.000	0.000	0.000	5719.734
30%Beban Gempa (x) + Gempa (y)					
Beban Struktur Atas	229.396	725.500	0.000	5949.096	1881.045
Beban Struktur Bawah	560.174	1771.636	0.000	4657.823	1748.317
Beban Tanah	379.783	0.000	0.000	0.000	6920.487
Total	2941.383	2497.136	8137.601	10606.919	10826.428

Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan					
Kombinasi Pembebanan	Gaya (kN)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	kN.m	kN.m
Kombinasi 1	1841.156	0.000	12635.785	0.000	836.491
Kombinasi 2	1867.406	0.000	12635.785	0.000	999.241
Kombinasi 3	1841.156	121.275	12635.785	913.605	836.491
Kombinasi 4	1867.406	121.275	12635.785	913.605	999.241
Kombinasi 5a	5669.871	749.141	11145.685	3182.076	19294.939
Kombinasi 5b	2941.383	2497.136	8137.601	10606.919	10826.428

LAMPIRAN 6 KONTROL GESER ABUTMENT

• Kontrol geser abutment pada tanah keras

No	Kombinasi	K	Vl (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kNm)		H	Terhadap Hx		Terhadap Hy	
				Hx	Hy	Mx	My		SF	Ket	SF	Ket
1	Kombinasi 1	0.00	11735.79	1509.15	0.00	0.00	697.73	6240.03	4.13	OK		
2	Kombinasi 2	0.25	11735.79	1535.40	0.00	0.00	860.48	7800.03	5.08	OK		
3	Kombinasi 3	0.25	11735.79	1509.15	121.28	913.61	697.73	7800.03	5.17	OK	64.32	OK
4	Kombinasi 4	0.40	11735.79	1535.40	121.28	913.61	860.48	8736.04	5.69	OK	72.03	OK
5	Kombinasi 5(a)	0.50	10245.69	7433.03	723.34	3211.19	30753.49	8171.59	1.1	OK	11.30	OK
6	Kombinasi 5(b)	0.50	7237.60	3237.92	2411.13	10703.95	19820.48	5772.45	1.78	OK	2.39	OK

• Kontrol geser abutment pada tanah lunak

No	Kombinasi	K	Vl (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kNm)		H	Terhadap Hx		Terhadap Hy	
				Hx	Hy	Mx	My		SF	Ket	SF	Ket
1	Kombinasi 1	0%	12635.79	1841.16	0.00	0.00	836.49	192.00	0.10	NOT OK		
2	Kombinasi 2	25%	12635.79	1867.41	0.00	0.00	999.24	192.00	0.10	NOT OK		
3	Kombinasi 3	25%	12635.79	1841.16	121.28	913.61	836.49	192.00	0.10	NOT OK	1.58	OK
4	Kombinasi 4	40%	12635.79	1867.41	121.28	913.61	999.24	192.00	0.10	NOT OK	1.58	OK
5	Kombinasi 5(a)	50%	11145.69	5669.87	749.14	3182.08	19294.94	192.00	0.03	NOT OK	0.26	NOT OK
6	Kombinasi 5(b)	50%	8137.60	2941.38	2497.14	10606.92	10826.43	192.00	0.07	NOT OK	0.08	NOT OK

LAMPIRAN 7 BROSUR- BROSUR

- Brosur Nc, Nφ, NY**

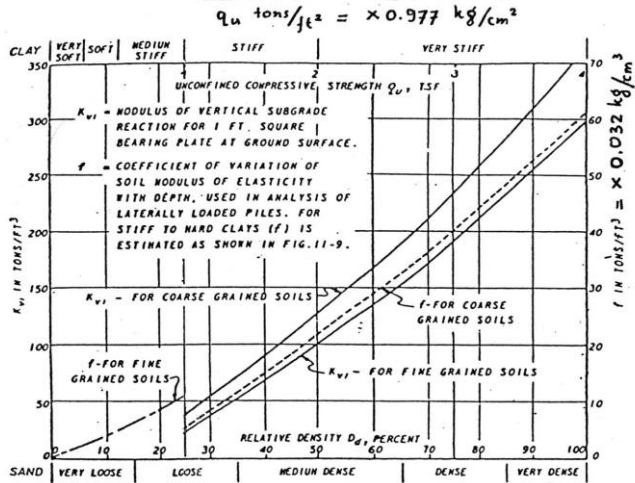
ϕ	N_c	N_ϕ	N_y	N_c/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_ϕ	N_y	N_c/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.64	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.54	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

- Brosur tiang pancang WKA**

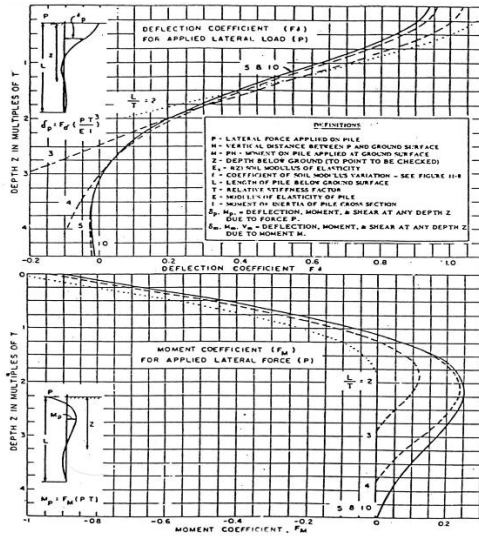
PRESTRESSED CONCRETE SPIRIN PILES SPECIFICATION <small>Concrete Compressive Strength $f_{ck} = 52$ MPa (Cubes 600 kg/cm²)</small>										
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Gross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6-16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6-17
					A3	22.00	33.00	242.20	104.94	6-18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6-19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6-20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6-20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6-21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6-22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6-23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6-24
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6-22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6-23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6-24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6-24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6-24

LAMPIRAN 8 GRAFIK F, FD, FM

• **Grafik f**



• **Grafik fd**



LAMPIRAN 9
JUMLAH TIANG PANCANG

• **Jembatan Konvensional Tanah Lunak**

m (kolom)	n (baris)	K (m x n)	D	s (2.5-5D)		s pakai kolom	s pakai baris	B	L	Kontrol Tekan	Kontrol Tarik	M Crack	Mp	Kontrol Momen
8	3	24	0.80	2.0	4.0	1.49	3.20	8.00	12.00	OK	OK	97.50	69.57	OK
6	4	24	0.80	2.0	4.0	2.08	2.13	8.00	12.00	OK	OK	97.50	69.57	OK
5	4	20	0.80	2.0	4.0	2.60	2.13	8.00	12.00	OK	OK	97.50	83.49	OK
4	3	12	0.80	2.0	4.0	3.47	3.20	8.00	12.00	OK	OK	97.50	139.15	NOT OK
5.00	4.00	20.00	0.60	1.50	3.00	2.70	2.27	8.00	12.00	NOT OK	OK	43.50	83.49	NOT OK

• **Jembatan Integral Tanah Lunak**

m (kolom)	n (baris)	K (m x n)	D	s (2.5-5D)		s pakai kolom	s pakai baris	B	L	Kontrol Tekan	Kontrol Tarik	M Crack	Mp	Kontrol Momen
4	3	12	0.80	2.0	4.0	2.80	2.70	7.00	10.00	OK	OK	97.50	90.50	OK
5	2	10	0.80	2.0	4.0	2.10	2.40	4.00	10.00	OK	NOT OK	97.50	108.60	NOT OK
6	2	12	0.80	2.0	4.0	2.08	2.40	4.00	12.00	OK	NOT OK	97.50	90.50	OK

LAMPIRAN 10

DAYA DUKUNG TIANG PANCANG D80

D= 0.80 m A= 0.50 M²
 8D= 6.40 m K= 2.51 m
 4D= 3.20 m dept= 0.25 m

H	N pakai	Jenis	Koreksi N1 (terzaghi)	Koreksi N1 (bazaraa)	N1 pakai	gamma pakai (KN/m ³)	gamma' (KN/m ³)	Po (KN/m ²)	Po (t/m ²)	N2	2N1	kontrol n2	N2 pakai	Nrata-rata	Ni	Cn ujung (ton/m ²)	Qujung (ton)	Cii = fsi (t/m ²)	Asi (ton)	Sigma Ai (ton)	pujung (ton)	pijin tekan (ton)	pijin tarik (ton)
0.00	0.00	L	0.00	0.00	0.00	18.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	not ok	0.00	0.00	5.54	221.54	111.36	2.77	1.74	1.74	113.10	37.70	0.58
0.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	1.00	0.10	15.38	8.00	not ok	8.00	6.00	5.57	222.86	112.02	2.79	1.75	3.49	115.51	38.50	1.16
0.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	3.00	0.30	14.29	8.00	not ok	8.00	6.00	5.60	224.00	112.59	2.80	1.76	5.25	117.84	39.28	1.75
0.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	5.00	0.50	13.33	8.00	not ok	8.00	6.00	5.61	224.26	112.72	2.80	1.76	7.01	119.74	39.91	2.34
1.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	7.00	0.70	12.50	8.00	not ok	8.00	6.00	5.60	224.18	112.68	2.80	1.76	8.77	121.46	40.49	2.92
1.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	9.00	0.90	11.76	8.00	not ok	8.00	6.00	5.60	223.83	112.51	2.80	1.76	10.53	123.04	41.01	3.51
1.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	11.00	1.10	11.11	8.00	not ok	8.00	6.00	5.37	214.86	108.00	2.69	1.69	12.22	120.22	40.07	4.07
1.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	13.00	1.30	10.53	8.00	not ok	8.00	6.00	5.17	206.73	103.91	2.58	1.62	13.84	117.75	39.25	4.61
2.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	15.00	1.50	10.00	8.00	not ok	8.00	6.00	4.98	199.32	100.19	2.49	1.57	15.41	115.60	38.53	5.14
2.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	17.00	1.70	9.52	8.00	not ok	8.00	6.00	4.81	192.55	96.79	2.41	1.51	16.92	113.70	37.90	5.64
2.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	19.00	1.90	9.09	8.00	not ok	8.00	6.00	4.66	186.33	93.66	2.33	1.46	18.38	112.04	37.35	6.13
2.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	21.00	2.10	8.70	8.00	not ok	8.00	6.00	4.51	180.59	90.77	2.26	1.42	19.80	110.57	36.86	6.60
3.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	23.00	2.30	8.33	8.00	not ok	8.00	6.00	4.38	175.27	88.10	2.19	1.38	21.18	109.28	36.43	7.06
3.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	25.00	2.50	8.00	8.00	not ok	8.00	6.00	4.26	170.34	85.62	2.13	1.34	22.51	108.14	36.05	7.50
3.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	27.00	2.70	7.69	8.00	ok	8.00	6.00	4.14	165.75	83.31	2.07	1.30	23.82	107.13	35.71	7.94
3.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	29.00	2.90	7.41	8.00	ok	7.41	5.70	4.04	161.46	81.16	2.02	1.27	25.08	106.24	35.41	8.36
4.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	31.00	3.10	7.14	8.00	ok	7.14	5.57	3.94	157.44	79.14	1.97	1.24	26.32	105.46	35.15	8.77
4.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	33.00	3.30	6.90	8.00	ok	6.90	5.45	3.84	153.67	77.24	1.92	1.21	27.53	104.77	34.92	9.18
4.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	35.00	3.50	1.67	2.00	ok	1.67	1.33	3.75	150.13	75.46	1.88	1.18	28.71	104.17	34.72	9.57
4.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	37.00	3.70	1.61	2.00	ok	1.61	1.31	3.67	146.79	73.78	1.83	1.15	29.86	103.64	34.55	9.95
5.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	39.00	3.90	1.56	2.00	ok	1.56	1.28	3.59	143.64	72.20	1.80	1.13	30.99	103.19	34.40	10.33
5.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	41.00	4.10	1.52	2.00	ok	1.52	1.26	3.52	140.65	70.70	1.76	1.10	32.09	102.79	34.26	10.70
5.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	43.00	4.30	1.47	2.00	ok	1.47	1.24	3.45	137.83	69.28	1.72	1.08	33.18	102.45	34.15	11.06
5.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	45.00	4.50	1.43	2.00	ok	1.43	1.21	3.38	135.15	67.93	1.69	1.06	34.24	102.17	34.06	11.41
6.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	47.00	4.70	1.39	2.00	ok	1.39	1.19	3.31	132.60	66.65	1.66	1.04	35.28	101.93	33.98	11.76
6.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	49.00	4.90	1.35	2.00	ok	1.35	1.18	3.25	130.17	65.43	1.63	1.02	36.30	101.73	33.91	12.10
6.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	51.00	5.10	1.32	2.00	ok	1.32	1.16	3.28	131.22	65.96	1.64	1.03	37.33	103.29	34.43	12.44
6.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	53.00	5.30	1.28	2.00	ok	1.28	1.14	3.15	125.95	63.31	1.57	0.99	38.32	101.63	33.88	12.77
7.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	55.00	5.50	1.25	2.00	ok	1.25	1.13	3.02	120.67	60.65	1.51	0.95	39.27	99.92	33.31	13.09
7.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	57.00	5.70	1.22	2.00	ok	1.22	1.11	2.88	115.37	57.99	1.44	0.91	40.17	98.17	32.72	13.39
7.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	59.00	5.90	1.19	2.00	ok	1.19	1.10	2.75	110.07	55.33	1.38	0.86	41.04	96.37	32.12	13.68
7.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	61.00	6.10	1.16	2.00	ok	1.16	1.08	2.62	104.80	52.68	1.31	0.82	41.86	94.54	31.51	13.95
8.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	63.00	6.30	1.14	2.00	ok	1.14	1.07	2.49	99.52	50.02	1.24	0.78	42.64	92.67	30.89	14.21
8.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	65.00	6.50	1.11	2.00	ok	1.11	1.06	2.36	94.24	47.37	1.18	0.74	43.38	90.75	30.25	14.46
8.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	67.00	6.70	1.09	2.00	ok	1.09	1.04	2.22	88.95	44.71	1.11	0.70	44.08	88.79	29.60	14.69
8.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	69.00	6.90	1.06	2.00	ok	1.06	1.03	2.09	83.67	42.06	1.05	0.66	44.74	86.79	28.93	14.91
9.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	71.00	7.10	1.04	2.00	ok	1.04	1.02	1.96	78.38	39.40	0.98	0.62	45.35	84.75	28.25	15.12
9.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	73.00	7.30	1.02	2.00	ok	1.02	1.01	1.83	73.09	36.74	0.91	0.57	45.93	82.67	27.56	15.31
9.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	75.00	7.50	1.00	2.00	ok	1.00	1.00	1.69	67.80	34.08	0.85	0.53	46.46	80.54	26.85	15.49
9.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	77.00	7.70	0.98	2.00	ok	0.98	0.99	1.56	62.50	31.42	0.78	0.49	46.95	78.37	26.12	15.65
10.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	79.00	7.90	0.96	2.00	ok	0.96	0.98	1.43	57.20	28.75	0.72	0.45	47.40	76.15	25.38	15.80

H	N pakai	Jenis	Koreksi N1 (terzaghi)	Koreksi N1 (bazaraa)	N1 pakai	gamma pakai (KN/m3)	gamma' (KN/m3)	Po (KN/m2)	Po (t/m2)	N2	2N1	kontrol n2	N2 pakai	Nrata-rata	Ni	Cn ujung (ton/m2)	Qujung (ton)	Cii = fsi (t/m2)	Asi (ton)	Sigma Ai (ton)	pujung (ton)	pijin tekan (ton)	pijin tarik (ton)
10.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	81.00	8.10	0.94	2.00	ok	0.94	0.97	1.31	52.22	26.25	0.65	0.41	47.81	74.06	24.69	15.94
10.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	83.00	8.30	0.93	2.00	ok	0.93	0.96	1.26	50.41	25.34	0.63	0.40	48.21	73.55	24.52	16.07
10.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	85.00	8.50	0.98	2.00	ok	0.98	0.99	1.22	48.72	24.49	0.61	0.38	48.59	73.08	24.36	16.20
11.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	87.00	8.70	0.97	2.00	ok	0.97	0.99	1.28	51.36	25.82	0.64	0.40	48.99	74.81	24.94	16.33
11.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	89.00	8.90	0.97	2.00	ok	0.97	0.98	1.35	54.02	27.15	0.68	0.42	49.42	76.57	25.52	16.47
11.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	91.00	9.10	0.96	2.00	ok	0.96	0.98	1.42	56.69	28.50	0.71	0.45	49.86	78.36	26.12	16.62
11.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	93.00	9.30	0.96	2.00	ok	0.96	0.98	1.48	59.38	29.85	0.74	0.47	50.33	80.18	26.73	16.78
12.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	95.00	9.50	0.95	2.00	ok	0.95	0.98	1.55	62.09	31.21	0.78	0.49	50.82	82.03	27.34	16.94
12.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	17.50	7.50	96.94	9.69	0.95	2.00	ok	0.95	0.97	1.62	64.81	32.58	0.81	0.51	51.33	83.90	27.97	17.11
12.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	17.50	7.50	98.81	9.88	0.94	2.00	ok	0.94	0.97	1.69	67.54	33.95	0.84	0.53	51.86	85.81	28.60	17.29
12.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	17.50	7.50	100.69	10.07	0.94	2.00	ok	0.94	0.97	1.76	70.28	35.33	0.88	0.55	52.41	87.74	29.25	17.47
13.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	17.50	7.50	102.56	10.26	0.94	2.00	ok	0.94	0.97	1.83	73.04	36.71	0.91	0.57	52.98	89.69	29.90	17.66
13.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	17.50	7.50	104.44	10.44	0.93	2.00	ok	0.93	0.97	1.90	75.80	38.10	0.95	0.60	53.58	91.68	30.56	17.86
13.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	17.50	7.50	106.31	10.63	3.71	8.00	ok	3.71	3.85	2.41	96.38	48.45	1.20	0.76	54.33	102.78	34.26	18.11
13.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	17.50	7.50	108.19	10.82	3.69	8.00	ok	3.69	3.85	2.92	116.94	58.78	1.46	0.92	55.25	114.03	38.01	18.42
14.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	17.50	7.50	110.06	11.01	3.68	8.00	ok	3.68	3.84	3.44	137.47	69.10	1.72	1.08	56.33	125.43	41.81	18.78
14.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	112.00	11.20	3.66	8.00	ok	3.66	3.83	3.95	157.98	79.41	1.97	1.24	57.57	136.98	45.66	19.19
14.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	114.00	11.40	3.64	8.00	ok	3.64	3.82	4.46	178.46	89.70	2.23	1.40	58.97	148.68	49.56	19.66
14.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	116.00	11.60	3.63	8.00	ok	3.63	3.81	4.97	198.91	99.98	2.49	1.56	60.54	160.52	53.51	20.18
15.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	118.00	11.80	3.61	8.00	ok	3.61	3.81	5.48	219.34	110.25	2.74	1.72	62.26	172.51	57.50	20.75
15.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	120.00	12.00	3.60	8.00	ok	3.60	3.80	5.99	239.74	120.51	3.00	1.88	64.14	184.65	61.55	21.38
15.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	122.00	12.20	3.58	8.00	ok	3.58	3.79	6.50	260.12	130.75	3.25	2.04	66.19	196.94	65.65	22.06
15.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	124.00	12.40	3.56	8.00	ok	3.56	3.78	7.01	280.47	140.98	3.51	2.20	68.39	209.37	69.79	22.80
16.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	126.00	12.60	3.55	8.00	ok	3.55	3.77	7.52	300.79	151.19	3.76	2.36	70.75	221.94	73.98	23.58
16.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	17.22	7.22	127.90	12.79	3.53	8.00	ok	3.53	3.77	8.03	321.08	161.39	4.01	2.52	73.27	234.66	78.22	24.42
16.50	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	129.71	12.97	19.35	44.00	ok	19.35	20.68	9.45	378.12	190.07	4.73	2.97	76.24	266.31	88.77	25.41
16.75	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	131.51	13.15	19.28	44.00	ok	19.28	20.64	10.88	435.08	218.69	5.44	3.42	79.66	298.35	99.45	26.55
17.00	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	133.32	13.33	19.20	44.00	ok	19.20	20.60	12.30	491.93	247.27	6.15	3.86	83.52	330.80	110.27	27.84
17.25	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	135.12	13.51	19.13	44.00	ok	19.13	20.56	13.72	548.66	275.79	6.86	4.31	87.83	363.62	121.21	29.28
17.50	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	136.93	13.69	19.05	44.00	ok	19.05	20.53	15.13	605.29	304.25	7.57	4.75	92.59	396.84	132.28	30.86
17.75	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	138.74	13.87	18.98	44.00	ok	18.98	20.49	16.55	661.80	332.66	8.27	5.20	97.78	430.44	143.48	32.59
18.00	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	140.54	14.05	18.90	44.00	ok	18.90	20.45	17.96	718.22	361.02	8.98	5.64	103.42	464.44	154.81	34.47
18.25	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.44	7.44	142.37	14.24	18.83	44.00	ok	18.83	20.41	19.36	774.53	389.32	9.68	6.08	109.51	498.83	166.28	36.50
18.50	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.44	7.44	144.23	14.42	18.75	44.00	ok	18.75	20.38	20.77	830.74	417.57	10.38	6.52	116.03	533.61	177.87	38.68
18.75	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.44	7.44	146.09	14.61	18.68	44.00	ok	18.68	20.34	22.17	886.84	445.78	11.09	6.97	123.00	568.77	189.59	41.00
19.00	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.44	7.44	147.95	14.80	18.61	44.00	ok	18.61	20.30	23.57	942.85	473.93	11.79	7.41	130.40	604.33	201.44	43.47
19.25	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.44	7.44	149.81	14.98	18.53	44.00	ok	18.53	20.27	24.97	998.76	502.03	12.48	7.84	138.25	640.28	213.43	46.08
19.50	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.44	7.44	151.67	15.17	50.35	120.00	ok	50.35	55.17	26.36	1054.57	530.08	13.18	8.28	146.53	676.61	225.54	48.84
19.75	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.44	7.44	153.53	15.35	50.15	120.00	ok	50.15	55.08	27.76	1110.28	558.09	13.88	8.72	155.25	713.34	237.78	51.75
20.00	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.44	7.44	155.39	15.54	49.96	120.00	ok	49.96	54.98	29.07	1162.85	584.51	14.54	9.13	164.38	748.90	249.63	54.79

H	N pakai	Jenis	Koreksi N1 (terzaghi)	Koreksi N1 (bazaraa)	N1 pakai	gamma pakai (KN/m3)	gamma' (KN/m3)	Po (KN/m2)	Po (t/m2)	N2	2N1	kontrol n2	N2 pakai	Nrata-rata	Ni	Cn ujung (ton/m2)	Qujung (ton)	Cii = fsi (t/m2)	Asi (ton)	Sigma Ai (ton)	pujung (ton)	pijin tekan (ton)	pijin tarik (ton)
20.25	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	157.32	15.73	49.76	120.00	ok	49.76	54.88	30.38	1215.33	610.89	15.19	9.55	173.93	784.82	261.61	57.98
20.50	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	159.32	15.93	49.55	120.00	ok	49.55	54.78	31.69	1267.73	637.23	15.85	9.96	183.88	821.11	273.70	61.29
20.75	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	161.32	16.13	49.35	120.00	ok	49.35	54.67	33.00	1320.04	663.52	16.50	10.37	194.25	857.78	285.93	64.75
21.00	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	163.32	16.33	49.15	120.00	ok	49.15	54.57	34.31	1372.26	689.77	17.15	10.78	205.03	894.80	298.27	68.34
21.25	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	165.32	16.53	48.95	120.00	ok	48.95	54.47	35.61	1424.39	715.98	17.80	11.19	216.22	932.19	310.73	72.07
21.50	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	167.32	16.73	48.75	120.00	ok	48.75	54.37	36.91	1476.42	742.13	18.46	11.60	227.81	969.94	323.31	75.94
21.75	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	169.32	16.93	48.55	120.00	ok	48.55	54.28	38.21	1528.35	768.23	19.10	12.00	239.82	1008.05	336.02	79.94
22.00	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	171.32	17.13	48.36	120.00	ok	48.36	54.18	39.50	1580.19	794.29	19.75	12.41	252.23	1046.52	348.84	84.08
22.25	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	173.31	17.33	48.16	120.00	ok	48.16	54.08	40.80	1631.93	820.30	20.40	12.82	265.04	1085.34	361.78	88.35
22.50	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	175.28	17.53	47.97	120.00	ok	47.97	53.99	41.83	1673.38	841.13	20.92	13.14	278.19	1119.32	373.11	92.73
22.75	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	177.25	17.73	47.78	120.00	ok	47.78	53.89	42.87	1714.75	861.93	21.43	13.47	291.65	1153.58	384.53	97.22
23.00	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	179.22	17.92	47.60	120.00	ok	47.60	53.80	43.46	1738.24	873.73	21.73	13.65	305.31	1179.04	393.01	101.77
23.25	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	181.19	18.12	47.41	120.00	ok	47.41	53.71	44.04	1761.69	885.52	22.02	13.84	319.14	1204.66	401.55	106.38
23.50	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	183.17	18.32	47.23	120.00	ok	47.23	53.61	44.63	1785.09	897.28	22.31	14.02	333.16	1230.45	410.15	111.05
23.75	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	185.14	18.51	47.05	120.00	ok	47.05	53.52	45.21	1808.46	909.03	22.61	14.20	347.37	1256.40	418.80	115.79
24.00	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	187.11	18.71	46.87	120.00	ok	46.87	53.43	45.79	1831.78	920.75	22.90	14.39	361.75	1282.51	427.50	120.58
24.25	60.00	L	60.00	60.00	60.00	19.00	9.00	189.22	18.92	46.67	120.00	ok	46.67	53.34	46.38	1855.06	932.46	23.19	14.57	376.32	1308.78	436.26	125.44
24.50	60.00	L	60.00	60.00	60.00	19.00	9.00	191.47	19.15	46.47	120.00	ok	46.47	53.23	46.96	1878.31	944.14	23.48	14.75	391.08	1335.21	445.07	130.36
24.75	60.00	L	60.00	60.00	60.00	19.00	9.00	193.72	19.37	46.27	120.00	ok	46.27	53.13	47.54	1901.51	955.80	23.77	14.93	406.01	1361.81	453.94	135.34
25.00	60.00	L	60.00	60.00	60.00	19.00	9.00	195.97	19.60	46.07	120.00	ok	46.07	53.03	48.12	1924.68	967.45	24.06	15.12	421.13	1388.57	462.86	140.38
25.25	60.00	L	60.00	60.00	60.00	19.00	9.00	198.22	19.82	45.87	120.00	ok	45.87	52.93	48.70	1947.80	979.07	24.35	15.30	436.42	1415.50	471.83	145.47
25.50	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	200.47	20.05	37.30	98.00	ok	37.30	43.15	49.32	1972.71	991.59	24.66	15.49	451.92	1443.51	481.17	150.64
25.75	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	202.72	20.27	37.14	98.00	ok	37.14	43.07	49.94	1997.57	1004.09	24.97	15.69	467.61	1471.70	490.57	155.87
26.00	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	204.97	20.50	36.98	98.00	ok	36.98	42.99	49.64	1985.61	998.08	24.82	15.59	483.20	1481.28	493.76	161.07
26.25	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	207.22	20.72	36.83	98.00	ok	36.83	42.91	49.34	1973.68	992.08	24.67	15.50	498.70	1490.78	496.93	166.23
26.50	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	209.47	20.95	36.67	98.00	ok	36.67	42.84	49.04	1961.77	986.09	24.52	15.41	514.11	1500.20	500.07	171.37
26.75	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	211.72	21.17	36.52	98.00	ok	36.52	42.76	48.75	1949.89	980.12	24.37	15.31	529.42	1509.55	503.18	176.47
27.00	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	213.97	21.40	36.37	98.00	ok	36.37	42.68	48.45	1938.04	974.17	24.23	15.22	544.65	1518.81	506.27	181.55
27.25	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	216.22	21.62	36.21	98.00	ok	36.21	42.61	47.01	1880.49	945.24	23.51	14.77	559.42	1504.65	501.55	186.47
27.50	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	218.47	21.85	36.06	98.00	ok	36.06	42.53	45.58	1823.05	916.36	22.79	14.32	573.73	1490.10	496.70	191.24
27.75	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	220.72	22.07	35.92	98.00	ok	35.92	42.46	44.14	1765.70	887.54	22.07	13.87	587.60	1475.14	491.71	195.87
28.00	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	222.97	22.30	35.77	98.00	ok	35.77	42.38	43.87	1754.64	881.98	21.93	13.78	601.38	1483.36	494.45	200.46
28.25	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	225.22	22.52	35.62	98.00	ok	35.62	42.31	43.58	1743.08	876.17	21.79	13.69	615.07	1491.24	497.08	205.02
28.50	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	227.47	22.75	36.93	102.00	ok	36.93	43.96	43.27	1730.96	870.08	21.64	13.59	628.67	1498.74	499.58	209.56
28.75	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	229.72	22.97	36.78	102.00	ok	36.78	43.89	42.96	1718.25	863.69	21.48	13.50	642.16	1505.85	501.95	214.05
29.00	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	231.97	23.20	36.63	102.00	ok	36.63	43.81	42.62	1704.88	856.97	21.31	13.39	655.55	1512.52	504.17	218.52
29.25	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	234.22	23.42	36.48	102.00	ok	36.48	43.74	42.27	1690.79	849.88	21.13	13.28	668.83	1518.72	506.24	222.94
29.50	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	236.47	23.65	36.33	102.00	ok	36.33	43.67	41.90	1675.91	842.41	20.95	13.16	681.99	1524.40	508.13	227.33
29.75	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	238.72	23.87	36.19	102.00	ok	36.19	43.59	41.50	1660.17	834.49	20.75	13.04	695.03	1529.53	509.84	231.68
30.00	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	240.97	24.10	36.04	102.00	ok	36.04	43.52	41.09	1643.47	826.10	20.54	12.91	707.94	1534.04	511.35	235.98

LAMPIRAN 11

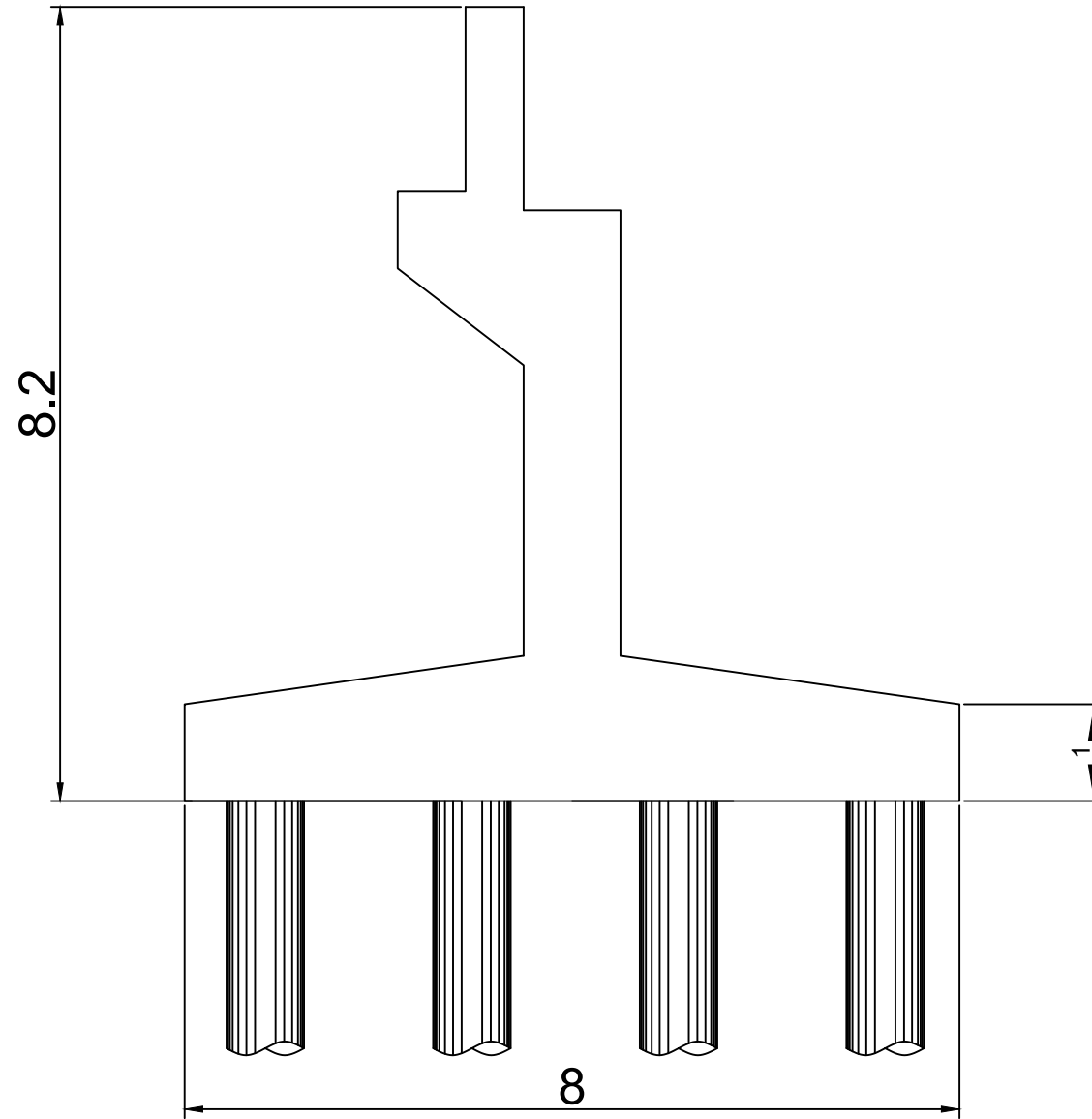
DAYA DUKUNG TIANG PANCANG D60

H	N pakai	Jenis	Koreksi N1 (terzaghi)	Koreksi N1 (bazaraa)	N1 pakai	gamma pakai (KN/m3)	gamma' (KN/m3)	Po (KN/m2)	Po (t/m2)	N2	2N1	kontrol n2	N2 pakai	Nrata-rata	Ni	Cn ujung (ton/m2)	Qujung (ton)	Cii = fsi (t/m2)	Asi (ton)	Sigma Ai (ton)	pujung (ton)	pijin tekan (ton)	pijin tarik (ton)
0.00	0.00	L	0.00	0.00	0.00	18.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	not ok	0.00	0.00	5.45	218.18	61.69	2.73	1.29	1.29	62.97	20.99	0.43
0.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	1.00	0.10	15.38	8.00	not ok	8.00	6.00	5.50	220.00	62.20	2.75	1.30	2.58	64.78	21.59	0.86
0.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	3.00	0.30	14.29	8.00	not ok	8.00	6.00	5.54	221.54	62.64	2.77	1.30	3.89	66.52	22.17	1.30
0.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	5.00	0.50	13.33	8.00	not ok	8.00	6.00	5.57	222.86	63.01	2.79	1.31	5.20	68.21	22.74	1.73
1.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	7.00	0.70	12.50	8.00	not ok	8.00	6.00	5.60	224.00	63.33	2.80	1.32	6.52	69.85	23.28	2.17
1.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	9.00	0.90	11.76	8.00	not ok	8.00	6.00	5.61	224.26	63.41	2.80	1.32	7.84	71.25	23.75	2.61
1.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	11.00	1.10	11.11	8.00	not ok	8.00	6.00	5.60	224.18	63.38	2.80	1.32	9.16	72.54	24.18	3.05
1.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	13.00	1.30	10.53	8.00	not ok	8.00	6.00	5.60	223.83	63.29	2.80	1.32	10.48	73.76	24.59	3.49
2.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	15.00	1.50	10.00	8.00	not ok	8.00	6.00	5.37	214.86	60.75	2.69	1.27	11.74	72.49	24.16	3.91
2.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	17.00	1.70	9.52	8.00	not ok	8.00	6.00	5.17	206.73	58.45	2.58	1.22	12.96	71.41	23.80	4.32
2.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	19.00	1.90	9.09	8.00	not ok	8.00	6.00	4.98	199.32	56.36	2.49	1.17	14.14	70.49	23.50	4.71
2.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	21.00	2.10	8.70	8.00	not ok	8.00	6.00	4.81	192.55	54.44	2.41	1.13	15.27	69.71	23.24	5.09
3.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	23.00	2.30	8.33	8.00	not ok	8.00	6.00	4.66	186.33	52.68	2.33	1.10	16.37	69.05	23.02	5.46
3.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	25.00	2.50	8.00	8.00	not ok	8.00	6.00	4.51	180.59	51.06	2.26	1.06	17.43	68.49	22.83	5.81
3.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	27.00	2.70	7.69	8.00	ok	8.00	6.00	4.38	175.27	49.56	2.19	1.03	18.46	68.02	22.67	6.15
3.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	29.00	2.90	7.41	8.00	ok	7.41	5.70	4.26	170.34	48.16	2.13	1.00	19.47	67.63	22.54	6.49
4.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	31.00	3.10	7.14	8.00	ok	7.14	5.57	4.14	165.75	46.86	2.07	0.98	20.44	67.31	22.44	6.81
4.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	33.00	3.30	6.90	8.00	ok	6.90	5.45	4.04	161.46	45.65	2.02	0.95	21.39	67.05	22.35	7.13
4.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	35.00	3.50	1.67	2.00	ok	1.67	1.33	3.94	157.44	44.52	1.97	0.93	22.32	66.84	22.28	7.44
4.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	37.00	3.70	1.61	2.00	ok	1.61	1.31	3.97	158.97	44.95	1.99	0.94	23.26	68.21	22.74	7.75
5.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	39.00	3.90	1.56	2.00	ok	1.56	1.28	3.81	152.21	43.04	1.90	0.90	24.15	67.19	22.40	8.05
5.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	41.00	4.10	1.52	2.00	ok	1.52	1.26	3.64	145.42	41.12	1.82	0.86	25.01	66.13	22.04	8.34
5.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	43.00	4.30	1.47	2.00	ok	1.47	1.24	3.47	138.62	39.19	1.73	0.82	25.83	65.02	21.67	8.61
5.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	45.00	4.50	1.43	2.00	ok	1.43	1.21	3.30	131.80	37.27	1.65	0.78	26.60	63.87	21.29	8.87
6.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	47.00	4.70	1.39	2.00	ok	1.39	1.19	3.12	124.96	35.33	1.56	0.74	27.34	62.67	20.89	9.11
6.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	49.00	4.90	1.35	2.00	ok	1.35	1.18	2.95	118.11	33.40	1.48	0.70	28.04	61.43	20.48	9.35
6.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	51.00	5.10	1.32	2.00	ok	1.32	1.16	2.78	111.24	31.45	1.39	0.66	28.69	60.15	20.05	9.56
6.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	53.00	5.30	1.28	2.00	ok	1.28	1.14	2.61	104.36	29.51	1.30	0.61	29.31	58.81	19.60	9.77
7.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	55.00	5.50	1.25	2.00	ok	1.25	1.13	2.44	97.47	27.56	1.22	0.57	29.88	57.44	19.15	9.96
7.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	57.00	5.70	1.22	2.00	ok	1.22	1.11	2.26	90.56	25.60	1.13	0.53	30.41	56.02	18.67	10.14
7.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	59.00	5.90	1.19	2.00	ok	1.19	1.10	2.09	83.63	23.65	1.05	0.49	30.91	54.55	18.18	10.30
7.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	61.00	6.10	1.16	2.00	ok	1.16	1.08	1.92	76.70	21.69	0.96	0.45	31.36	53.04	17.68	10.45
8.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	63.00	6.30	1.14	2.00	ok	1.14	1.07	1.74	69.75	19.72	0.87	0.41	31.77	51.49	17.16	10.59
8.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	65.00	6.50	1.11	2.00	ok	1.11	1.06	1.57	62.84	17.77	0.79	0.37	32.14	49.91	16.64	10.71
8.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	67.00	6.70	1.09	2.00	ok	1.09	1.04	1.41	56.33	15.93	0.70	0.33	32.47	48.40	16.13	10.82
8.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	69.00	6.90	1.06	2.00	ok	1.06	1.03	1.25	50.00	14.14	0.62	0.29	32.77	46.90	15.63	10.92
9.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	71.00	7.10	1.04	2.00	ok	1.04	1.02	1.10	43.84	12.39	0.55	0.26	33.02	45.42	15.14	11.01
9.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	73.00	7.30	1.02	2.00	ok	1.02	1.01	1.08	43.35	12.26	0.54	0.26	33.28	45.54	15.18	11.09
9.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	75.00	7.50	1.00	2.00	ok	1.00	1.00	1.07	42.89	12.13	0.54	0.25	33.53	45.66	15.22	11.18
9.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	77.00	7.70	0.98	2.00	ok	0.98	0.99	1.06	42.47	12.01	0.53	0.25	33.78	45.79	15.26	11.26
10.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	79.00	7.90	0.96	2.00	ok	0.96	0.98	1.05	42.07	11.90	0.53	0.25	34.03	45.93	15.31	11.34

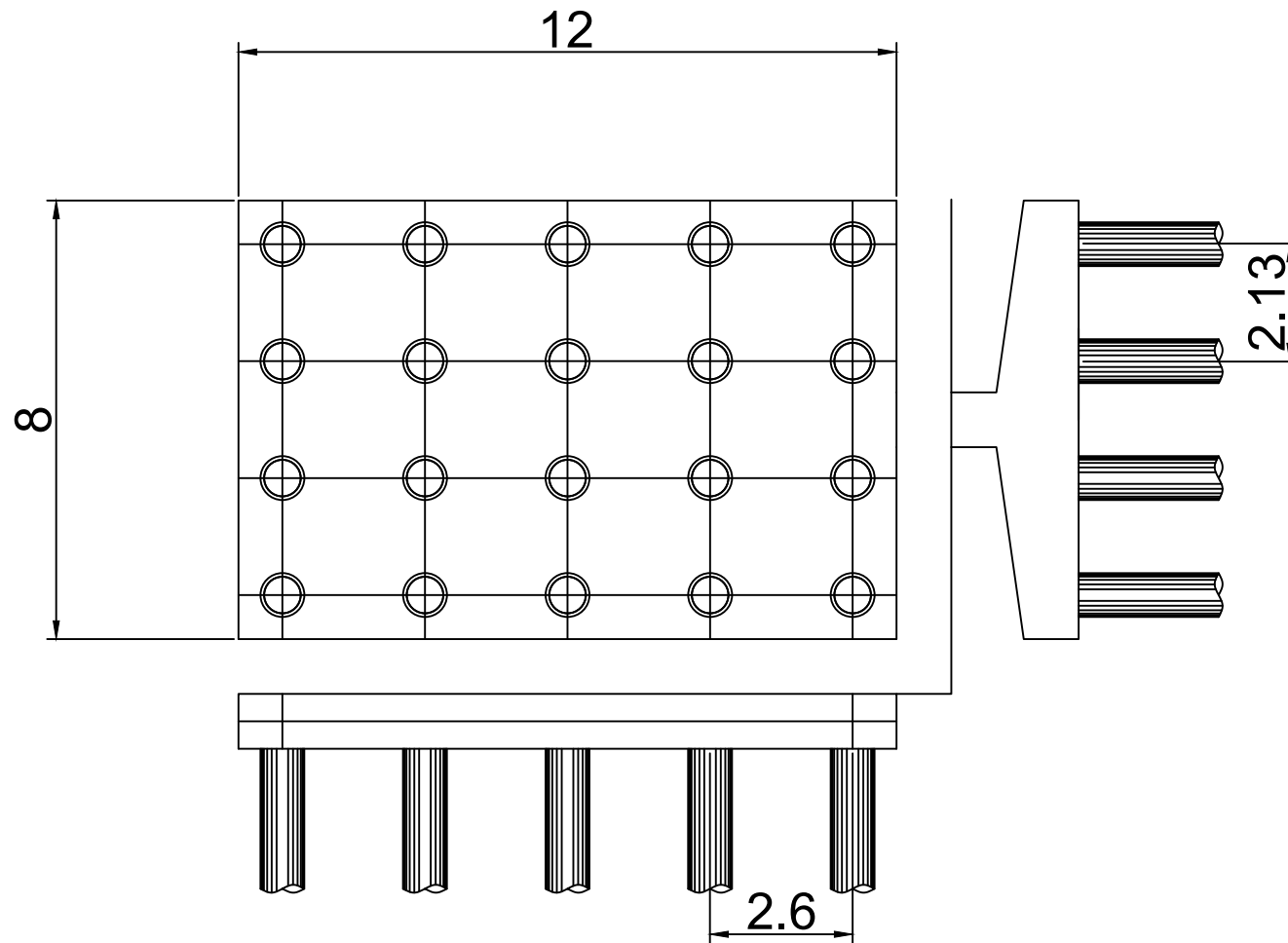
H	N pakai	Jenis	Koreksi N1 (terzaghi)	Koreksi N1 (bazaraa)	N1 pakai	gamma pakai (KN/m3)	gamma' (KN/m3)	Po (KN/m2)	Po (t/m2)	N2	2N1	kontrol n2	N2 pakai	Nrata-rata	Ni	Cn ujung (ton/m2)	Qujung (ton)	Cii = fsi (t/m2)	Asi (ton)	Sigma Ai (ton)	pujung (ton)	pijin tekan (ton)	pijin tarik (ton)
10.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	81.00	8.10	0.94	2.00	ok	0.94	0.97	1.04	41.71	11.79	0.52	0.25	34.28	46.07	15.36	11.43
10.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	83.00	8.30	0.93	2.00	ok	0.93	0.96	1.03	41.37	11.70	0.52	0.24	34.52	46.22	15.41	11.51
10.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	85.00	8.50	0.98	2.00	ok	0.98	0.99	1.03	41.05	11.61	0.51	0.24	34.76	46.37	15.46	11.59
11.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	87.00	8.70	0.97	2.00	ok	0.97	0.99	1.12	44.75	12.65	0.56	0.26	35.02	47.68	15.89	11.67
11.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	89.00	8.90	0.97	2.00	ok	0.97	0.98	1.21	48.46	13.70	0.61	0.29	35.31	49.01	16.34	11.77
11.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	91.00	9.10	0.96	2.00	ok	0.96	0.98	1.30	52.18	14.75	0.65	0.31	35.62	50.37	16.79	11.87
11.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	93.00	9.30	0.96	2.00	ok	0.96	0.98	1.40	55.91	15.81	0.70	0.33	35.95	51.75	17.25	11.98
12.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	18.00	8.00	95.00	9.50	0.95	2.00	ok	0.95	0.98	1.49	59.65	16.87	0.75	0.35	36.30	53.16	17.72	12.10
12.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	17.50	7.50	96.94	9.69	0.95	2.00	ok	0.95	0.97	1.59	63.40	17.93	0.79	0.37	36.67	54.60	18.20	12.22
12.50	1.00	L	1.00	1.00	1.00	17.50	7.50	98.81	9.88	0.94	2.00	ok	0.94	0.97	1.68	67.16	18.99	0.84	0.40	37.07	56.06	18.69	12.36
12.75	1.00	L	1.00	1.00	1.00	17.50	7.50	100.69	10.07	0.94	2.00	ok	0.94	0.97	1.77	70.92	20.05	0.89	0.42	37.48	57.54	19.18	12.49
13.00	1.00	L	1.00	1.00	1.00	17.50	7.50	102.56	10.26	0.94	2.00	ok	0.94	0.97	1.87	74.69	21.12	0.93	0.44	37.92	59.04	19.68	12.64
13.25	1.00	L	1.00	1.00	1.00	17.50	7.50	104.44	10.44	0.93	2.00	ok	0.93	0.97	1.96	78.47	22.19	0.98	0.46	38.39	60.57	20.19	12.80
13.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	17.50	7.50	106.31	10.63	3.71	8.00	ok	3.71	3.85	2.06	82.25	23.26	1.03	0.48	38.87	62.13	20.71	12.96
13.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	17.50	7.50	108.19	10.82	3.69	8.00	ok	3.69	3.85	2.15	86.04	24.33	1.08	0.51	39.38	63.71	21.24	13.13
14.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	17.50	7.50	110.06	11.01	3.68	8.00	ok	3.68	3.84	2.83	113.17	32.00	1.41	0.67	40.04	72.04	24.01	13.35
14.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	112.00	11.20	3.66	8.00	ok	3.66	3.83	3.51	140.25	39.66	1.75	0.83	40.87	80.53	26.84	13.62
14.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	114.00	11.40	3.64	8.00	ok	3.64	3.82	4.18	167.30	47.30	2.09	0.99	41.86	89.16	29.72	13.95
14.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	116.00	11.60	3.63	8.00	ok	3.63	3.81	4.86	194.31	54.94	2.43	1.14	43.00	97.94	32.65	14.33
15.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	118.00	11.80	3.61	8.00	ok	3.61	3.81	5.53	221.28	62.57	2.77	1.30	44.30	106.87	35.62	14.77
15.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	120.00	12.00	3.60	8.00	ok	3.60	3.80	6.21	248.21	70.18	3.10	1.46	45.77	115.95	38.65	15.26
15.50	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	122.00	12.20	3.58	8.00	ok	3.58	3.79	6.88	275.06	77.77	3.44	1.62	47.39	125.16	41.72	15.80
15.75	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	124.00	12.40	3.56	8.00	ok	3.56	3.78	7.55	301.86	85.35	3.77	1.78	49.17	134.51	44.84	16.39
16.00	4.00	L	4.00	4.00	4.00	18.00	8.00	126.00	12.60	3.55	8.00	ok	3.55	3.77	8.22	328.61	92.91	4.11	1.94	51.10	144.01	48.00	17.03
16.25	4.00	L	4.00	4.00	4.00	17.22	7.22	127.90	12.79	3.53	8.00	ok	3.53	3.77	8.88	355.31	100.46	4.44	2.09	53.19	153.66	51.22	17.73
16.50	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	129.71	12.97	19.35	44.00	ok	19.35	20.68	9.55	381.97	108.00	4.77	2.25	55.44	163.44	54.48	18.48
16.75	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	131.51	13.15	19.28	44.00	ok	19.28	20.64	10.21	408.57	115.52	5.11	2.41	57.85	173.37	57.79	19.28
17.00	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	133.32	13.33	19.20	44.00	ok	19.20	20.60	12.08	483.33	136.66	6.04	2.85	60.70	197.36	65.79	20.23
17.25	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	135.12	13.51	19.13	44.00	ok	19.13	20.56	13.95	557.96	157.76	6.97	3.29	63.98	221.74	73.91	21.33
17.50	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	136.93	13.69	19.05	44.00	ok	19.05	20.53	15.81	632.46	178.82	7.91	3.73	67.71	246.53	82.18	22.57
17.75	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	138.74	13.87	18.98	44.00	ok	18.98	20.49	17.67	706.82	199.85	8.84	4.16	71.87	271.72	90.57	23.96
18.00	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.22	7.22	140.54	14.05	18.90	44.00	ok	18.90	20.45	19.53	781.04	220.83	9.76	4.60	76.47	297.31	99.10	25.49
18.25	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.44	7.44	142.37	14.24	18.83	44.00	ok	18.83	20.41	21.28	851.14	240.65	10.64	5.01	81.49	322.14	107.38	27.16
18.50	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.44	7.44	144.23	14.42	18.75	44.00	ok	18.75	20.38	23.03	921.10	260.44	11.51	5.43	86.91	347.35	115.78	28.97
18.75	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.44	7.44	146.09	14.61	18.68	44.00	ok	18.68	20.34	24.77	990.95	280.18	12.39	5.84	92.75	372.93	124.31	30.92
19.00	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.44	7.44	147.95	14.80	18.61	44.00	ok	18.61	20.30	26.52	1060.66	299.89	13.26	6.25	99.00	398.89	132.96	33.00
19.25	22.00	L	22.00	22.00	22.00	17.44	7.44	149.81	14.98	18.53	44.00	ok	18.53	20.27	28.26	1130.25	319.57	14.13	6.66	105.66	425.23	141.74	35.22
19.50	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.44	7.44	151.67	15.17	50.35	120.00	ok	50.35	55.17	29.99	1199.72	339.21	15.00	7.07	112.72	451.94	150.65	37.57
19.75	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.44	7.44	153.53	15.35	50.15	120.00	ok	50.15	55.08	31.73	1269.06	358.82	15.86	7.48	120.20	479.02	159.67	40.07
20.00	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.44	7.44	155.39	15.54	49.96	120.00	ok	49.96	54.98	33.46	1338.29	378.39	16.73	7.88	128.08	506.47	168.82	42.69

H	N pakai	Jenis	Koreksi N1 (terzaghi)	Koreksi N1 (bazaraa)	N1 pakai	gamma pakai (KN/m3)	gamma' (KN/m3)	Po (KN/m2)	Po (t/m2)	N2	2N1	kontrol n2	N2 pakai	Nrata-rata	Ni	Cn ujung (ton/m2)	Qujung (ton)	Cii = fsi (t/m2)	Asi (ton)	Sigma Ai (ton)	pujung (ton)	pijin tekan (ton)	pijin tarik (ton)
20.25	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	157.32	15.73	49.76	120.00	ok	49.76	54.88	35.18	1407.40	397.93	17.59	8.29	136.37	534.30	178.10	45.46
20.50	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	159.32	15.93	49.55	120.00	ok	49.55	54.78	36.91	1476.39	417.44	18.45	8.70	145.07	562.51	187.50	48.36
20.75	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	161.32	16.13	49.35	120.00	ok	49.35	54.67	38.63	1545.26	436.91	19.32	9.10	154.17	591.08	197.03	51.39
21.00	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	163.32	16.33	49.15	120.00	ok	49.15	54.57	40.35	1614.01	456.35	20.18	9.51	163.68	620.03	206.68	54.56
21.25	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	165.32	16.53	48.95	120.00	ok	48.95	54.47	41.48	1659.32	469.16	20.74	9.77	173.45	642.61	214.20	57.82
21.50	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	167.32	16.73	48.75	120.00	ok	48.75	54.37	42.61	1704.55	481.95	21.31	10.04	183.49	665.44	221.81	61.16
21.75	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	169.32	16.93	48.55	120.00	ok	48.55	54.28	43.74	1749.71	494.72	21.87	10.31	193.80	688.52	229.51	64.60
22.00	60.00	L	60.00	60.00	60.00	18.00	8.00	171.32	17.13	48.36	120.00	ok	48.36	54.18	44.87	1794.77	507.46	22.43	10.57	204.37	711.83	237.28	68.12
22.25	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	173.31	17.33	48.16	120.00	ok	48.16	54.08	45.99	1839.75	520.18	23.00	10.84	215.21	735.39	245.13	71.74
22.50	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	175.28	17.53	47.97	120.00	ok	47.97	53.99	47.12	1884.64	532.87	23.56	11.10	226.31	759.18	253.06	75.44
22.75	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	177.25	17.73	47.78	120.00	ok	47.78	53.89	48.24	1929.44	545.54	24.12	11.37	237.68	783.21	261.07	79.23
23.00	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	179.22	17.92	47.60	120.00	ok	47.60	53.80	49.02	1960.80	554.40	24.51	11.55	249.23	803.63	267.88	83.08
23.25	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	181.19	18.12	47.41	120.00	ok	47.41	53.71	49.80	1992.11	563.25	24.90	11.73	260.96	824.21	274.74	86.99
23.50	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	183.17	18.32	47.23	120.00	ok	47.23	53.61	50.58	2023.35	572.09	25.29	11.92	272.88	844.97	281.66	90.96
23.75	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	185.14	18.51	47.05	120.00	ok	47.05	53.52	51.36	2054.54	580.91	25.68	12.10	284.98	865.89	288.63	94.99
24.00	60.00	L	60.00	60.00	60.00	17.89	7.89	187.11	18.71	46.87	120.00	ok	46.87	53.43	52.14	2085.67	589.71	26.07	12.29	297.27	886.97	295.66	99.09
24.25	60.00	L	60.00	60.00	60.00	19.00	9.00	189.22	18.92	46.67	120.00	ok	46.67	53.34	51.71	2068.54	584.87	25.86	12.18	309.45	894.32	298.11	103.15
24.50	60.00	L	60.00	60.00	60.00	19.00	9.00	191.47	19.15	46.47	120.00	ok	46.47	53.23	51.29	2051.45	580.03	25.64	12.08	321.53	901.57	300.52	107.18
24.75	60.00	L	60.00	60.00	60.00	19.00	9.00	193.72	19.37	46.27	120.00	ok	46.27	53.13	50.86	2034.38	575.21	25.43	11.98	333.52	908.73	302.91	111.17
25.00	60.00	L	60.00	60.00	60.00	19.00	9.00	195.97	19.60	46.07	120.00	ok	46.07	53.03	50.43	2017.35	570.39	25.22	11.88	345.40	915.79	305.26	115.13
25.25	60.00	L	60.00	60.00	60.00	19.00	9.00	198.22	19.82	45.87	120.00	ok	45.87	52.93	50.01	2000.36	565.59	25.00	11.78	357.18	922.77	307.59	119.06
25.50	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	200.47	20.05	37.30	98.00	ok	37.30	43.15	49.59	1983.41	560.79	24.79	11.68	368.87	929.66	309.89	122.96
25.75	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	202.72	20.27	37.14	98.00	ok	37.14	43.07	49.16	1966.49	556.01	24.58	11.58	380.45	936.46	312.15	126.82
26.00	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	204.97	20.50	36.98	98.00	ok	36.98	42.99	48.80	1951.99	551.91	24.40	11.50	391.95	943.86	314.62	130.65
26.25	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	207.22	20.72	36.83	98.00	ok	36.83	42.91	48.44	1937.53	547.82	24.22	11.41	403.36	951.19	317.06	134.45
26.50	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	209.47	20.95	36.67	98.00	ok	36.67	42.84	48.08	1923.10	543.74	24.04	11.33	414.69	958.43	319.48	138.23
26.75	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	211.72	21.17	36.52	98.00	ok	36.52	42.76	47.72	1908.70	539.67	23.86	11.24	425.93	965.61	321.87	141.98
27.00	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	213.97	21.40	36.37	98.00	ok	36.37	42.68	47.36	1894.34	535.61	23.68	11.16	437.09	972.70	324.23	145.70
27.25	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	216.22	21.62	36.21	98.00	ok	36.21	42.61	47.00	1880.00	531.56	23.50	11.07	448.17	979.72	326.57	149.39
27.50	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	218.47	21.85	36.06	98.00	ok	36.06	42.53	46.64	1865.70	527.51	23.32	10.99	459.16	986.67	328.89	153.05
27.75	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	220.72	22.07	35.92	98.00	ok	35.92	42.46	44.79	1791.49	506.53	22.39	10.55	469.71	976.24	325.41	156.57
28.00	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	222.97	22.30	35.77	98.00	ok	35.77	42.38	42.94	1717.42	485.59	21.47	10.12	479.83	965.41	321.80	159.94
28.25	49.00	L	49.00	49.00	49.00	19.00	9.00	225.22	22.52	35.62	98.00	ok	35.62	42.31	41.09	1643.47	464.68	20.54	9.68	489.51	954.19	318.06	163.17
28.50	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	227.47	22.75	36.93	102.00	ok	36.93	43.96	40.64	1625.70	459.66	20.32	9.58	499.08	958.74	319.58	166.36
28.75	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	229.72	22.97	36.78	102.00	ok	36.78	43.89	40.17	1606.75	454.30	20.08	9.46	508.55	962.85	320.95	169.52
29.00	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	231.97	23.20	36.63	102.00	ok	36.63	43.81	39.66	1586.49	448.57	19.83	9.35	517.89	966.46	322.15	172.63
29.25	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	234.22	23.42	36.48	102.00	ok	36.48	43.74	39.12	1564.78	442.43	19.56	9.22	527.11	969.54	323.18	175.70
29.50	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	236.47	23.65	36.33	102.00	ok	36.33	43.67	38.54	1541.42	435.83	19.27	9.08	536.19	972.02	324.01	178.73
29.75	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	238.72	23.87	36.19	102.00	ok	36.19	43.59	37.91	1516.20	428.70	18.95	8.93	545.12	973.82	324.61	181.71
30.00	51.00	L	51.00	51.00	51.00	19.00	9.00	240.97	24.10	36.04	102.00	ok	36.04	43.52	37.22	1488.88	420.97	18.61	8.77	553.89	974.86	324.95	184.63

SKALA
1:75



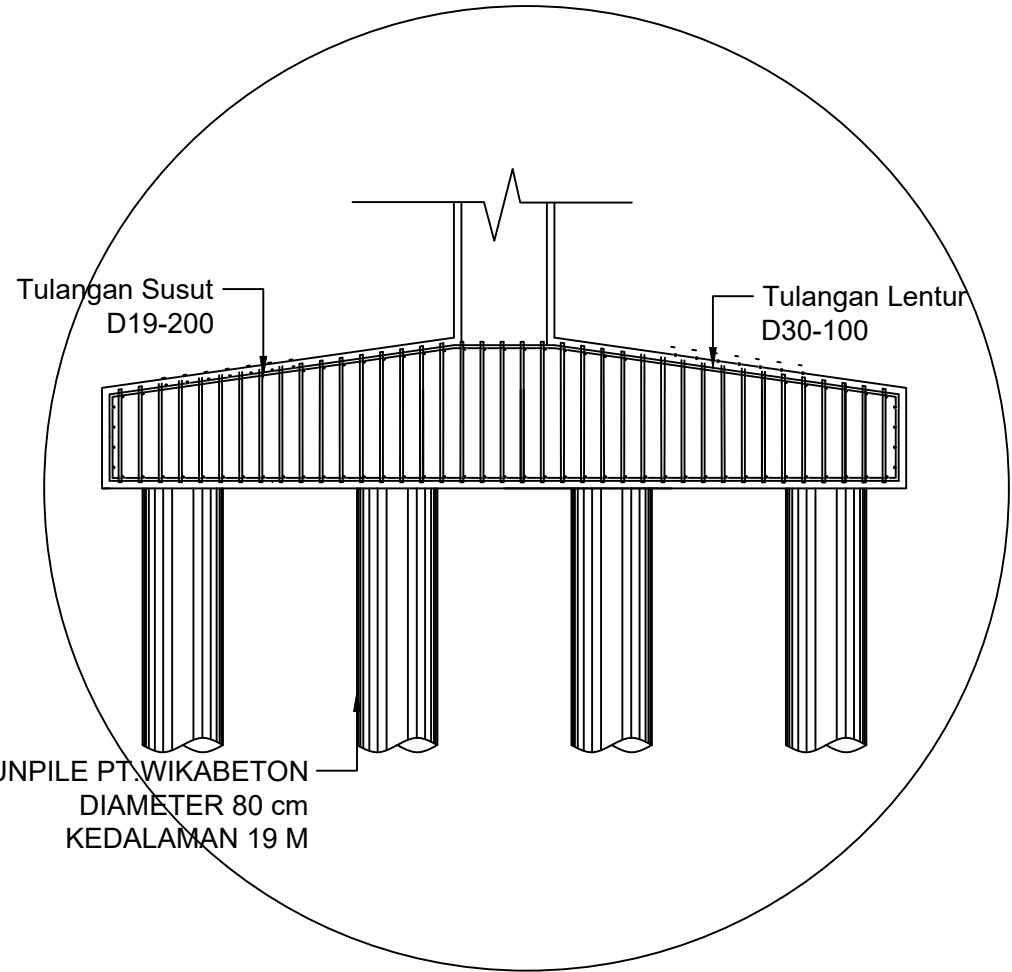
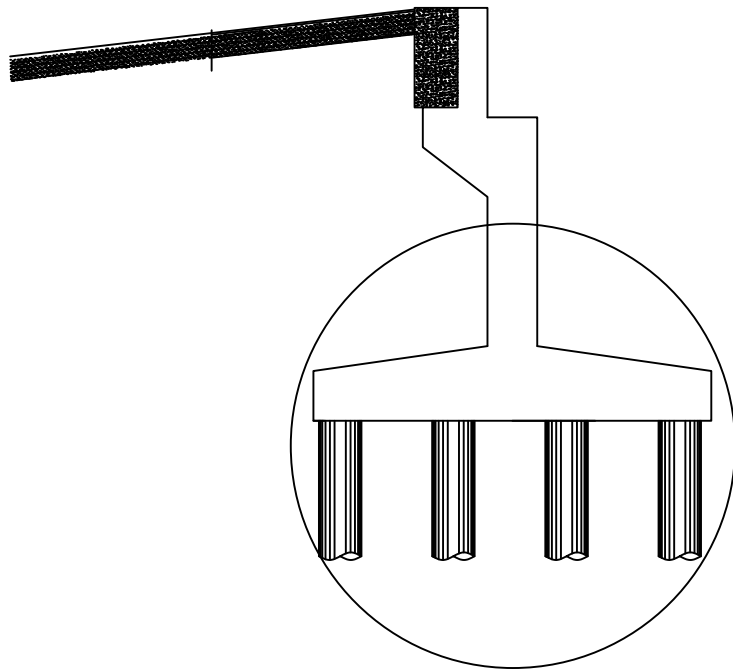
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	JUDUL GAMBAR	DOSEN ASISTEN	NAMA / NRP MAHASISWA	NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	Jembatan Konvensional Tanah Lunak	Dimensi Abutment	Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	Muhammad Bagos Fahri 03111640000166	1	10



SKALA
1:100

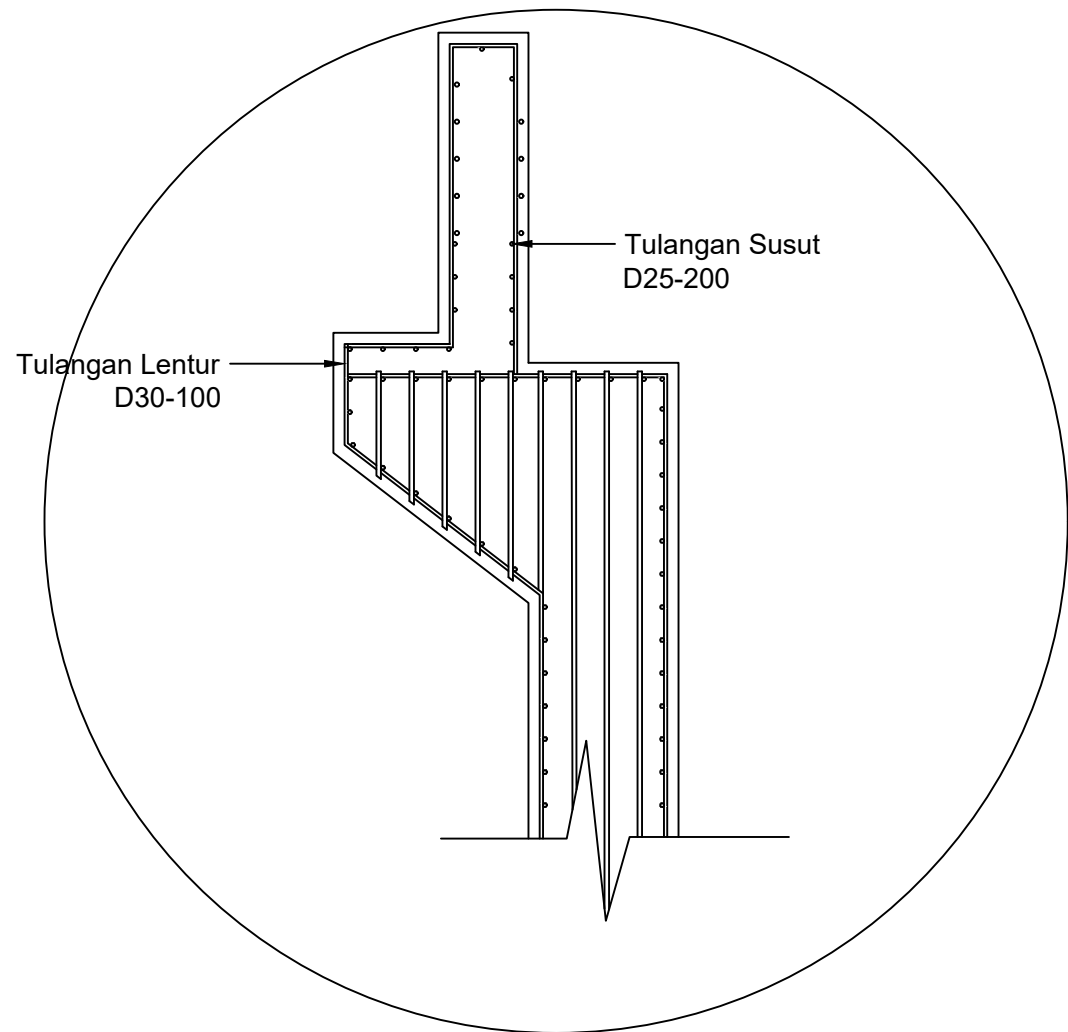
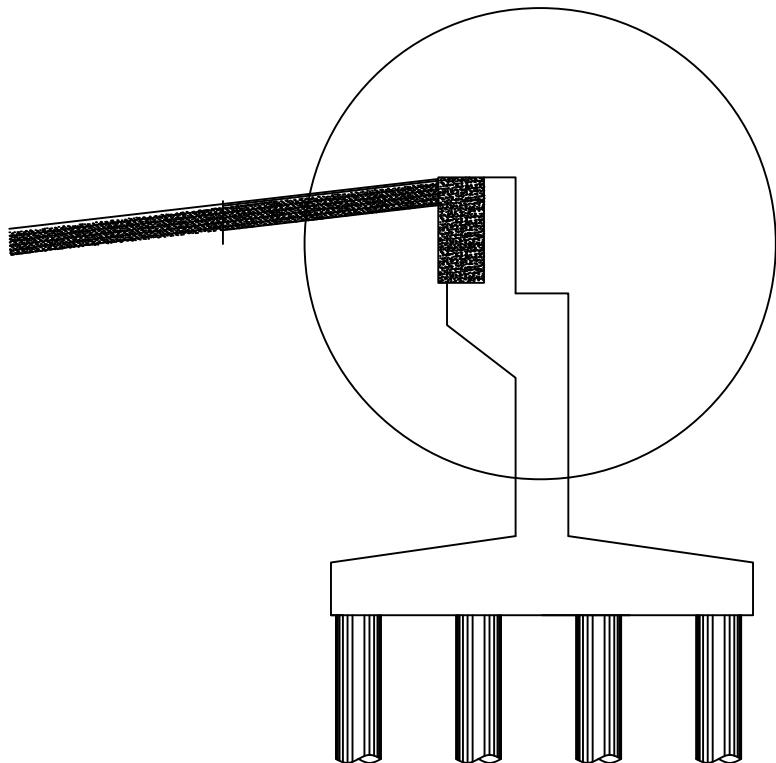
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	NAMA GAMBAR	JUDUL GAMBAR	DOSEN ASISTEN	NAMA / NRP MAHASISWA	NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	Jembatan Konvensional Tanah Lunak	Konfigurasi Tiang Pancang	Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	Muhammad Bagos Fahri 0311164000166	2	10

SKALA
1:75



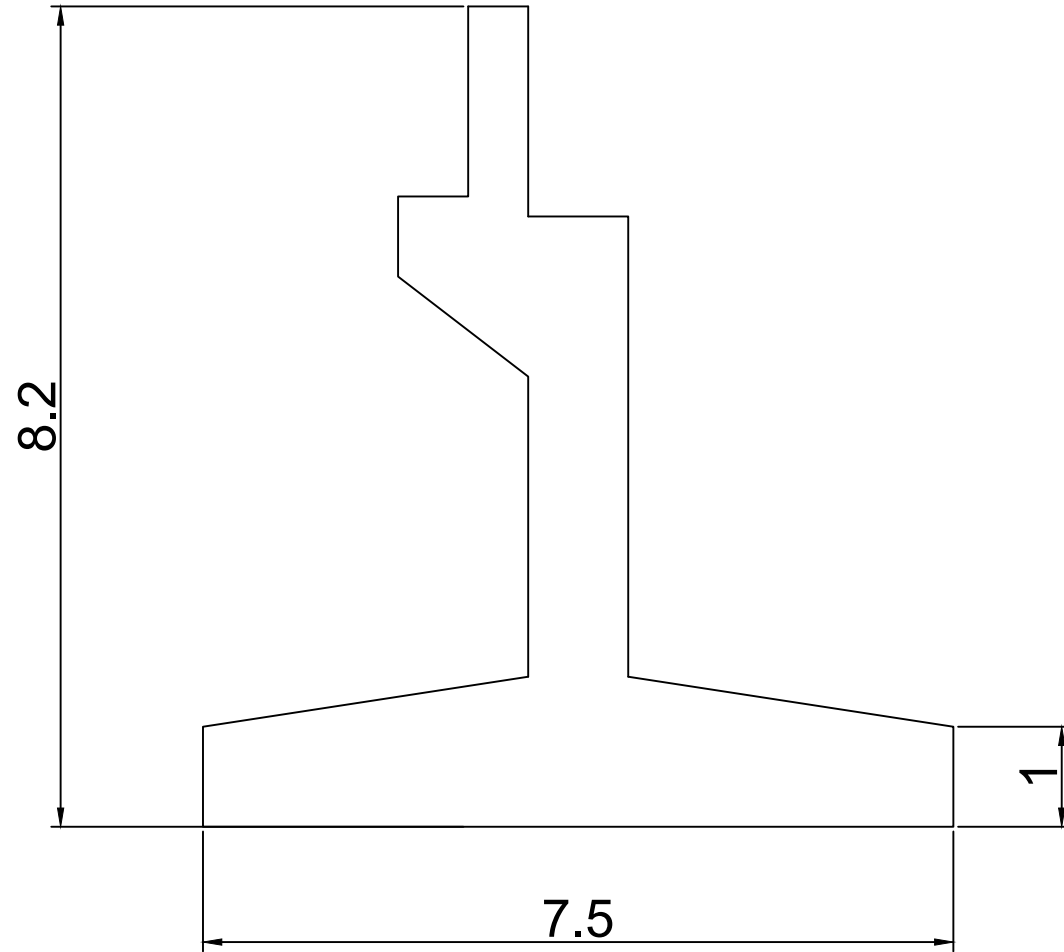
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	NAMA GAMBAR	JUDUL GAMBAR	DOSEN ASISTEN	NAMA / NRP MAHASISWA	NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	Jembatan Konvensional Tanah Lunak	Penulangan Pilecap	Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	Muhammad Bagos Fahri 03111640000166	3	10

SKALA
1:50




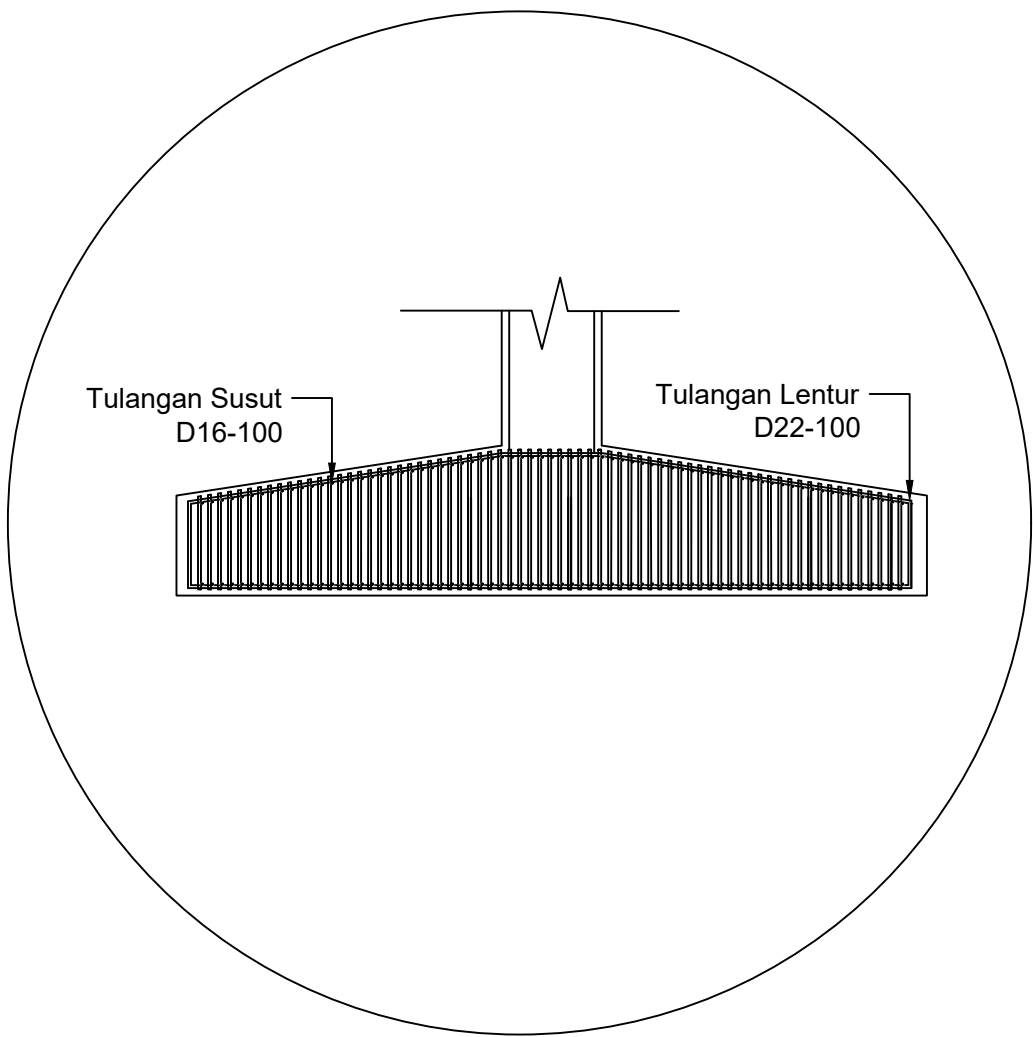
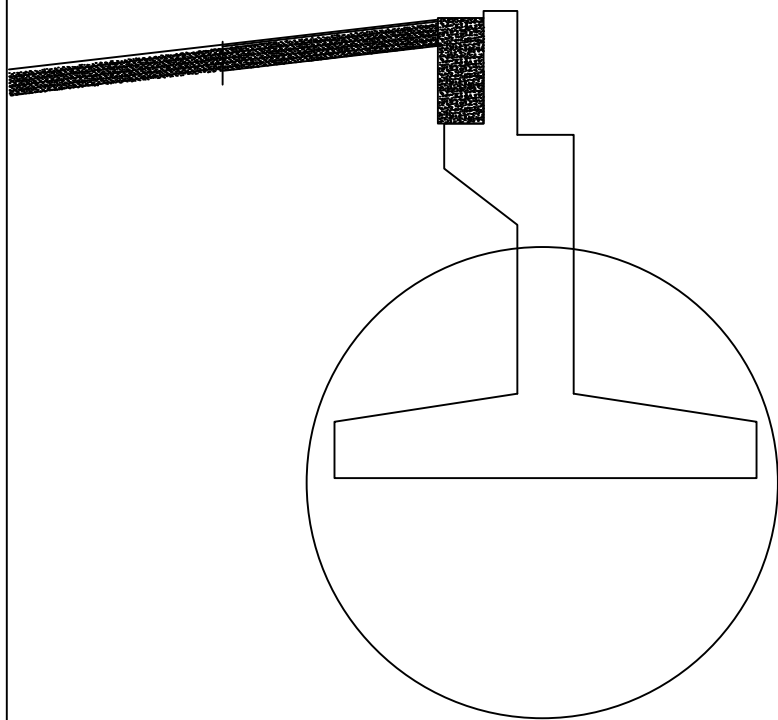
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	JUDUL GAMBAR	DOSEN ASISTEN	NAMA / NRP MAHASISWA	NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	Jembatan Konvensional Tanah Lunak	Penulangan Breastwall	Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	Muhammad Bagos Fahri 03111640000166	4	10

⊕ SKALA
1:75

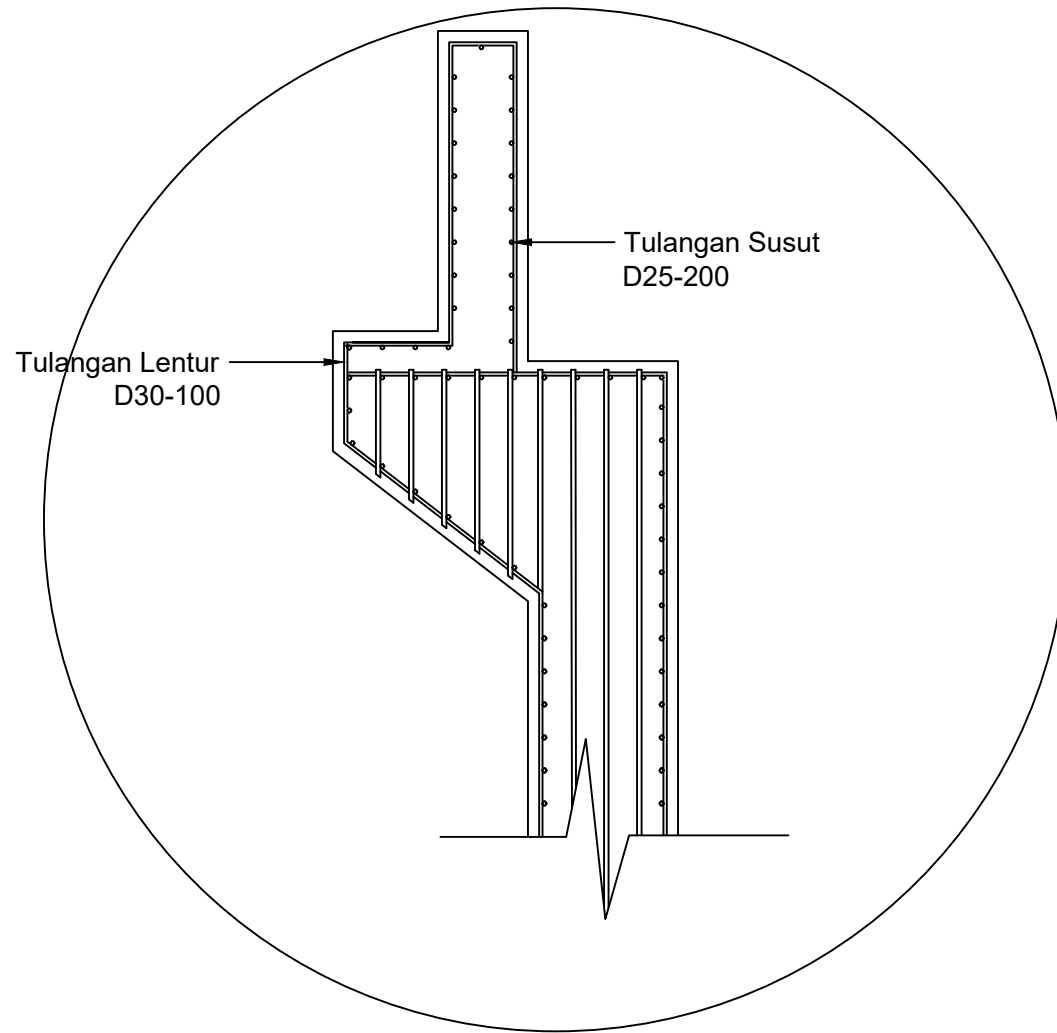
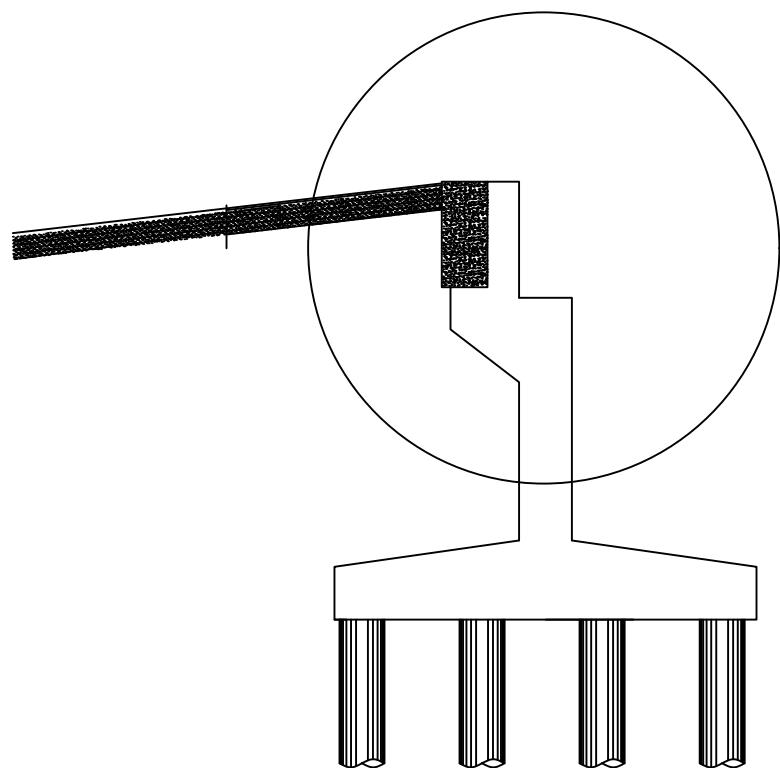



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	JUDUL GAMBAR	DOSEN ASISTEN	NAMA / NRP MAHASISWA	NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	Jembatan Konvensional Tanah Keras	Dimensi Abutment	Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	Muhammad Bagos Fahri 03111640000166	5	10


SKALA
 1:75

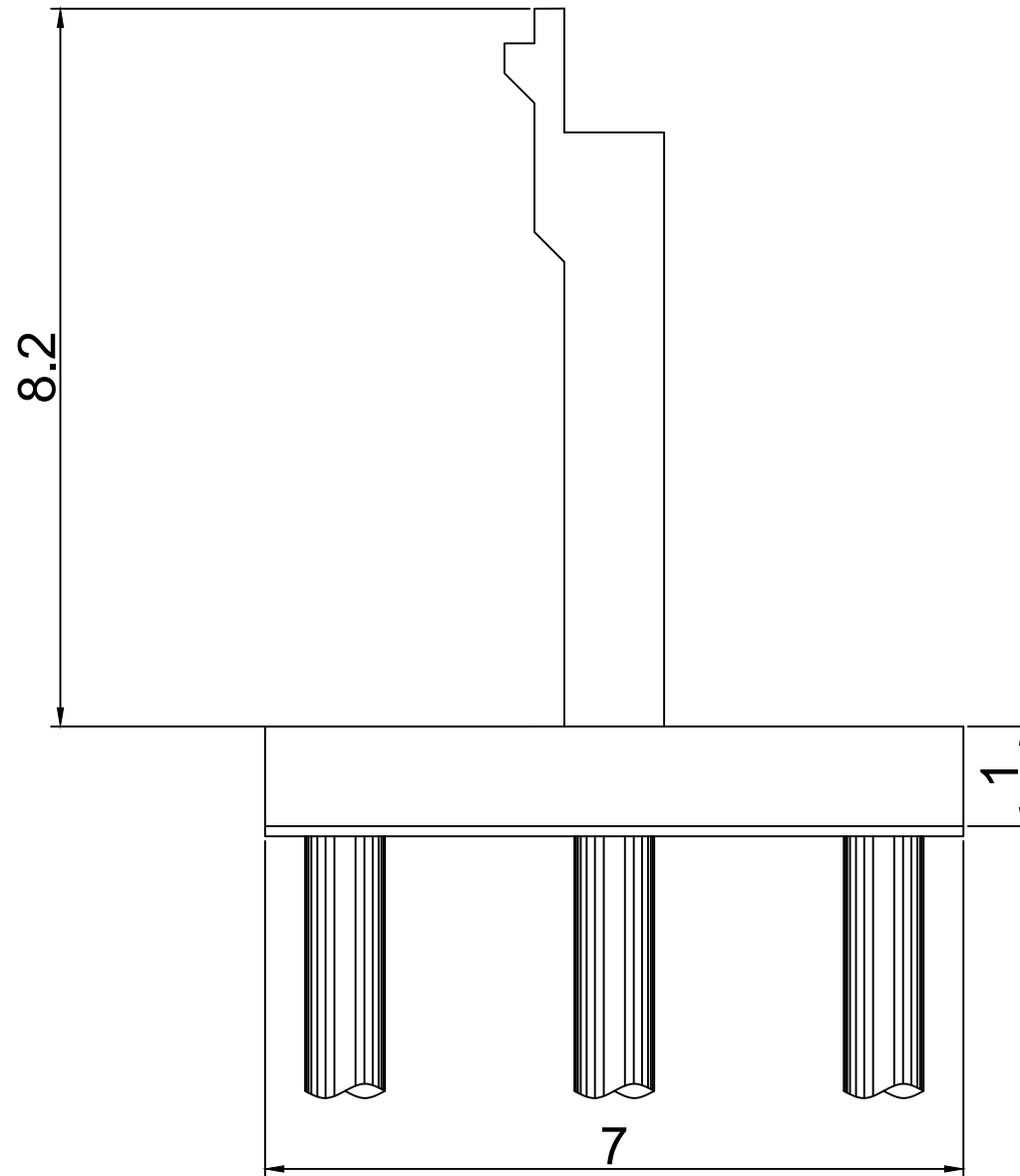



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	JUDUL GAMBAR	DOSEN ASISTEN	NAMA / NRP MAHASISWA	NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	Jembatan Konvensional Tanah Keras	Penulangan Pilecap	Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	Muhammad Bagos Fahri 03111640000166	6	10



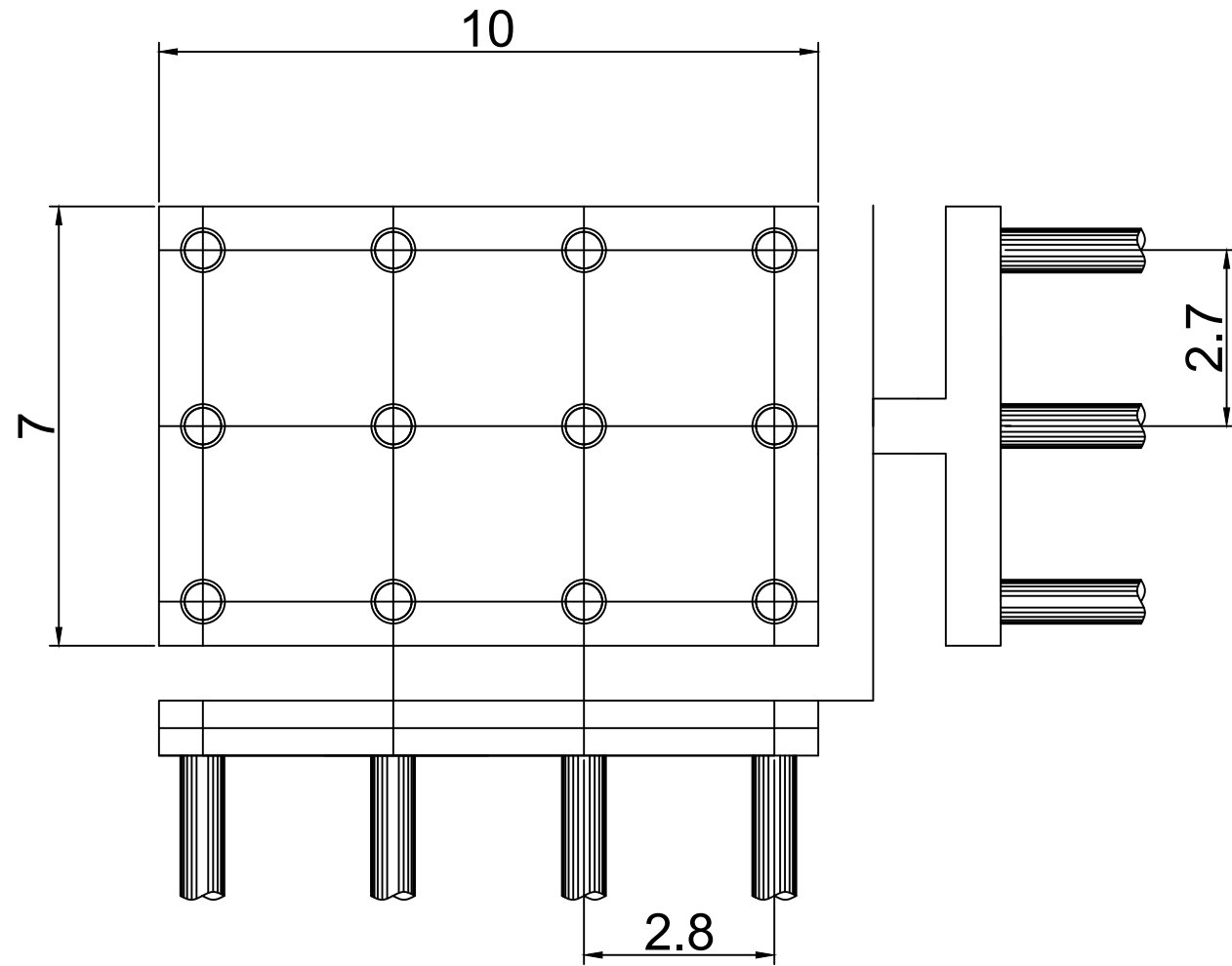

SKALA
 1:50


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	JUDUL GAMBAR	DOSEN ASISTEN	NAMA / NRP MAHASISWA	NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	Jembatan Konvensional Tanah Keras	Penulangan Breastwall	Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	Muhammad Bagos Fahri 03111640000166	7	10




SKALA
 1:75

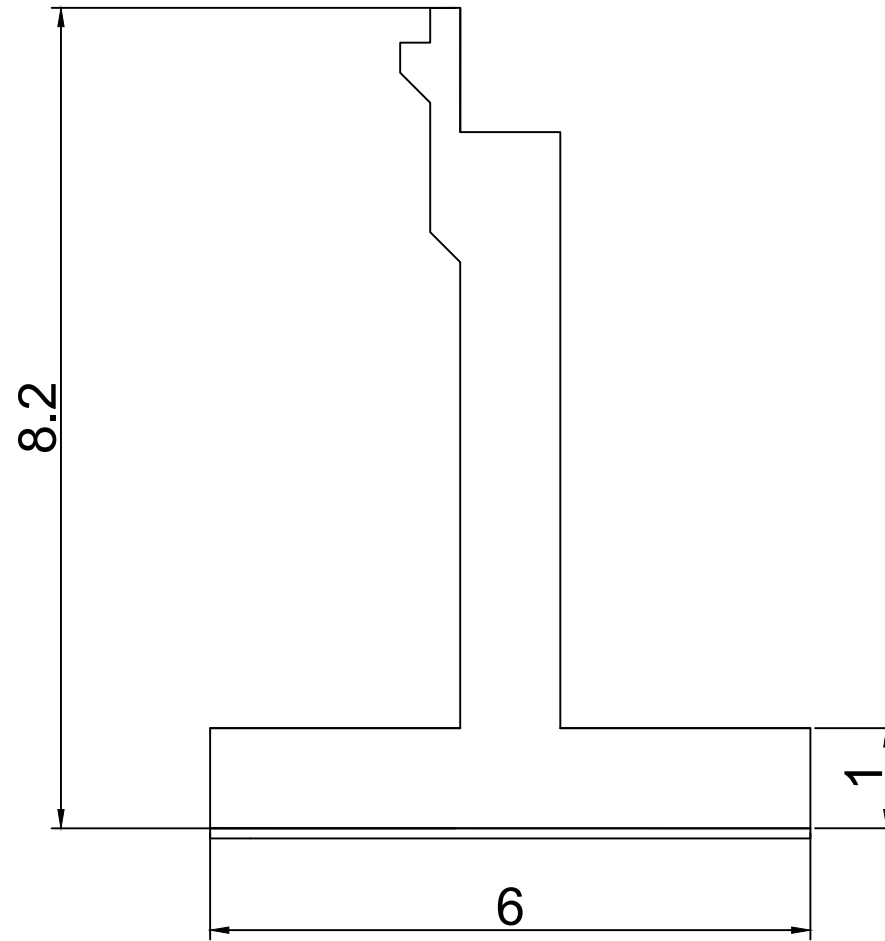
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	JUDUL GAMBAR	DOSEN ASISTEN	NAMA / NRP MAHASISWA	NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	Jembatan Integral Tanah Lunak	Dimensi Abutment	Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	Muhammad Bagos Fahri 03111640000166	8	10




SKALA
 1:100

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	JUDUL GAMBAR	DOSEN ASISTEN	NAMA / NRP MAHASISWA	NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	Jembatan Integral Tanah Lunak	Konfigurasi Tiang Pancang	Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	Muhammad Bagos Fahri 03111640000166	9	10

⊕ SKALA
1:75



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	NAMA GAMBAR	JUDUL GAMBAR	DOSEN ASISTEN	NAMA / NRP MAHASISWA	NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
	Jembatan Integral Tanah Keras	Dimensi Abutment	Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	Muhammad Bagos Fahri 03111640000166	10	10

BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Muhammad Bagos Fahri, lahir di DKI Jakarta pada tanggal 29 Juli 1998. Penulis menempuh pendidikan formal di SD Al-Azhar 13 Rawamangun, SMP Al-Azhar 1 Kebayoran Baru, dan SMA Al-Azhar 1 Kebayoran Baru, Jakarta Selatan. Setelah lulus dari jenjang SMA, penulis diterima di Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember melalui jalur Mandiri pada Tahun 2016. Penulis mengambil Tugas Akhir di Bidang Geoteknik. Selama perkuliahan, penulis aktif di organisasi bidang kemahasiswaan. Penulis pernah aktif dalam organisasi menjadi Staff Dalam Negeri LE HMS FTSP-ITS 2017/2018 dan 2018/2019 dan juga menjadi Staff Big Event UKM Tennis Lapangan ITS 2017/2018 dan sebagai Ketua Departement Big Event UKM Tennis Lapangan ITS 2018/2019. Penulis telah menjalani pelatihan LKMW, LKMM PraTD, LKMM TD, dan LKMM TM. Dalam kepanitiaan, penulis telah menjadi Staff Perlengkapan ITS OPEN 2017, Ketua Pelaksana ITS OPEN 2018, Crew Civil Expo Sie Public Relation 2018 dan 2019, Koordinator Sie Keamanan dan Perizinan Wisuda 116, Koordinator Sie Acara Wisuda Night 117 dan 119, Ketua pelaksana Wisuda 118, Koordinator Sie Dekorasi Wisuda 120, Organizing Committee Pengkaderan S60, Komisi Materi Pengkaderan S61, Panitia Persiapan Pemilu HMS FTSP ITS 2017, serta OC LKMM Pra TD, TD, dan TM. Dalam bidang olahraga, penulis terpilih sebagai Tim Sepakbola tingkat Fakultas tahun 2017, 2018 dan 2019 dan menjuarai Dies Natalis ITS pada 2018. Penulis dapat dihubungi melalui

Email: bagoesfahri29@gmail.com

Halaman ini sengaja dikosongkan



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, M.Sc., Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusfi Putu Raka
NAMA MAHASISWA	: Muhammad Bagas Fahri
NRP	: 03111640000166
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perbandingan Abutment Integral Bridge dengan Conventional Bridge di Tanah Baik dan di Tanah Lunak
TANGGAL PROPOSAL	: 24 September 2019
NO. SP-MMTA	: B/80844/IT2.VI.4.1/PP.OS.02.00/2019

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	24/10-19	<p>Analisa Data</p> <ul style="list-style-type: none"> Data Tanah lunak Keras Data Struktur atas integral bridge Data Struktur atas konvensional bridge 		<i>Jlm</i>
2.	2-12-19	<p>Perencanaan Abutment konvensional</p> <p>Revisi: - Inersia yang dihitung merupakan keseluruhan bukan hanya brase awal</p> <ul style="list-style-type: none"> Sumber data Perubahan beban yang struktur atas 	<p>Hitung ulang beban³ dr. struktur atas sesuai teori yg Batas</p> <p>Setiap hitungan hrs ada bukti dr. mana asal rumusnya dgn mengacu rumus/standar (lihat ker. bukti Refrensi SWI-nya)</p>	<i>Jlm</i>
	18-12-19	BAB IV-V Pembebanan Struktur atas sampai Pembebanan lajur D		<i>Sen</i>
	19-12-19	BAB V Pembebanan lajur D sampai Tekanan Tanah Dinamis		<i>Sen</i>
	20-12-19	BAB V Rekapitulasi kombinasi Pembebanan		<i>Sen</i>
	2-1-20	BAB VI Integral Bridge Pembebanan dan SAP2000		<i>Pa</i>

