



**TUGAS AKHIR TERAPAN - 145501**

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PLAPAR KAB.  
PONOROGO**

**ERWIN HAIDY PRASOJO  
NRP.1011150000064**

**DITA ROSALINA ANGGRAENI HIMAWAN  
NRP. 1011150000066**

**DOSEN PEMBIMBING  
Ir. SUNKONO, CES.  
NIP. 19591130 198601 1 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2018**



**TUGAS AKHIR TERAPAN - 145501**  
**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PLAPAR KAB.**  
**PONOROGO**

**ERWIN HAIDY PRASOJO**  
**NRP.1011150000064**

**DITA ROSALINA ANGGRAENI HIMAWAN**  
**NRP. 1011150000066**

**DOSEN PEMBIMBING**  
**Ir. SINGKONO, CES.**  
**NIP. 19591130 198601 1 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL**  
**DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL**  
**FAKULTAS VOKASI**  
**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**  
**SURABAYA 2018**



**FINAL APPLIED PROJECT - 145501**

**DESIGN MODIFICATION OF PLAPAR BRIDGE  
STRUCTURE DISTRICT PONOROGO**

**ERWIN HAIDY PRASOJO  
NRP.1011150000064**

**DITA ROSALINA ANGGRAENI HIMAWAN  
NRP. 1011150000066**

**FINAL PROJECT SUPERVISIOR  
Ir. SUNGKONO, CES.  
NIP. 19591130 198601 1 001**

**DIPLOMA III PROGRAM OF CIVIL ENGINEERING  
CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING DEPARTEMENT  
VOCATIONAL FACULTY  
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY  
SURABAYA 2018**

**LEMBAR PENGESAHAN**  
**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PLAPAR**  
**KAB. PONOROGO**

Surabaya, 08 Juli 2018

Disusun oleh :

Mahasiswa I



ERWIN HAIDY P  
NRP . 10111500000064

Mahasiswa II



DITA ROSALINA A.H  
NRP . 10111500000066



Mengetahui,  
Dosen Pembimbing

30 JUL 2018

Ir. SUNGKONO, CES.  
NIP . 19591130 198601 1 001



**BERITA ACARA**  
**TUGAS AKHIR TERAPAN**  
PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :  
041523/IT2.VI.8.1/PP.05.02/2018

Tanggal : 10 Juli 2018

Judul Tugas Akhir Terapan	Desain Modifikasi Jembatan Plapar - Kabupaten Ponorogo		
Nama Mahasiswa	Erwin Haidy Prasajo	NRP	1011150000064
Nama Mahasiswa	Dita Rosalina Angraeni H.	NRP	1011150000066
Dosen Pembimbing 1	Ir. Sungkono, CES NIP 195911301986011001	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	- NIP -	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
<p>Diagrama disarankan silu ganda. Harus pakai brosur pebtkan untuk elastomer. Gaya muk. dg tanpa semp untuk bor pile tiang pancang baja. Perbaiki perhitungan tiang pancang baja.</p>	<p> Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 196001051986031003</p>
	<p>Ir. Sungkono, CES NIP 195911301986011001</p>
<p>Baut mutu tinggi HTB. Daftar isi &amp; gambar desain nca. Pile Basuki Jumlah baut pada badan dan sayap dipertaka Plat injak, pertimbangan apa yang mendasarinya untuk ukurannya.</p>	<p> Ir. Rachmad Basuki, MS NIP 196411141989031001</p>
<p>Jarak bor pile &gt; 2,5D; saran 3D. Tebal tiang pancang baja? disarankan tiang pancang miring 1:10 &amp; 4 baris pancang. PHT = Pile Head Treatment.</p>	<p> Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 195503191984031001</p>

PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
<p> Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 196001051986031003</p>	<p> Ir. Sungkono, CES NIP 195911301986011001</p>	<p> Ir. Rachmad Basuki, MS NIP 196411141989031001</p>	<p> Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 195503191984031001</p>

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
	<p> Ir. Sungkono, CES NIP 195911301986011001</p>	- NIP -





# **MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PLAPAR - KAB. PONOROGO**

**Nama Mahasiswa 1 : Erwin Haidy Prasajo**  
**NRP Mahasiswa 1 : 10111500000064**  
**Nama Mahasiswa 2 : Dita Rosalina Anggraeni Himawan**  
**NRP Mahasiswa 2 : 10111500000066**  
**Dosen Pembimbing : Ir. Sungkono, CES.**  
**NIP : 19591130 198601 1 001**

## **ABSTRAK**

Jembatan Plapaer terletak di Kecamatan Slahung Kab. Ponorogo. Jembatan ini merupakan satu-satunya akses jalan yang menghubungkan dua wilayah antara Kabupaten Pacitan dan Kabupaten Ponorogo. Jembatan ini awalnya menggunakan balok precast pada struktur girder. Penulis memodifikasi desain girder jembatan menjadi struktur baja balok menerus.

Jembatan Plapar digunakan sebagai objek proposal tugas akhir untuk memodifikasi desain struktur jembatan meliputi bangunan atas : plat lantai dan bangunan pengaman lainnya dengan acuan RSNI T-03-2005 dan SNI 1725-2016, . Perhitungan bangunan bawah meliputi : abutment, bored pile, elastomer yang mengacu pada SNI T-12-2004 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI Gempa 2833-2013 (Jembatan). Jembatan plapar didesain ulang menggunakan struktur baja komposit dengan bentang jembatan 50 meter. Jembatan didesain menggunakan 7 gelagar memanjang, dimana profil gelagar didesain sendiri W 2700 x 800 x 40 x 80 dan profil diafragma W 120 x 120 x 13.

***Kata kunci : Jembatan Plapar, Plat Lantai, Bored pile.***



## **DESIGN MODIFICATION OF PLAPAR BRIDGE STRUCTURE DISTRICT PONOROGO**

**Student 1** : Erwin Haidy Prasajo  
**NRP** : 10111500000064  
**Student 2** : Dita Rosalina Anggraeni H.  
**NRP** : 10111500000066  
**Supervisor** : Ir. Sungkono, CES  
**NIP** : 19591130 198601 1 001

### **ABSTRACT**

*Plapar Bridge is located in Slahung, district Ponorogo. This bridge is the only access road that connects two areas between Pacitan and Ponorogo regency. The author modifies the design of the bridge girder into a continuous steel beam structure.*

*The Plapar Bridge is used as the object of the final task object to modify the design of the top bridge structure of the building, such as: floor plate and other security building with reference RSNI T-03-2005 and SNI 1725-2016,. The calculations of the lower buildings include: abutment, bored pile, elastomer referring to SNI T-12-2004 and earthquake loading based on SNI Earthquake 2833-2013 (Bridge). The redesigned plapar bridge uses a composite steel structure with a 50 meter bridge span. The bridge is designed using 7 elongated girder, in which the girder profile is self-designed W 2700 x 800 x 40 x 80 and diaphragm profile W 120 x 120 x 13.*

***Keywords : Plapar Bridge, floor plate, bored pile***

## KATA PENGANTAR

Dengan mengucap syukur kehadirat Allah SWT, atas rahmat dan hidayah-Nya Tugas Akhir kami yang berjudul “Modifikasi Desain Struktur Jembatan Plapar Kab. Ponorogo” dapat tersusun dengan baik dan kami dapat mempresentasikan pada Sidang Tugas Akhir.

Tugas Akhir Terapan ini merupakan salah satu syarat akademis pada program studi Diploma III Infrastruktur Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Tersusunnya Tugas Akhir Terapan ini tidak lepas dari bantuan serta bimbingan orang sekitar. Dalam kesempatan ini kami mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu penyusunan Tugas Akhir ini, yaitu :

1. Bapak Ir. Sungkono, CES selaku dosen pembimbing dalam Tugas Akhir Terapan kami.
2. Orang tua dan keluarga kami yang telah memberi dorongan baik moral maupun materil yang tak terhingga, sehingga kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir Terapan ini.
3. Rekan-rekan mahasiswa jurusan D III Infrastruktur Teknik Sipil ITS Surabaya yang telah banyak memberi dorongan dan masukan dalam menyelesaikan Tugas Akhir Terapan ini.
4. Seluruh pihak yang secara langsung ataupun tidak langsung telah membantu kami dalam menyelesaikan Tugas Akhir Terapan kami, yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Surabaya, 08 Juli 2018  
Penulis

***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## DAFTAR ISI

<b>ABSTRAK</b> .....	<b>i</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>ii</b>
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	<b>iii</b>
<b>DAFTAR ISI</b> .....	<b>v</b>
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	<b>x</b>
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	<b>xiii</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	<b>1</b>
1.1 Umum.....	1
1.2 Latar Belakang.....	1
1.3 Rumusan Masalah.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	2
1.5 Tujuan.....	3
1.6 Manfaat.....	3
1.7 Lokasi Proyek.....	4
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	<b>5</b>
2.1 Kontruksi Komposit.....	5
2.1.1 Uraian.....	5
2.1.2 Aksi Komposit ( <i>Composite Action</i> ).....	5
2.1.3 Manfaat dan Keuntungan Struktur Komposit.....	6
2.1.4 Tegangan Pada Struktur Komposit.....	7
2.1.5 Lebar Efektif Lantai Beton.....	7
2.2 Dasar Perencanaan.....	8
2.3 Beban-beban Struktur Baja Komposit.....	8
2.3.1 Beban Permanen.....	8
2.3.2 Beban lalu lintas.....	11
2.3.3 Beban Sekunder.....	19
2.3.4 Kombinasi Beban.....	30
2.3.5 Kelangsingan Penampang.....	31
2.3.5.1 Kekuatan Unsur Terhadap Lentur.....	36
2.3.5.2 Kekuatan Unsur Terhadap Geser.....	37
2.3.5.3 Interaksi Geser Dan Lentur.....	38
2.3.6 Penulangan.....	38
2.3.6.1 Tulangan Lentur.....	38

2.3.6.2 Tulangan Geser .....	39
2.3.7 Material.....	41
2.4 Bangunan Atas (Superstructure).....	43
2.4.1 Pipa Sandaran .....	43
2.4.2 Tiang Sandaran .....	45
2.4.3 Trotoar .....	46
2.4.4 Perencanaan Kerb .....	47
2.4.5 Pelat Lantai.....	47
2.4.6 Gelagar.....	48
2.4.6.1 Dimensi Efektif Penampang Komposit .....	48
2.4.6.2 Kekuatan Lentur Balok Komposit Tanpa Penyangga.....	48
2.4.7 Diafragma.....	52
2.4.8 Shear Connector.....	52
2.4.9 Sambungan .....	53
2.4.9.1 Luas Baut dan Gaya Tarikan Minimum.....	53
2.4.9.2 Kekuatan Geser Nominal Baut.....	54
2.4.9.3 Kekuatan Tarik Nominal Baut .....	55
2.4.9.4 Keadaan Batas Ultimate Baut .....	55
2.4.9.5 Syarat Jarak Sambungan Baut.....	56
2.4.10 Elastomer (Bearing Pad).....	57
2.5 Bangunan Bawah .....	61
2.5.1 Kepala Jembatan (abutment) .....	61
2.5.2 Pondasi Telapak .....	63
2.5.3 Pondasi Tiang Pancang.....	64
2.6 Bangunan Pelengkap Jembatan.....	64
2.6.1 Pelat Injak .....	64
2.6.2 Tembok Sayap.....	65
<b>BAB III METODOLOGI.....</b>	<b>67</b>
3.1 Uraian .....	67
3.2 Melakukan Pengumpulan data-data.....	67
3.3 Studi Literatur .....	67
3.4 Spesifikasi Desain Jembatan .....	68
3.4.1 Metode Desain Jembatan.....	68
3.4.2 Urutan Desain Jembatan .....	69

3.4.2.1 Desain Elemen Struktur Bangunan Atas .....	69
3.4.2.2 Desain Elemen Struktur Bangunan Bawah.....	70
3.4.2.3 Desain Bangunan Pelengkap.....	71
3.5 Penggambaran.....	72
3.6 Flow Chart.....	73
<b>BAB IV PERHITUNGAN BANGUNAN ATAS.....</b>	<b>77</b>
4.1 Data Desain Jembatan.....	77
4.1.1 Data-Data Desain .....	77
4.2 Tiang Sandaran.....	78
4.2.1 Desain Tiang Sandaran .....	78
4.2.2 Pembebanan.....	78
4.2.3 Analisa Struktur .....	79
4.2.4 Penulangan pada Tiang Sandaran .....	80
4.3 Pipa Sandaran.....	82
4.3.1 Desain Dimensi Pipa Sandaran.....	82
4.3.2 Pembebanan.....	83
4.3.3 Analisa Struktur .....	83
4.3.4 Kontrol Terhadap Bahan dan Tegangan pada Pipa Sandaran .....	84
4.4 Trotoar.....	85
4.4.1 Data Trotoar.....	85
4.4.2 Pembebanan.....	86
4.4.3 Analisa Struktur .....	86
4.4.4 Penulangan Trotoar .....	86
4.5 Kerb .....	88
4.5.1 Data Perencanaan Kerb.....	88
4.5.2 Pembebanan.....	89
4.5.3 Analisa Struktur .....	89
4.5.4 Penulangan pada Kerb.....	89
4.6 Pelat Lantai Kendaraan .....	91
4.6.1 Desain Dimensi Pelat Lantai .....	91
4.6.2 Data Pelat Lantai Kendaraan.....	91
4.6.3 Pembebanan.....	92
4.6.4 Momen pada Pelat Kendaraan.....	95
4.6.4 Penulangan pada Pelat Lantai Kendaraan.....	101

4.6.4.1 Tulangan Lapangan (Tulangan lentur positif) ...	101
4.6.4.2 Tulangan Tumpuan ( Tulangan lentur negatif) ..	103
4.6.5 Geser Pons.....	106
4.6.5.1 Geser Pons di Tengan Pelat.....	106
4.6.5.2 Geser Pons di Ujung Pelat.....	107
4.7 Gelagar Memanjang .....	109
4.7.1 Desain Dimensi Gelagar Memanjang.....	109
4.7.2 Data Gelagar Memanjang .....	109
4.7.3 Analisa Gelagar Sebelum dan Sesudah Komposit ....	114
4.7.3.1 Pelaksanaan Tanpa Perancah.....	114
4.7.3.2 Pelaksanaan Memakai Perancah .....	121
4.7.4 Kontrol Kapasitas Lentur.....	128
4.8 Shear Connector (Stud).....	131
4.8.1 Data .....	131
4.8.2 Perhitungan Shear Connector.....	132
4.9 Diafragma.....	134
4.9.1 Perencanaan Dimensi Diafragma.....	134
4.9.2 Pembebanan Diafragma.....	134
4.9.3 Analisa Kekuatan Diafragma .....	135
4.10 Sambungan Baja.....	136
4.10.1 Sambungan pada Gelagar Memanjang .....	136
4.10.2 Sambungan pada Simpul 1 .....	139
4.10.3 Sambungan pada Simpul 2.....	142
4.11 Elastomer / Bearing Pad.....	144
4.11.1 Beban yang Bekerja pada Elastomer.....	144
4.11.2 Tahap Perencanaan Dimensi Elastomer.....	146
4.11.3 Kontrol Perletakan Elastomer.....	147
<b>BAB V PERHITUNGAN BANGUNAN BAWAH.....</b>	<b>151</b>
5.1 Abutment .....	151
5.1.1 Perencanaan Abutment (Kepala Jembatan) .....	151
5.2 Preliminari Abutment .....	151
5.2.1 Pembebanan pada Abutment .....	151
5.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang.....	167
5.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah.....	172
5.2.4 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang.....	177

5.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang .....	178
5.2.5.1 Kontrol terhadap Gaya Aksial Vertikal.....	178
5.2.5.2 Kontrol terhadap Beban Horizontal .....	180
5.2.5.3 Kontrol Daya Dukung Tiang Miring.....	183
5.2.6 Kontrol Stabilitas Abutment .....	184
5.2.6.1 Kontrol Stabilitas Guling .....	184
5.2.6.2 Kontrol Stabilitas Geser.....	186
5.2.8 Perhitungan Pile Cap (Poer).....	188
5.2.7.1 Analisis Pembebanan Pile Cap.....	188
5.2.7.2 Perhitungan Penulangan Pile Cap Abutment ....	194
5.2.9 Perhitungan Dinding Abutment .....	200
5.2.8.1 Analisis Pembebanan Dinding Abutment.....	200
5.2.8.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Dinding Abutment .....	205
5.2.8.3 Perhitungan Penulangan Dinding Abutment.....	205
5.2.10 Perhitungan Longitudinal Stopper .....	210
5.2.10.1 Analisis pembebanan longitudinal stopper .....	210
5.2.10.2 Perhitungan Gaya dan Momen Long Stopper .	213
5.2.10.3 Perhitungan Penulangan Longitudinal Stopper	213
5.2.11 Perhitungan Korbel Belakang .....	216
5.2.11.1 Analisa Pembebanan Korbel.....	216
5.2.11.2 Perhitungan Gaya Dan Momen Korbel .....	217
5.2.11.3 Perhitungan Penulangan Korbel .....	218
<b>BAB VI PERHITUNGAN BANGUNAN LENGKAP.....</b>	<b>223</b>
6.1 Perhitungan Pelat Injak .....	223
6.1.1 Analisa Pembebanan Pelat Injak .....	223
6.1.2 Perhitungan Gaya dan Momen Pelat Injak.....	224
6.1.3 Perhitungan Penulangan Pelat Injak .....	224
6.2 Perhitungan Wing Wall.....	227
6.2.1 Analisa Pembebanan Wing Wall .....	227
6.2.2 Perhitungan Penulangan Wing Wall.....	229
<b>BAB VII PENUTUP.....</b>	<b>233</b>
7.1 Kesimpulan .....	233
<b>DAFTAR PUSTAKA.....</b>	<b>235</b>
<b>LAMPIRAN.....</b>	<b>237</b>



***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Lokasi Jembatan Plapar.....	4
Gambar 2. 1 Beban Lajur "D" .....	14
Gambar 2. 2 Momen Lentur pada Lapangan 1, 3 dan 5 .....	14
Gambar 2. 3 Momen Lentur Positif pada Lapangan 2 dan 4 .....	15
Gambar 2. 4 Momen Lentur Negatif Maksimum pada Pilar 2....	15
Gambar 2. 5 Distribusi Beban "D" dengan Lebar Jalur $\leq 5,5$ meter .....	16
Gambar 2. 6 Disribusi Beban "D" dengan Lebar Jalur $> 5,5$ meter .....	16
Gambar 2. 7 Distribusi Beban "D" dengan Lebar Jalur $> 5,5$ meter alternatif.....	17
Gambar 2. 8 Pembebanan Truk "T" (500 kN).....	18
Gambar 2. 9 Faktor Beban Dinamis untuk Beban T untuk Beban Lajur .....	19
Gambar 2. 10 Pembebanan untuk Pejalan Kaki .....	21
Gambar 2. 11 Spektrum rencana gempa.....	28
Gambar 2. 12 Mekanisme Pembebanan dan Asumsi Struktur Akibat Beban Vertikal pada Pipa .....	43
Gambar 2. 13 Permodelan Mekanika Teknik Pembebanan dan Asumsi Struktur Akibat Beban Vertikal pada Pipa .....	44
Gambar 2. 14 Resultan Momen pada Pipa Sandaran.....	45
Gambar 2. 15 Asumsi Struktur pada Tiang Sandaran.....	45
Gambar 2. 16 Permodelan beban yang bekerja pada kerb.....	47
Gambar 2. 17 Distribusi tegangan plastis .....	51
Gambar 2. 18 Representasi Perletakan Bantalan Elastomer .....	59
Gambar 2. 19 Bentuk Abutment.....	62
Gambar2. 20 Macam-macam Bentuk Abutment Untuk Mereduksi Tekanan Tanah Aktif.....	62
Gambar 2. 21 Cara Meletakkan Tumit .....	63
Gambar 4. 1 Desain Tiang Sandaran.....	78
Gambar 4. 2 Pembebanan Tiang Sandaran.....	79
Gambar 4. 3 Potongan Pipa .....	82
Gambar 4. 4 Pembebanan Pipa Sandaran.....	83

Gambar 4. 5 Jarak Roda Belakang Truk .....	93
Gambar 4. 6 Pembebanan akibat beban mati pelat lantai.....	95
Gambar 4. 7 Analisis $Q_{MS}$ pada SAP 2000.....	95
Gambar 4. 8 Pembebanan akibat beban mati tambahan pelat lantai .....	96
Gambar 4. 9 Analisis $Q_{MA}$ pada SAP 2000 .....	96
Gambar 4. 10 Pembebanan akibat 1 truk .....	96
Gambar 4. 11 Analisis $P_{TT}$ pada SAP 2000 .....	97
Gambar 4. 13 Analisa Beban Kendaraan Khusus pada SAP 2000 .....	97
Gambar 4. 14 Pembebanan akibat beban angin.....	97
Gambar 4. 15 Analisa Beban Angin pada SAP 2000.....	98
Gambar 4. 16 Geser Pons.....	106
Gambar 4. 17 Penampang Gelagar Memanjang.....	109
Gambar 4. 18 Garis netral plastis .....	128
Gambar 4. 19 Dimensi stud .....	132
Gambar 4. 20 Pelat Simpul <sub>1</sub> .....	139
Gambar 4. 21 Pelat Simpul <sub>2</sub> .....	142
Gambar 5. 1 Dimensi Berat Sendiri Abutment.....	152
Gambar 5. 2 Asumsi Beban Hidup Lalu-Lintas.....	154
Gambar 5. 3 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan .....	164
Gambar 5. 4 Konfigurasi Tiang Pancang Abutment.....	169
Gambar 5. 5 Data Tanah SPT B1 dan B2.....	172
Gambar 5. 6 Titik Guling A pada Abutment .....	184
Gambar 5. 9 Beban pada Poer Abutment .....	188
Gambar 5. 10 Konfigurasi Tiang Pancang Abutment.....	190
Gambar 5. 11 Analisis Gaya dan Momen pada Poer Abutment	193
Gambar 5. 12 Analisa Pembebanan pada Dinding Abutment ...	200
Gambar 5. 13 Pembebanan pada Longitudinal Stopper Abutment .....	210
Gambar 5. 14 Pembebanan pada Korbel Abutment .....	216
Gambar 6. 1 Analisa pembebanan pada pelat injak.....	223
Gambar 6. 2 Analisa Pembebanan pada Wing Wall.....	227

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Berat Isi untuk Beban Mati .....	9
Tabel 2. 2 Faktor Berat Sendiri MS .....	10
Tabel 2. 3 Faktor Beban Mati Tambahan .....	11
Tabel 2. 4 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana .....	12
Tabel 2. 5 Faktor Beban Untuk Beban Lajur "D" .....	13
Tabel 2. 6 Faktor Untuk Beban "T" .....	17
Tabel 2. 7 Intensitas Pembebanan Pejalan Kaki.....	21
Tabel 2. 8 Tekanan Angin Dasar.....	22
Tabel 2. 9 Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan.....	23
Tabel 2. 10 Temperatur Jembatan Rata-Rata Nominal.....	23
Tabel 2. 11 Sifat Bahan Rata-Rata Akibat Pengaruh.....	24
Tabel 2. 12 Spesifikasi Kelas Situs .....	26
Tabel 2.13 Faktor amplikasi periode 0 detik dan 0.2 ( $F_{PGA}/FA$ ). 27	
Tabel 2. 14 Besarnya nilai faktor amplikasi untuk periode 1 detik .....	27
Tabel 2. 15 Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Bangunan Bawah.....	29
Tabel 2. 16 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur .....	29
Tabel 2. 17 Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan (Elemen Tanpa Pengaku) .....	31
Tabel 2. 18 Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan (Elemen Dengan Pengaku) .....	33
Tabel 2. 19 Sifat Mekanis Baja .....	41
Tabel 2. 20 Gaya Tarik Minimum .....	53
Tabel 2. 21 Luas Baut .....	54
Tabel 2. 22 Faktor Reduksi .....	55
Tabel 2. 23 Jarak Tepi Minimum .....	56
Tabel 4. 1 Nilai $V_0$ dan $Z_0$ untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu .....	94
Tabel 4. 2 Tekanan angin dasar.....	94

Tabel 4. 3 Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan .....	95
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Momen Pelat Lantai Kendaraan.....	98
Tabel 4. 5 Kombinasi kuat 1 .....	99
Tabel 4. 6 Kombinasi kuat 2 .....	99
Tabel 4. 7 Kombinasi kuat 3 .....	100
Tabel 4. 8 Kombinasi Layan 1 .....	100
Tabel 4. 9 Perhitungan garis netral.....	130
Tabel 4. 10 Dimensi perletakan elastomer .....	146
Tabel 4. 11 Data dan Spesifikasi elastomer.....	147
Tabel 5. 1 Berat Sendiri Bangunan Atas.....	151
Tabel 5. 2 Berat Sendiri Bangunan Bawah.....	153
Tabel 5. 3 Beban Angin ( $V_w$ ) Abutment .....	157
Tabel 5. 4 Hasil Pengolahan Data N-SPT Tanah Abutment.....	161
Tabel 5. 5 Kelas situs ( SNI Gempa 2833 - 2013 tabel 2 ) .....	162
Tabel 5. 6 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt (FPGA / Fa) .....	162
Tabel 5. 7 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv) .....	163
Tabel 5. 8 Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur .....	165
Tabel 5. 9 Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Bangunan Bawah .....	166
Tabel 5. 10 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment.....	167
Tabel 5. 11 Kombinasi 1 beban tegangan kerja pada abutment.	167
Tabel 5. 12 Kombinasi 2 beban tegangan kerja pada abutment.	168
Tabel 5. 13 Kombinasi 3 beban tegangan kerja pada abutment.	168
Tabel 5. 14 Kombinasi 4 beban tegangan kerja pada abutment.	168
Tabel 5. 15 Kombinasi 5 beban tegangan kerja pada abutment.	169
Tabel 5. 16 Perhitungan Kemampuan Gaya Aksial Per Tiang Abutment.....	171
Tabel 5. 17 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah titik bor B1.....	174

Tabel 5. 18 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah titik bor B2.....	176
Tabel 5. 19 Resume Pijin tiang bor $\emptyset 0,8$ m.....	179
Tabel 5. 20 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu X pada Beban Sementara.....	180
Tabel 5. 21 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu Y pada Beban Sementara.....	180
Tabel 5. 22 Daya dukung ijin vertikal.....	183
Tabel 5. 23 Berat timbunan tanah diatas pilecap.....	185
Tabel 5. 24 Rekapitulasi momen penahan abutment.....	185
Tabel 5. 25 Rekapitulasi momen guling abutment.....	185
Tabel 5. 35 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer abutment.....	189
Tabel 5. 36 Kombinasi 1 ultimit pada pile cap.....	189
Tabel 5. 37 Kombinasi 2 ultimit pada pile cap.....	189
Tabel 5. 38 Kombinasi 3 ultimit pada pile cap.....	190
Tabel 5. 39 Beban Ultimit Gaya Aksial Satu Tiang Abutment.....	192
Tabel 5. 40 Perhitungan reaksi tiang pancang abutment.....	193
Tabel 5. 41 Perhitungan momen Poer abutment.....	193
Tabel 5. 42 Kombinasi 1 ultimit dinding abutment.....	205
Tabel 5. 43 Kombinasi 2 ultimit dinding abutment.....	205
Tabel 5. 44 Kombinasi 1 ultimit Long Stopper abutment.....	213
Tabel 5. 45 Kombinasi 2 ultimit Long Stopper abutment.....	213
Tabel 5. 46 Kombinasi 1 ultimit korbel abutment.....	217
Tabel 5. 47 Tekanan dan Momen akibat tekanan tanah aktif wing wall.....	228
Tabel 6. 1 Kombinasi ultimit pelat injak.....	224
Tabel 6. 2 Berat Sendiri Wing Wall.....	227



# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Umum**

Jembatan adalah suatu konstruksi yang gunanya untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada lebih rendah. Rintangan ini biasanya jalan lain (jalan air atau jalan lalu lintas biasa). Jembatan yang merupakan bagian dari jalan, sangat diperlukan dalam system jaringan transportasi darat yang akan menunjang pembangunan pada daerah tersebut. Perencanaan pembangunan jembatan harus diperhatikan seefektif dan seefisien mungkin sehingga pembangunan jembatan dapat memenuhi keamanan dan kenyamanan bagi para pengguna jembatan (Struyk, 1984)

Keamanan jembatan menjadi faktor utama yang harus diperhatikan dalam perancangan jembatan. Beban primer, beban sekunder, dan beban khusus harus diperhitungkan dalam perancangan jembatan agar memiliki ketahanan dalam menopang beban – beban tersebut. Keselamatan dan keamanan pengguna jembatan menjadi hal penting yang harus diutamakan.

### **1.2 Latar Belakang**

Keberadaan jembatan saat ini terus mengalami perkembangan, dari bentuk sederhana sampai yang paling kompleks, demikian juga bahan-bahan yang digunakan mulai dari bamboo, kayu, beton, dan baja. Penggunaan bahan baja untuk saat- saat sekarang maupun di masa mendatang untuk struktur jembatan akan memberikan keuntungan yang lebih terhadap perkembangan serta kelancaran sarana transportasi antar daerah maupun antar ulau yang ada di seluruh Indonesia (Siswanto,1999).

Jembatan Plapar terletak di Kecamatan Slahung Kab. Ponorogo, Jembatan Plapar merupakan satu-satunya akses jalan yang menghubungkan dua wilayah antara Kabupaten



Pacitan dan Kabupaten Ponorogo. Jembatan ini akan melintasi saluran dengan lebar 35,00 meter direncanakan dengan menggunakan balok I Girder dan bentang 50,00 m . Jembatan ini awalnya menggunakan balok precast pada struktur girder. Penulis memodifikasi jembatan ini dengan menggunakan struktur baja komposit .

### **1.3 Rumusan Masalah**

Berdasarkan pada latar belakang diatas didapatkan rumusan masalah sebagai berikut :

1. Bagaimana memodifikasi desain struktur Jembatan Plapar dengan menggunakan struktur gelagar baja komposit?
2. Bagaimana menggambarkan hasil dari desain struktur jembatan?

### **1.4 Batasan Masalah**

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari rumusan masalah yang telah diuraikan diatas, maka diperlukan pembatasan masalah yang meliputi :

1. Perencanaan dilakukan dalam satu bentang jembatan yang bagian-bagiannya terdiri dari bangunan atas, bangunan bawah dan bangunan pelengkap pada jembatan.
2. Pembebanan pada jembatan adalah beban primer dan sekunder :
  - a. Pembebanan primer terdiri dari beban mati (berat sendiri pada struktur jembatan baja).
  - b. Beban sekunder terdiri dari beban hidup/bergerak (beban lalu lintas), beban angin, beban gempa dan gaya rem
3. Struktur yang dibahas dalam perancangan jembatan :
  - a. Struktur atas : dimensi jembatan, pelat lantai, gelagar, diafragma.
  - b. Struktur bawah : abutment dan pondasi
4. Studi proposal tugas akhir ini hanya meninjau segi

teknis saja, tanpa memperhitungkan segi waktu dan biaya.

5. Perencanaan tidak memantau aspek metode pelaksanaan pembangunan struktur jembatan

### **1.5 Tujuan**

Adapun yang menjadi tujuan dalam penulisan proposal tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Untuk mendapatkan perhitungan perencanaan jembatan dengan menggunakan struktur gelagar baja komposit.
2. Untuk mendapatkan desain dan penulangan struktur bangunan atas, bangunan bawah dan bangunan pelengkap.
3. Untuk mendapatkan hasil gambar dari struktur yang direncanakan.

### **1.6 Manfaat**

Manfaat yang diharapkan terwujud dengan dibuatnya proposal tugas akhir ini antara lain :

1. Hasil perencanaan yang dilakukan dapat digunakan untuk mendirikan jembatan struktur gelagar baja komposit pada Jembatan Plapar.
2. Hasil analisis yang dilakukan dapat mengetahui keadaan dan kemampuan jembatan.
3. Tugas Akhir ini dapat menjadi referensi untuk melakukan perencanaan yang digunakan dan dipraktekan dalam mendirikan jembatan baja komposit.

## 1.7 Lokasi Proyek



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Kontruksi Komposit**

##### **2.1.1 Uraian**

Konstruksi komposit adalah sebuah konstruksi yang bahan-bahannya merupakan perpaduan dari dua jenis material yang berbeda sifat, yang disatukan sedemikian rupa sehingga bekerja sama dalam memikul beban. Konstruksi seperti ini ditemukan pada struktur jembatan, yaitu gabungan antara pelat lantai dari bahan beton dan gelagar dari bahan baja. Gabungan kedua elemen struktur ini dapat memikul beban lentur (momen) secara bersama-sama. Dalam bentuk lain adalah struktur tiang/kolom dimana lapis luar tiang/kolom digunakan besi hollow dari baja, dan didalamnya diisi dengan material beton.

Konstruksi komposit bisa merupakan perpaduan antara baja dengan beton, kayu dengan beton, dan lain-lain. Konstruksi komposit dibuat sedemikian rupa dengan memanfaatkan keunggulan dari masing-masing bahan, dari kedua jenis bahan yang berbeda tadi, terutama dalam kemampuannya memikul gaya tarik dan gaya tekan. Hal ini pada umumnya dijumpai pada baja dan beton.

##### **2.1.2 Aksi Komposit ( *Composite Action* )**

Aksi komposit terjadi apabila dua batang/bagian struktur pemikul beban, misalnya konstruksi lantai beton dan balok profil baja, dihubungkan secara komposit menjadi satu, sehingga dapat melentur secara bersamaan dan menyatu, dengan kata lain tidak terjadi apabila anggapan-anggapan berikut ini dapat dipenuhi atau mendekati keadaan sebenarnya antara lain :

- a. Lantai beton dengan balok profil baja dihubungkan dengan penghubung geser secara tepat pada seluruh bentangnya.

- b. Gaya geser pada penghubung geser adalah sebanding secara proposional dengan beban pada penghubung geser.
- c. Distribusi tegangan adalah linier disetiap penampang.
- d. Lantai beton dan balok baja tidak akan terpisah secara vertikal dibagian manapun sepanjang bentangan.

### **2.1.3 Manfaat dan Keuntungan Struktur Komposit**

Bila dibandingkan dengan konstruksi non komposit, konstruksi komposit memberikan bebarapa keuntungan, antara lain :

- a. Profil baja dapat dihemat dibandingkan dengan balok non komposit.
- b. Penampang atau tinggi profil baja lebih rendah, sehingga dapat mengurangi atau menghemat tinggi lantai (*storey height*) pada bangunan gedung dan tinggi ruang bebas pada jembatan
- c. Kekakuan lantai beton bertulang semakin tinggi karena pengaruh komposit (menyatu dengan gelagar baja), sehingga pelendutan pelat lantai (komposit) semakin kecil.
- d. Panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar, artinya dengan system komposit baja dan beton, untuk penampang yang sama, mempunyai momen pikul yang lebih besar.
- e. Kapasitas daya pikul beban bertambah dibandingkan dengan pelat beton yang bebas di atas gelagar baja.

### 2.1.4 Tegangan Pada Struktur Komposit

Tegangan dalam struktur komposit dibedakan atas :

a) Tegangan pada pada profil baja  

$$f_s = M.Y / I \quad (2.1)$$

b) Tegangan pada penampang beton  

$$f_c = M.Y / (n.I) \quad (2.2)$$

Dimana :

M = momen pada potongan yang ditinjau.

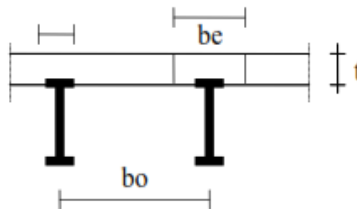
Y = jarak serat yang ditinjau terhadap garis netral.

I = momen inersia penampang komposit.

### 2.1.5 Lebar Efektif Lantai Beton

Suatu penampang komposit pada dasarnya merupakan suatu balok dengan flens yang lebar. Lebar efektif dalam perencanaan jembatan jalan raya menurut standart AASHTO (*Standard Spesification for Higway Bridges*) adalah :

1. Untuk gelagar dalam dengan pelat di kedua sisi gelagar.



$$b_e < 12 t_s \quad (2.3)$$

2. Untuk gelagar pinggir dengan pelat di salah satu sisi.

$$b_e < 1/12.L$$

$$b_e < 1/2(b_o + b_f) \quad (2.4)$$

$$b_e < 6t_s$$

## 2.2 Dasar Perencanaan

Adapun dalam modifikasi desain jembatan Plapar Kabupaten Ponorogo, penulis mengacu pada beberapa aturan sebagai berikut :

1. SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan
2. RSNI T-03-2005 Perencanaan Struktur Baja Jembatan
3. RSNI T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan
4. RSNI 2833:201X Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa

## 2.3 Beban-beban Struktur Baja Komposit

Adapun beban-beban yang akan dipikul oleh struktur jembatan berdasarkan *SNI 1725:2016* adalah sebagai berikut :

### 2.3.1 Beban Permanen

#### 1. Umum

Massa setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi ( $g$ ). percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah  $9.81 \text{ m/detik}^2$ . Besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan diberikan dalam

**Tabel 2. 1** Berat Isi untuk Beban Mati

No.	Bahan	Berat isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan massa (kg/m <sup>3</sup> )
1	Lapisan permukaan beraspal ( <i>bituminous wearing surfaces</i> )	22,0	2245
2	Besi tuang ( <i>cast iron</i> )	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan ( <i>compacted sand, silt or clay</i> )	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan ( <i>rolled gravel, macadam or ballast</i> )	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal ( <i>asphalt concrete</i> )	22,0	2245
6	Beton ringan ( <i>low density</i> )	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f_c' < 35$ Mpa	22,0-25,0	2320
	$35 < f_c' < 150$ Mpa	$22 + 0,022 f_c'$	$2240 + 2,29 f_c'$
8	Baja ( <i>steel</i> )	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	kayu keras ( <i>hard wood</i> )	11,0	1125

Pengembalian kerapatan massa yang besar, aman untuk suatu keadaan batas akan tetapi tidak untuk keadaan lainnya. Untuk mengatasi hal tersebut dapat digunakan faktor beban berkurang. Akan tetapi, apabila kerapatan massa diambil dari suatu jajaran nilai, dan nilai yang sebenarnya tidak bisa ditentukan dengantepat, perencanaan harus memilih di antara nilai tersebut yang memberikan keadaan paling kritis.



## 2. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada

**Tabel 2. 2** Faktor Berat Sendiri MS

Tipe beban	Faktor beban ( $\gamma_{MS}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MS}^S$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MS}^U$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1.00	1.10	0.90
	Alumunium	1.00	1.10	0.90
	Beton pracetak	1.00	1.20	0.85
	Beton dicor ditempat	1.00	1.30	0.75
	Kayu	1.00	1.40	0.70

Sumber SNI 1725:2016

## 3. Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Dalam hal tertentu, nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda dengan ketentuan pada tabel 2.3 boleh digunakan dengan persetujuan instansi yang berwenang.

**Tabel 2.3** Faktor Beban Mati Tambahan

Tipe beban	Faktor beban ( $Y_{MA}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $Y_{MA}^S$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $Y_{MA}^U$ )	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1.00 <sup>(1)</sup>	2.00	0.70
	Khusus (terawasi)	1.00	1.40	0.80
Catatan(1) : Faktor beban layan sebesar 1.3 digunakan untuk berat utilitas				

Sumber SNI 1725:2016

## 2.3.2 Beban lalu lintas

### 1. Umum

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur “D” dan beban truk “T”. Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

Beban truk “T” adalah suatu kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas dua bidang kotak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk “T” diterapkan per lajur lalu lintas rencana.

### 2. Lajur lalu lintas rencana

Secara umum, jumlah lajur lalu lintas rencana ditentukan dengan mengambil bagian *integer* dari hasil pembagian lebar bersih jembatan ( $w$ ) dalam mm dengan lebar lajur rencana sebesar 2750 mm. Perencana harus memperhitungkan kemungkinan berubahnya lebar bersih jembatan dimasa depan sehubungan dengan perubahan fungsi dari bagian jembatan. Jumlah maksimum lajur lalu lintas yang digunakan untuk berbagai lebar jembatan bisa dilihat dalam Tabel 2.4. Lajur lalu lintas rencana harus disusun sejajar dengan sumbu memanjang jembatan

**Tabel 2.4** Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana

Tipe Jembatan	Lebar Bersih Jembatan (mm)	Jumlah Lajur
		Lalu Lintas Rencana ( <i>n</i> )
Satu Lajur	$3000 \leq w < 5250$	1
	$5250 \leq w < 7500$	2
	$7500 \leq w < 10000$	3
Dua Arah, tanpa Median	$10000 \leq w < 12500$	4
	$12500 \leq w < 15250$	5
	$w \geq 5250$	6
Dua Arah, tanpa Median	$5500 \leq w \leq 8000$	2
	$8250 \leq w \leq 10750$	3
	$11000 \leq w \leq 13500$	4
Dua Arah, tanpa Median	$13750 \leq w \leq 16250$	5
	$w \geq 16500$	6
	Catatan (1): Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh instansi yang berwenang. Catatan (2): Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb / rintangan / median dan median untuk banyak arah.	

Berdasarkan Tabel 2.4, bila lebar bersih jembatan berkisar antara 3000 mm sampai 5000 mm, maka jumlah jalur rencana harus diambil sebagai lebar jalur lalu lintas. Jika jembatan mempunyai lebar bersih antara 5250 mm

dan 7500 mm, maka jembatan harus direncanakan memiliki dua lajur rencana, masing-masing selebar lebar bersih jembatan dibagi dua. Jika jembatan mempunyai lebar bersih antara 7750 mm dan 10000 mm, maka jembatan harus direncanakan memiliki tiga lajur rencana, masing-masing selebar lebar bersih jembatan dibagi tiga.

### 3. Beban lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti terlihat dalam Gambar 2.1 Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur “D” seperti pada

**Tabel 2.5** Faktor Beban Untuk Beban Lajur "D"

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban ( $\gamma_{TD}$ )	
		Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{TD}^S$ )	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{TD}^U$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder	1,00	2,00
	Baja		

Sumber SNI 1725:2016

#### - Intensitas beban “D”

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas  $q$  kPa dengan besaran  $q$  tergantung pada panjang total yang dibebani  $L$  yaitu seperti berikut :

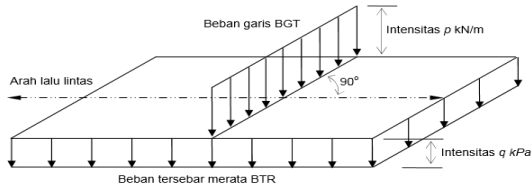
Jika  $L \leq 30$  m :  $q = 9,0$  kPa

Jika  $L > 30$  m :  $q = 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right)$  (2.5)

Keterangan:

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

$L$  adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter)

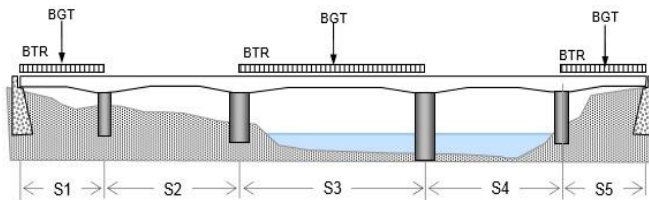


**Gambar 2.1** Beban Lajur "D"

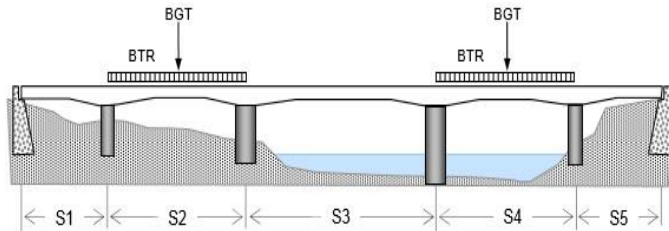
Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas  $p$  kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas  $p$  adalah 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

- **Distribusi beban "D"**

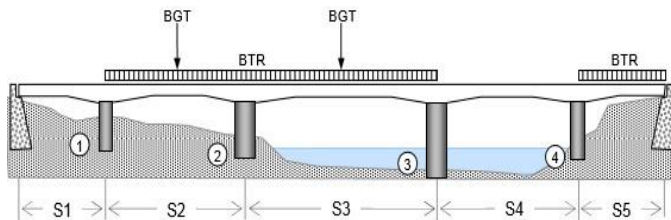
Beban "D" harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban "D" secara umum dapat dilihat pada Gambar 2.4. Kemudian untuk alternatif penempatan dalam arah memanjang dapat dilihat pada Gambar 2.5.



**Gambar 2.2** Momen Lentur pada Lapangan 1, 3 dan 5



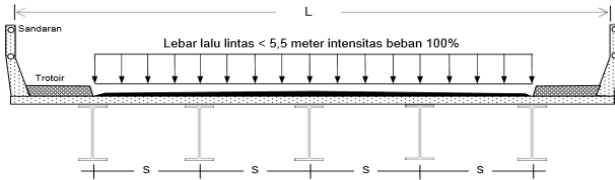
**Gambar 2.3** Momen Lentur Positif pada Lapangan 2 dan 4



**Gambar 2.4** Momen Lentur Negatif Maksimum pada Pilar 2

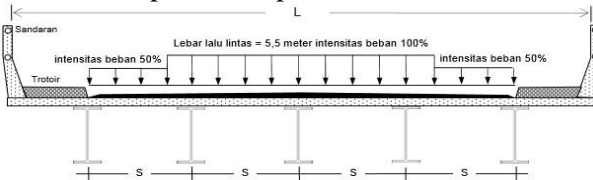
Selain Distribusi beban “D” arah memanjang, terdapat distribusi beban “D” arah melintang sehingga menimbulkan momen maksimum dan gaya geser. Penempatan beban “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, trotoar, dan kerb). Adapun ketentuan yang digunakan sebagai berikut :

- a. Jika lebar jalur lalu lintas  $\leq 5,5$  meter maka beban “D” ditempatkan pada seluruh jalur lalu lintas dengan intensitas 100 %.



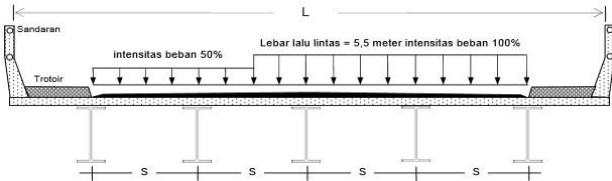
**Gambar 2.5** Distribusi Beban "D" dengan Lebar Jalur  $\leq$  5,5 meter

- b. Jika lebar jalur lalu lintas  $>$  5,5 meter maka beban "D" ditempatkan pada seluruh jalur lalu lintas ( $n_l$ ) dengan intensitas 100 % pada jumlah lajur lalu lintas rencana. Di dapatkan ekuivalen  $n_l \times 2,75 q$  kN/m, beban terpusat ekuivalen sebesar  $n_l \times 2,75 q$  kN/m, dan keduanya bekerja berupastip pada jalur selebar  $n_l \times 2,75$  m. Untuk jumlah lajur lalu lintas dapat dilihat pada tabel 2.4.



**Gambar 2.6** Disribusi Beban "D" dengan Lebar Jalur  $>$  5,5 meter

- c. Jika lebar jalur lalu lintas  $>$  5,5 meter, pada lajur lalu lintas rencana yang membentuk *stip* dapat ditempatkan dimana saja. Beban "D" tambahan ditempatkan pada sissa jalur dengan intensitas sebesar 50 %.



**Gambar 2.7** Distribusi Beban "D" dengan Lebar Jalur > 5,5 meter alternatif

#### 4. Beban truk "T"

Beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D". Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Adapun faktor beban untuk beban "T" seperti terlihat pada tabel 2.6.

**Tabel 2.6** Faktor Untuk Beban "T"

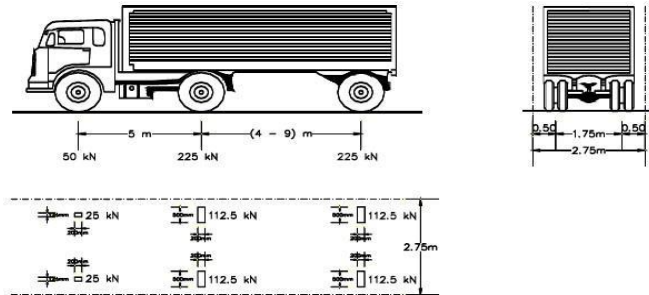
Tipe beban	Jembatan	Faktor beban ( $\gamma_{TD}$ )	
		Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{TT}^S$ )	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{TT}^U$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Sumber SNI 1725:2016

#### - Besarnya pembebanan truk "T"

Pembebanan truk "T" terdiri atas kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti terlihat pada Gambar 2.8. Berat tiap-tiap gandar disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antar 2 gandar tersebut bisa diubah-ubah dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.





**Gambar 2.8** Pembebanan Truk "T" (500 kN)  
*Sumber: SNI 1725:2016*

## 5. FaktorBeban Dinamis

Faktor Beban Dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Besarnya FBD tergantung pada frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, biasanya 2 Hz sampai 5 Hz untuk kendaraan berat, dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen.

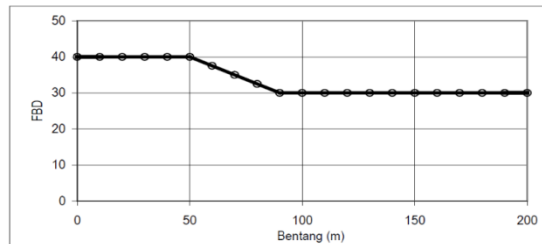
Besarnya BGT dari pembebanan lajur "D" dan beban roda dari Pembebanan Truk "T" harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antar kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan dikali FBD. Besarnya nilai tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit. BTR dari pembebanan lajur "D" tidak dikali dengan FBD. Untuk pembebanan "D". FBD merupakan fungsi panjang bentang ekuivalen seperti tercantum dalam Gambar. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang ekuivalen  $L_E$  diberikan dengan rumus :

$$L_E = \sqrt{L_{av} \times L_{max}} \quad (2.6)$$

Dimana :

- $L_{av}$  Panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus.  
 $L_{max}$  Panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secara menerus.

Untuk pembebanan truk “T”, FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada di atas permukaan tanah. Untuk bangunan yang terkubur, seperti halnya gorong-gorong dan struktur baja-tanah, nilai FBD jangan diambil kurang dari 40% untuk kedalaman nol dan jangan kurang dari 10% untuk kedalaman 2m.



**Gambar 2. 9** Faktor Beban Dinamis untuk Beban T untuk Beban Lajur

### 2.3.3 Beban Sekunder

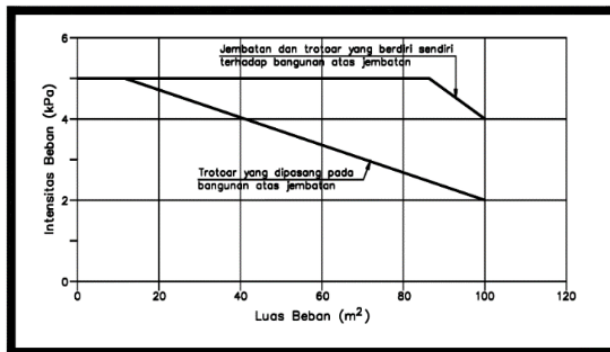
Merupakan beban sementara yang diperhitungkan pada perhitungan tegangan jembatan. Pada umumnya beban sekunder menghasilkan tegangan yang relatif kecil dibandingkan dengan beban primer. Berikut adalah beban sekunder berdasarkan *SNI 1725:2016*.

### 1. **Gaya Rem (*TB*)**

Muatan akibat gaya rem, disebabkan oleh gaya yang diakibatkan pengereman kendaraan. Gaya rem harus ditempatkan pada semua lajur dengan arah yang sama dan bekerja pada titik tangkap 1,80 m diatas permukaan jalan. Gaya ini diambil terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau, 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata (BTR). Gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang dimasa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem.

### 2. **Beban Pejalan Kaki**

Semua elemen dari trotoar atau jembatan penyebrangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa. Jembatan pejalan kaki dan trotoar pada jembatan jalan raya harus direncanakan untuk memikul beban per m<sup>2</sup> dari luas yang dibebani seperti pada Gambar 2.10. luas yang dibebani adalah luas yang terkait dengan elemen bangunan yang ditinjau. Apabila trotoar memungkinkan digunakan untuk kendaraan ringan atau ternak, maka trotoar harus direncanakan untuk bisa memikul beban hidup terpusat sebesar 20 kN.



**Gambar 2.10** Pembebanan untuk Pejalan Kaki

**Tabel 2.7** Intensitas Pembebanan Pejalan Kaki

Luas terpicul oleh unsur (m <sup>2</sup> )	Intensitas Beban (kPa)
$A \leq 10$	5
$10 < A < 100$	$5.33 - A/30$
$LE \geq 100$	2
Bila kendaraan tidak dicegah naik ke kerb oleh penghaang rencana, trotoar juga harus direncanakan agar menahan beban terpusat 20 kN.	

### 3. Beban Angin

- Beban angin pada stuktur ( $E_{w,s}$ )

Jika dibenarkan oleh kondisi setempat, perencana dapat menggunakan kecepatan angina rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angina yang bekerja pada kendaraan. Arah angin rencana harus diasumsikan horizontal, kecuali ditentukan lain. Dengan tidak adanya data yang lebih tepat tekanan angina rencana dalam MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan berikut :

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (2.7)$$

Dimana :

$P_a$  = tekanan angin dasar seperti yang ditentukan dalam Tabel di bawah ini.

**Tabel 2.8** Tekanan Angin Dasar

Komponen bangunan atas	Angin tekan (Mpa)	Angin hisap (Mpa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

- Gaya angin pada kendaraan ( $EW_1$ )

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Kecuali jika ditentukan didalam pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.8 dimana arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

**Tabel 2. 9** Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan

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

#### 4. Pengaruh temperatur

Gaya akibat perbedaan suhu disebabkan adanya perubahan bentuk pada bagian-bagian jembatan, baik yang menggunakan bahan yang sama ataupun berbeda. Perbedaan suhu dilakukan berdasarkan keadaan setempat jembatan itu dibangun.

**Tabel 2. 10** Temperatur Jembatan Rata-Rata Nominal

Tipe bangunan atas	Temperature min. Rata-rata	Temperature maks. Rata-rata
Lantai beton diatas gelagar, box atau rangka	15°C	40°C
Lantai beton diatas gelagar, box atau rangka	15°C	40°C
Lantai pelat baja diatas gelagar, box atau rangka	15°C	45°C
Catatan(1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.		

**Tabel 2. 11** Sifat Bahan Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperatur

Bahan Jembatan	Koefisien Muai akibat suhu	Modulus Elastisitas
		(MPa)
Baja	$12 \times 10^{-6}$ per $^{\circ}$ C	200000
Beton dengan kuat tekan, $f_c' < 30$ Mpa	$10 \times 10^{-6}$ per $^{\circ}$ C	25000
Beton dengan kuat tekan, $f_c' > 30$ Mpa	$11 \times 10^{-6}$ per $^{\circ}$ C	34000
Aluminium	$24 \times 10^{-6}$ per $^{\circ}$ C	70000

#### 4. Gaya Akibat Gempa Bumi

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapa kasus.

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastic ( $C_{sm}$ ) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons ( $R$ ) dengan formulasi sebagai berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (2.8)$$

keterangan :

$E_Q$  adalah gaya gempa horizontal statis (kN)

$C_{sm}$  adalah koefisien respons gempa elastik pada moda getar ke-m

$R$  adalah faktor modifikasi respons

$W_t$  adalah berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

Koefisien respons elastic  $C_{sm}$  diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spectra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan kondisi tanah sampai kedalaman 30 m di bawah struktur jembatan.

### **Penentuan Kelas Situs Tanah**

Klasifikasi situs pada hal ini ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium.

$$N = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t_i}{n}} \quad (2.9)$$

Keterangan :

$t_i$  = tebal lapisan tanah ke – i

$N_i$  = nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke-i

Hasil yang didapat dari perhitungan diatas dislot kedalam tabel situs untuk menentukan kelas situs :



**Tabel 2.12** Spesifikasi Kelas Situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (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	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
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 $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3$ m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

### Faktor Situs

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 implikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik ( $F_{PGA}$ ), faktor amplifikasi periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). **Tabel 2.12** dan **Tabel 2.13** memberikan nilai-nilai  $F_{PGA}$ ,  $F_a$ , dan  $F_v$  untuk berbagai klasifikasi jenis tanah.

**Tabel 2.13** Faktor amplikasi periode 0 detik dan 0.2 ( $F_{PGA}/FA$ )

Kelas situs	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.3$	$PGA > 0.5$
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.2	1	1
Tanah sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1	1
Tanah lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan :

PGA adalah percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 1 atau Gambar 4).

$S_s$  adalah parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode pendek ( $T=0.2$  detik) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 2 atau Gambar 5).

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

**Tabel 2.14** Besarnya nilai faktor amplikasi untuk periode 1 detik

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	1	1	1	1
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah sedang (SD)	2.4	2	1.8	1.6	1.5
Tanah lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

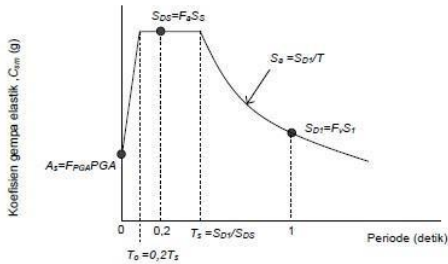
Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan :

$S_1$  adalah parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 3 atau Gambar 6).

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

## Respon spektrum rencana



Gambar 2. 11 Spektrum rencana gempa  
Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

$$A_s = F_{PGA} \times PGA$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$

$$S_{D1} = F_y \times S_1$$

### Koefisien respons gempa elastik

1. Untuk periode lebih kecil dari  $T_0$ , koefisien respons gempa elastis ( $C_{sm}$ ) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{SM} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad (2.10)$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan  $T_0$ , dan lebih kecil atau sama dengan  $T_s$ , respons spectra percepatan,  $C_{sm}$  adalah sama dengan  $S_{DS}$ .

3. Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , koefisien respons gempa elastis ( $C_{sm}$ ) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{SM} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.11)$$

Keterangan :

SDS nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ( $T=0,2$  detk)

SD1 nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik  
 T0 : 0,2 Ts  
 Ts :  $S_{D1} / S_{DS}$

### Faktor modifikasi respons

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan tabel berikut :

**Tabel 2. 15** Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Bangunan Bawah

Bangunan bawah	Katagori 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

Catatan:

Pilar tipe dinding direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

**Tabel 2. 16** Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur

Hubungan elemen struktur	Semua katagori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0.8
Sambunga muai (diatas) pada bangunan atas	0.8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1.0
Kolom atau pilar dengan pondasi	1.0



### 2.3.5 Kelangsingan Penampang

Kelangsingan ( $\lambda$ ) penampang adalah ukuran dari kecenderungan untuk menekuk pada lentur atau beban aksial atau kombinasi keduanya. Kelangsingan penampang ini sangat mempengaruhi kecenderungan tekuk suatu unsur. Dengan kelangsingan besar, suatu unsur akan lebih mudah menekuk dibanding dengan kelangsingan kecil. Kelangsingan penampang dapat dirumuskan (lihat tabel 2.17 dan 2.18) :

**Tabel 2. 17** Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan (Elemen Tanpa Pengaku)

Jenis Elemen	$\lambda$	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
		$\lambda_p$ (kompak)	$\lambda_r$ (tak kompak)
Pelat sayap balok-I dan kanal dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$ [c]	$\frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}}$ [e]
Pelat sayap balok-I hibrida atau balok tersusun yang di las dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_y f}}$	$\frac{420}{\sqrt{\frac{f_y f - f_r}{k_e}}}$ [e] [f]
Pelat sayap dari komponen-komponen struktur tersusun dalam tekan	b/t	-	$\frac{290}{\sqrt{\frac{f_y}{k_e}}}$

Sayap bebas dari profil siku kembar yang menyatu pada sayap lainnya, pelat sayap dari komponen struktur kanal dalam aksial tekan, profil siku dan pelat yang menyatu dengan balok atau komponen struktur tekan	b/t	-	$\frac{250}{\sqrt{f_y}}$
Sayap dari profil siku tunggal pada penyongkong, sayap dari profil siku ganda dengan pelat kopel pada penyongkong, elemen yang tidak diperkaku, yaitu yang ditumpu pada salah satu sisinya.	b/t	-	$\frac{200}{\sqrt{f_y}}$
Pelat badan dari profil T	b/t	-	$\frac{335}{\sqrt{f_y}}$

**Tabel 2. 18** Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan (Elemen Dengan Pengaku)

Jenis Elemen	$\lambda$	Perbandingan maksimum lebar	
		$\lambda_p$ (kompak)	$\lambda_r$ (tak kompak)
Pelat sayap dari penampang persegi panjang dan bujur sangkar berongga dengan ketebalan seragam yang dibebani lentur atau tekan; pelat penutup dari pelat sayap dan pelat diafragma yang terletak di antar baut-baut atau las	b/t	$\frac{500}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{625}{\sqrt{f_y}}$
Bagian lebar yang tak terkekang dari pelat penutup berlubang [b]	b/t	-	$\frac{830}{\sqrt{f_y}}$
Bagian-bagian pelat badan dalam tekan akibat lentur [a]	h/tw	$\frac{1680}{\sqrt{f_y}}$ [c]	$\frac{2550}{\sqrt{f_y}}$ [g]



Bagian-bagian pelat badan dalam kombinasi tekan dan lentur	h/tw	Untuk $\frac{Nu}{\phi_b N_y} \leq 0,125$ [c]	$\frac{2550}{\sqrt{f_y}}$ $\left(1 - \frac{0,74 Nu}{\phi_b N_y}\right)$ [g]
		$\frac{1680}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{2,75 Nu}{\phi_b N_y}\right)$	
Elemen-elemen lainnya yang diperkaku dalam tekan murni; yaitu ditekang sepanjang kedua sisinya	b/t h/tw	Untuk $\frac{Nu}{\phi_b N_y} \leq 0,125$ [c]	$\frac{500}{\sqrt{f_y}}$ $\left(2,33 - \frac{Nu}{\phi_b N_y}\right)$ $\frac{665}{\sqrt{f_y}}$
		-	$\frac{665}{\sqrt{f_y}}$

Penampang bulat berongga :	$D/t$	$[d] - \frac{14800}{f_y}$	$\frac{22000}{f_y}$ $\frac{62000}{f_y}$
[a] Untuk balok hibrida, gunakan tegangan leleh pelat sayap $f_y$ sebagai $f_y$ .			
[b] Ambil luas netto pelat pada lubang terbesar.			
[c] Dianggap kapasitas rotasi inelastis sebesar 3. Untuk struktur-struktur pada zona tinggi diperlukan kapasitas rotasi yang lebih besar.			
[d] Untuk perencanaan plastis gunakan $9000/f_y$			
[e] $F_r$ = tegangan tekan residual pada pelat sayap = 70 MPa untuk penampang di rol = 115 MPa untuk penampang di las			
[fe] $k_e = \frac{4}{\sqrt{h/tw}}$ ; $0,35 \leq k_e \leq 0,763$			
[g] $f_y$ adalah tegangan leleh minimum (dinyatakan dalam satuan MPa)			

### 2.3.5.1 Kekuatan Unsur Terhadap Lentur

Kekuatan unsur terhadap momen lentur ultimate rencana ( $M_u$ ) tergantung pada tekuk pada penampang elemen unsur, sehingga ditentukan :

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.12)$$

#### 1. Kuat Nominal Lentur Penampang dengan Pengaruh Tekuk Lokal

##### 9 Batasan Momen

Momen leleh ( $M_y$ ) adalah momen lentur yang menyebabkan penampang mulai mengalami tegangan leleh.

$$M_y = f_y \times S \quad (2.13)$$

Kuat lentur plastis ( $M_p$ ) adalah momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh.

$$M_p = Z \times f_y \text{ atau } M_p = 1,5 M_y \quad (2.14)$$

Nilai momen yang diambil adalah yang lebih kecil dari nilai kuat lentur plastis ( $M_p$ ).

Momen batas tekuk ( $M_r$ ) diambil sama dengan  $S(f_y - f_r)$

##### 9 Penampang Kompak

Jika unsur berpenampang kompak atau yang memenuhi  $\lambda \leq \lambda_p$  maka kuat lentur nominal penampang adalah :

$$M_n = M_p \quad (2.15)$$

##### 9 Penampang Tidak Kompak

Untuk penampang tidak kompak atau yang memenuhi  $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ , kuat lentur nominal penampang sebagai berikut :

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda \leq \lambda_p}{\lambda_r \leq \lambda_p} \quad (2.16)$$

Dimana :

- $f_Z$  = Modulus penampang plastis;
- $f_S$  = Modulud penampang elastis;
- $f_\emptyset$  = faktor reduksi kekuatan bahan;
- $f_{fr}$  = tegangan sisa
- $f_{Mu}$  = Momen lentur terfaktor;
- $f_{Mn}$  = Momen ultimate unsur;
- $f_{Mp}$  = Momen nominal penampang;
- $f_{My}$  = Momen leleh;
- $f_{Mr}$  = Momen batas tekuk.

### 2.3.5.2 Kekuatan Unsur Terhadap Geser

Pelat badan yang memikul gaya geser terfaktor ( $V_u$ ) harus memenuhi :

$$V_u \leq \emptyset V_n \quad (2.17)$$

Kuat geser nominal pelat badan harus dihitung sebagai berikut :

$$V_n = 0,6 f_y A_w \quad (2.18)$$

Kuat geser nominal ( $V_n$ ) penampang pipa dihitung sebagai berikut :

$$V_n = 0,36 \times f_y \times A_e \quad (2.19)$$

Dimana,

- $f_{V_u}$  = Gaya geser terfaktor, (N);
- $f_\emptyset$  = faktor reduksi;
- $f_{V_n}$  = Kuat geser nominal pelat bada, (N);
- $f_{A_w}$  = Luas kotor pelat badan ( $\text{mm}^2$ );
- $f_{A_e}$  = Luas kotor penampang bulat berongga ( $\text{mm}^2$ )

### 2.3.5.3 Interaksi Geser Dan Lentur

Jika momen lentur dianggap dipikul oleh seluruh penampang, maka selain memenuhi kuat lentur dan kuat geser, balok harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaitu :

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375 \quad (2.20)$$

Dimana,

$V_n$  = Kuat geser nominal;

$M_n$  = Kuat lentur nominal.

### 2.3.6 Penulangan

#### 2.3.6.1 Tulangan Lentur

Rasio tulangan lentur berdasarkan SNI 03 – 2847-2013 :

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= 1,4/f_y \\ \rho \text{ balance} &= 0,75 \times \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ \rho \text{ max} &= 0,75 \times \rho_b \end{aligned}$$

Dimana “d” didapat,

$D$  = b – decking – ½ tulangan lentur – tulangan bagi

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

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

$$m = \frac{0,85 f_c'}{f_y}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ max}$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad (2.22)$$

Dimana  $\rho$  diambil dari nilai yang berbeda ditengah-tengah antara  $\rho_{\text{min}}$  dan  $\rho_{\text{max}}$ .

$$A_s' = \frac{1}{4} \pi D^2 n \quad (2.23)$$

Dimana,

N = jumlah tulangan;

D = diameter tulangan.

Jarak antar tulangan

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi \times D^2 \times n}{A_s} \quad (2.24)$$

### 2.3.6.2 Tulangan Geser

Berdasarkan SNI 03 – 2847- 2013 pasal 11 kekuatan nominal terhadap geser

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.25)$$

Dimana :

$V_n$  = Kekuatan geser nominal

$V_c$  = Kekuatan geser nominal yang disumbangkan oleh beton.

$V_s$  = Kekuatan geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser.

$\phi$  = faktor reduksi kapasitas untuk geser

= 0,75 (SNI 03 – 2847 – 2013 Pasal 9.3.2)

Kuat geser yang disumbangkan oleh Beton :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \quad (2.26)$$

Syarat Perencanaan :

#### 1. Kondisi 1 (2.27)

$V_u \leq 0,50 \phi V_c$ , tidak perlu tulangan geser

#### 2. Kondisi 2 (2.28)

$0,50 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ , perlu tulangan geser minimum

Beban geser minimum yang dipikul oleh tulangan,

$$V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d$$

Luas tulangan geser minimum,

$$A_{v,\min} = \frac{b_w S}{3 f_y}$$

Spasi tulangan geser maksimum,

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm}$$

Kecuali pelat, pondasi telapak, balok-balok kecil ( $h < 25 \text{ cm}$ ) tidak memerlukan tulangan geser minimum.

**3. Kondisi 3** (2.29)

$\phi V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{s,\min})$ , perlu tulangan geser minimum.

Beban geser minimum yang dipikul oleh tulangan,

$$V_{s,\min} = \frac{1}{3} b_w \quad \text{dan} \quad V_{s,\max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} b_w d$$

Luas tulangan geser minimum,

$$A_{v,\min} = \frac{b_w S}{3 f_y}$$

Spasi tulangan geser maksimum,

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm}$$

**4. Kondisi 4** (2.30)

$\phi V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{s,\min})$ , perlu tulangan geser minimum.

Beban geser minimum yang dipikul oleh tulangan,

$$V_{s,\min} = \frac{1}{3} b_w \quad \text{dan} \quad V_{s,\max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} b_w d$$

Luas tulangan geser minimum,

$$A_{v,\min} = \frac{b_w S}{3 f_y}$$

Spasi tulangan geser maksimum,

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm}$$

### 5. Kondisi 5 (2.31)

$\phi V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{s,\min})$ , perlu tulangan geser minimum.

Beban geser minimum yang dipikul oleh tulangan,

$$V_{s,\min} = \frac{1}{3} b_w S \quad \text{dan} \quad V_{s,\max} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d$$

Luas tulangan geser minimum,

$$A_{v,\min} = \frac{b_w S}{3 f_y}$$

Spasi tulangan geser maksimum,

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm}$$

#### 2.3.7 Material

Menurut *SNI 2002*, baja struktural dapat dibedakan berdasarkan kekuatannya menjadi beberapa jenis, yaitu BJ 34, BJ 37, BJ 41, BJ 50, dan BJ 55.. Sifat mekanis baja struktural yang digunakan dalam perencanaan harus memenuhi persyaratan minimum yang diberikan pada berikut:

**Tabel 2.19** Sifat Mekanis Baja

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, $f_u$ [Mpa}	Tegangan leleh minimum, $f_y$ [Mpa}	Peregangan minimum [%]
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Sifat-sifat bahan struktur yang paling penting dari baja adalah sebagai berikut :

#### 1. Modulus Elastisitas ( E )

Modulus elastisitas untuk semua baja 28000 sampai 30000 ksi atau 193000 sampai 207000 MPa. Nilai untuk desain lazimnya diambil sebesar 29000 ksi atau



200000 MPa. Berdasarkan Peraturan Perencanaan Bangunan Indonesia (PPBBI), nilai modulus elastisitas baja adalah  $2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  atau  $2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$ .

2. Modulus Geser ( G )

Modulus geser setiap bahan elastis dihitung berdasarkan formula :

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (2.32)$$

Dimana  $\mu$  = perbandingan poisson yang diambil sebesar 0,3 untuk baja. Dengan menggunakan  $\mu = 0,3$  maka akan memberikan  $G = 11000 \text{ ksi}$  atau  $77000 \text{ MPa}$ . nilai modulus geser baja adalah  $0,81 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  atau  $0,81 \times 10^5 \text{ MPa}$ .

3. Koefisien Ekspansi (  $\alpha$  )

Koefisien ekspansi adalah koefisien pemuaian linier. Koefisien ekspansi baja diambil sebesar  $12 \times 10^{-6}$  per  $^{\circ}\text{C}$ .

4. Tegangan Leleh

Tegangan leleh adalah tegangan yang terjadi pada saat baja mulai meleleh. Tegangan leleh ditentukan berdasarkan mutu baja.

5. Sifat – sifat lain yang penting.

Sifat – sifat ini termasuk massa jenis baja, yang sama dengan  $490 \text{ pcf}$  atau  $7,850 \text{ t/m}^3$ , atau dalam berat satuan, nilai untuk baja sama dengan  $490 \text{ pcf}$  atau  $76,975 \text{ kN/m}^3$ , berat jenis baja umumnya adalah sebesar  $7,85 \text{ t/m}^3$ .

## 2.4 Bangunan Atas (Superstructure)

Merupakan struktur yang langsung menerima semua beban termasuk beban hidup lalu-lintas dan berat sendiri struktur, bentuk struktur bangunan atas ini menggambarkan tipe atau jenis struktur jembatan. Bangunan atas terdiri dari bagian-bagian, diantaranya:

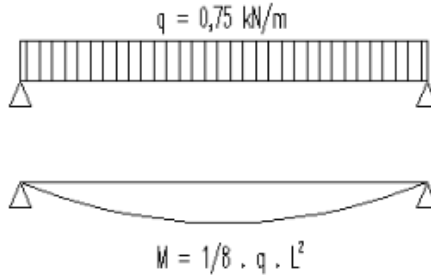
### 2.4.1 Pipa Sandaran

Pemilihan dimensi pipa sandaran didasarkan pada buku Tabel Profil Konstruksi Baja (Ir. Rudy Gunawan 1988). Sehingga didapatkan data dimensi profil pipa yaitu:

- Diameter pipa,  $D$  (mm)
- Berat pipa,  $W/G$  (kg/m)
- Tebal dinding pipa,  $t$  (mm)
- Section Modulus,  $\omega$  (cm<sup>3</sup>)
- Luas pipa,  $A$  (cm<sup>2</sup>)
- Inersia pipa,  $I$  (cm<sup>4</sup>)



**Gambar 2.12** Mekanisme Pembebanan dan Asumsi Struktur Akibat Beban Vertikal pada Pipa



**Gambar 2.13** Permodelan Mekanika Teknik Pembebanan dan Asumsi Struktur Akibat Beban Vertikal pada Pipa

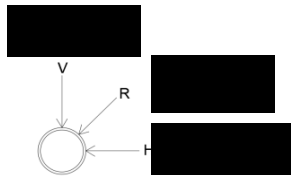
- a. Permodelan yang diatas menjelaskan mekanisme pembebanan pada pipa sandaran akibat beban hidup vertikal sehingga didapatkan analisa seperti berikut :
 
$$R_{va} = R_{vb} = \frac{1}{2} \times q \quad (2.33)$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times q \times l^2 \quad (2.34)$$
- b. Dan juga menjelaskan mekanisme pembebanan pada pipa sandaran akibat beban hidup horizontal sehingga didapatkan analisa seperti berikut :
 
$$R_{ha} = R_{hb} \quad (2.35)$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times q \times l^2 \quad (2.36)$$
- c. Akibat berat sendiri pipa sandaran :
 
$$R_a = R_b = \frac{1}{2} \times q \times l \quad (2.37)$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times q \times l^2 \quad (2.38)$$
- d. Beban Kombinasi  

$$M_{\text{kombinasi}} = (M_{hv} \times 2) + (M_{mv} \times 1,1)$$

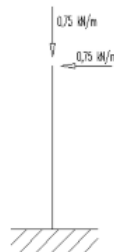


**Gambar 2. 14** Resultan Momen pada Pipa Sandaran

### 2.4.2 Tiang Sandaran

Tiang sandaran yang dilengkapi dengan pipa sandaran merupakan bagian struktur jembatan yang dipasang dibagian tepi luar lantai trotoar sepanjang bentang jembatan berfungsi sebagai pengaman untuk pejalan kaki yang lewat di atas trotoar juga merupakan konstruksi pelindung bila terjadi kecelakaan lalu-lintas.

Pipa sandaran pada jembatan berguna sebagai pembatas atau pengaman bagi pejalan kaki yang melintas diatas jembatan agar tidak jatuh kesisi luar dari jembatan. Perencanaan pipa sandaran sesuai dengan *SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan*, harus direncanakan untuk dua pembebanan yang bekerja secara bersamaan dalam arah vertical dan horizontal dengan masing-masing beban sebesar  $W^* = 0,75 \text{ kN/m}$ .



**Gambar 2. 15** Asumsi Struktur pada Tiang Sandaran  
Dari asumsi pembebanan didapatkan analisa struktur sebagai berikut :

- a. Reaksi yang terjadi pada tiang akibat beban mati dari berat sendiri :  
 $R_v = 1 \times q_{\text{pipa}} \times l$
- b. Reaksi yang terjadi pada tiang akibat beban hidup yang bekerja :  
 $R_v = 1 \times q_{\text{hidup}} \times l$

### 2.4.3 Trotoar

Merupakan bagian layanan jembatan yang digunakan untuk sarana pejalan kaki, yang berada dibagian pinggir kiri-kanan lantai kendaraan. Ketinggian permukaan lantai trotoar dibuat lebih tinggi dari pada ketinggian permukaan lapisan aus lantai kendaraan.

- Persyaratan Perencanaan Trotoar

*“Lebar bersih minimum trotoar antara sandaran atau penghalang-penghalang adalah 1.5 m. apabila tidak terdapat sandaran dalam atau penghalang maka lebar bersih trotoar dapat dikurangi sampai 1.0 m”. BDC, BMS Pasal 1.5.1 hal 1-24 sampai 1-25.*

- Analisa Pembebanan

Beban Mati yang bekerja pada trotoar :

- $f$  Beban Sendiri Trotoar,
- $f$  Beban Sendiri Plat Lantai,
- $f$  Beban Pipa Sandaran,
- $f$  Beban Tiang Sandaran,

Beban Mati Tambahan yang bekerja pada trotoar :

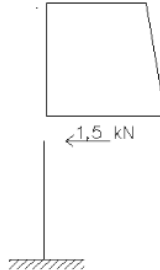
- $f$  Beban air hujan,

Beban Hidup yang bekerja pada trotoar

- $f$  Beban pejalan kaki.

#### 2.4.4 Perencanaan Kerb

Beban hidup pada kerb diperhitungkan sebesar 15 kN/m sesuai dengan *SNI 1725:2016 Standar Pembebanan Jembatan* yang bekerja pada bagian atas kerb sepanjang jembatan dengan horizontal.



**Gambar 2.16** Permodelan beban yang bekerja pada kerb

#### 2.4.5 Pelat Lantai

Merupakan bagian konstruksi jembatan yang langsung menerima beban lalu lintas yang berjalan di atasnya, yang di dalam perencanaan diperhitungkan terhadap beban hidup “T” dari tekanan gandar roda kendaraan dan berat konstruksi yang dipikulnya (termasuk berat sendiri lantai). Hubungan antara pelat beton dan balok baja menggunakan hubungan geser, dapat dihitung menggunakan prinsip komposit. Pada perencanaan lantai kendaraan pada jembatan komposit, yang digunakan adalah dek bergelombang. Pelat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum  $t_s$  sesuai dengan *SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan*.

$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$t_s \geq (100 + 40l) \text{ mm} \quad (2.39)$$

keterangan:

$l$  = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (dalam meter)

### 2.4.6 Gelagar

Unsur komposit terbentuk dari gelagar baja dan lantai beton yang digabungkan agar menghasilkan ketahanan kombinasi yang melebihi jumlah dari bagian tersendiri tanpa digabungkan.

#### 2.4.6.1 Dimensi Efektif Penampang Komposit

Berdasarkan *SNI 1725:2016 hal 51-132* lebar lantai yang dicakup oleh balok baja dalam menghitung besaran penampang komposit adalah nilai terkecil dari :

$$x \frac{1}{5} \text{ panjang bentang} \quad (2.40)$$

$$x \text{ Jarak pusat ke pusat antara badan balok} \quad (2.41)$$

$$x 12 \text{ kali tebal pelat lantai} \quad (2.42)$$

#### 2.4.6.2 Kekuatan Lentur Balok Komposit Tanpa Penyangga

Untuk pelaksanaan tanpa penyangga selama beton masih basah, gelagar baja tidak komposit direncanakan mendukung berat sendiri dan beban pelaksanaan. Setelah beton mengeras, aksi komposit terjadi dan flens atas dianggap tertahan penuh. Gelagar komposit harus memenuhi syarat sebagai berikut :

$$M_n \leq \phi M_s \quad (2.43)$$

##### a. Penampang Kompak

Untuk penampang komposit dalam daerah momen positif (sub-pasal 8.3.1.2) dengan gelagar tanpa menggunakan pengaku badan memanjang dan tanpa lubang pada pelat sayap profil baja yang tertarik serta sumbu garis netral momen plastis berada di atas bagian sayap, harus direncanakan memenuhi persyaratan pada persamaan dibawah ini :

$$\frac{2h_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.44)$$

Dimana,

$h_{cp}$  = tinggi badan profil baja yang tertekan pada

perhitungan plastis yang dihitung dengan persamaan 2.53 dan 2.54 (mm)

$t_w$  = ketebalan pelat badan profil pelat baja (mm)

$$\frac{h_{cp}}{h'} G5 \quad (2.45)$$

$$\text{Dengan, } h' = \beta \frac{(H+t_p+t_h)}{7,5} \quad (2.46)$$

$B = 0.9$  untuk  $f_y \leq 250$  MPa dan  $\beta = 0.7$   
 untuk  $f_y > 250$  MPa

$H$  = tinggi total girder (dari serat atas sampai serat bawah) (mm)

$t_p$  = ketebalan pelat lantai (mm)

$t_h$  = ketebalan bantalan antara pelat lantai dengan serat atas profil baja

Untuk distribusi tekanan plastis dihitung sebagai berikut :

1. Kekuatan tekanan pada pelat lantai,  $C$  , sama dengan yang paling kecil untuk nilai-nilai yang diberi oleh persamaan berikut :

$$C = 0,85 f_c b_p t_p + (A f_y)_c \quad (2.47)$$

Dimana,

$b_p$  = lebar plat lantai efektif, yang ditetapkan pasal 8.2.1

$t_p$  = ketebalan pelat lantai, dinyatakan dalam milimeter (mm)

$(A f_y)_c$  =  $A$ , luas daerah pelat lantai beton yang tertekan ( $\text{mm}^2$ );  $f_y$ , tegangan leleh baja tulangan yang tertekan pada pelat lantai (MPa)

$$C = (A f_y)_{bf} + (A f_y)_{tf} + (A f_y)_w \quad (2.48)$$

Dimana,

$(A f_y)_{bf}$  =  $A$ , luas daerah pelat baja serat bawah



$$\begin{aligned} & (\text{mm}^2); f_y, \text{ tegangan leleh pelat baja serat} \\ & \text{bawah (MPa)} \\ (A f_y)_{tf} &= A, \text{ luas daerah pelat baja serat atas} \\ & (\text{mm}^2); f_y, \text{ tegangan leleh pelat baja serat} \\ & \text{atas (MPa)} \\ (A f_y)_w &= A, \text{ luas daerah badan (mm}^2); f_y, \\ & \text{tegangan leleh pelat baja serat atas (MPa)} \end{aligned}$$

2. Kedalaman daerah tekan pada pelat lantai,  $a$ , (mm) dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$a = \frac{C - (A f_y)_c}{0,85 f_c' b_p} \quad (2.49)$$

3. Ketika kekuatan tekan pada pelat lantai kurang dari nilai yang diberi oleh persamaan 2.50, maka bagian serat atas profil baja akan tertekan dengan nilai yang diberi oleh persamaan yang berikut :

$$C'' = \frac{\Sigma(A f_y) - C}{2} \quad (2.50)$$

4. Penempatan garis netral, di dalam profil baja yang diukur dari puncak profil baja adalah ditentukan sebagai berikut :

$$\text{Untuk } C' < (A f_y)_{tf}, \bar{y} = \frac{C''}{(A f_y)_{tf}} t_{tf} \quad (2.51)$$

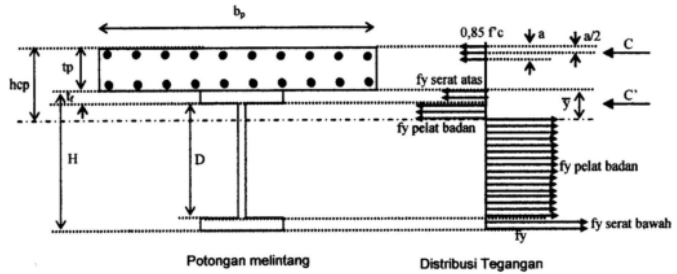
$$\text{Untuk } C' \geq (A f_y)_{tf}, \bar{y} = \frac{C'' - (A f_y)_{tf}}{(A f_y)_w} D \quad (2.52)$$

Dimana,

$y$  = garis netral dari serat atas profil pelat baja (mm);

$t_{tf}$  = ketebalan profil pelat baja pada daerah serat atas (mm);

$D$  = tinggi bersih badan profil baja (mm).



**Gambar 2.17** Distribusi tegangan plastis

Untuk kekuatan lentur nominal penampang  $M_s$ , harus ditentukan dari rumus sebagai berikut :

1. Untuk  $h_{cp} \leq h'$   

$$M_s = M_p \quad (2.53)$$

$x M_p$  = kekuatan lentur nominal penampang yang ditentukan dengan teori plastis sederhana.

2. Untuk  $h' \leq h_{cp} \leq 5h'$  (2.54)

$$M_s = \frac{5 M_p - 0,85 M_y}{4} + \frac{0,85 M_y - M_p}{4} \left( \frac{h_{cp}}{h'} \right) \quad (2.55)$$

Dimana,

$M_p$  = kekuatan lentur nominal penampang yang ditentukan dengan teori plastis sederhana, (N-m)

$M_y$  = momen kapasitas pada saat terjadi leleh pertama pada gelagar baja komposit akibat momen positif,  $f_y \cdot Z$ , (N-m)

$Z$  = modulus penampang bagian profil gelagar yang tertarik dan untuk transformasi penampang beton menjadi baja dapat digunakan modulus rasio,  $n$ .

- H = tinggi total girder (dari serat atas sampai serat bawah) (mm)  
 tp = ketebalan pelat lantai, dinyatakan dalam milimeter, (mm)  
 th = tebal bantalan antara pelat lantai dengan serat atas profil baja (mm)

#### 2.4.7 Diafragma

Diafragma merupakan pengaku dari gelagar-gelagar memanjang dan tidak memikul beban plat lantai dan diperhitungkan seperti balok biasa.

Gelagar melintang jembatan berfungsi untuk menerima beban-beban yang bekerja di atasnya dan menyalurkan ke bangunan dibawahnya. Pembebanan pada gelagar melintang meliputi :

- x Beban mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri gelagar

Momen akibat lendutan perlu diperhitungkan karena mempengaruhi besarnya momen yang dipikul pada diafragma.

#### 2.4.8 Shear Connector

Menurut *AISC-LRFD* kekuatan nominal paku/stud ( $Q_n$ ) adalah :

$$Q_n = \frac{0,0005 \times A_s \times \sqrt{f_c' - E_c}}{SF} \text{ kN} \quad (2.56)$$

Dimana,

AS = luas penampang penghubung geser jenis paku (konektor stud) ( $\text{mm}^2$ )

$f_c'$  = kuat tekan beton, (MPa)

$E_c$  = modulus elastis beton, (MPa)

SF = momen statis

$Q_n$  = kuat nominal geser untuk penghubung geser, (N)

Untuk perencanaan struktur komposit penuh, maka gaya geser horisontal ditentukan oleh kapasitas tekan beton ( $V_{hc}$ ) atau kapasitas tarik baja ( $V_{hs}$ ), diambil yang terkecil :

$$V_{hc} = \frac{0,85 \times f_c' \times b_e \times t_b}{SF} \quad (2.57)$$

$$V_{hs} = \frac{A_s \times f_y}{SF} \quad (2.58)$$

## 2.4.9 Sambungan

### 2.4.9.1 Luas Baut dan Gaya Tarikan Minimum

Alat sambung mutu tinggi boleh digunakan bila memenuhi ketentuan berikut :

- Komposisi kimiawi dan sifat mekanisnya sesuai dengan ketentuan yang berlaku;
- Diameter batang, luas tumpu kepala baut, dan mur atau penggantinya, harus lebih besar dari nilai nominal yang ditetapkan dalam ketentuan yang berlaku. Ukuran lainnya boleh berbeda;
- Persyaratan gaya tarik minimum alat sambung ditentukan pada Tabel 2.20 di bawah ini :

**Tabel 2. 20** Gaya Tarik Minimum

<b>Diameter Nominal Baut (Mm)</b>	<b>Gaya Tarik Minimum (kN)</b>
16	95
20	145
24	210
30	335
36	490

Luas baut tarik minimum diberikan dalam Tabel 2.21. tarikan baut minimum diperlukan

untuk baut metrik dalam sambungan, geser diberikan dalam Tabel 2.20.

**Tabel 2.21** Luas Baut

Diameter Nominal Baut	Luas Baut (mm <sup>2</sup> )			
	df (1)	Ae (2)	As (3)	A0 (4)
M16		144	817	201
M20		225	245	314
M24		324	353	452
M30		519	561	706
M36		759	817	1016

Catatan :

- $\frac{3}{4}$  Ae (2) = luas inti baut, diukur pada diameter lebih kecil dari benang;
- $\frac{3}{4}$  As (3) = luas untuk menghitung kekuatan tarik;
- $\frac{3}{4}$  A0 (4) = luas bagian polos nominal baut berdasarkan diameter nominal baut.

#### 2.4.9.2 Kekuatan Geser Nominal Baut

Kekuatan geser  $V_f$ , dari baut harus dihitung sebagai berikut :

$$V_f = 0,62 f_{uf} k_r (n_n A_e + n_x A_0) \quad (2.59)$$

Dimana,

$f_{uf}$  = kekuatan tarik minimum baut, (MPa)

$k_r$  = faktor reduksi, untuk memperhitungkan panjang sambungan lebih  $L_j$  yang dibaut dapat dilihat pada, untuk semua sambungan lain,  $k_r = 1.0$ .

$n_n$  = jumlah bidang geser melalui bagian baut.

$A_e$  = luas diameter lebih kecil pada baut, (mm<sup>2</sup>)

$n_x$  = jumlah bidang geser melalui bagian baut

$A_0$  = luas batang polos nominal pada baut, (mm<sup>2</sup>)

**Tabel 2.22** Faktor Reduksi

Panjang	Faktor Reduksi, Kr
$L_j < 300$	1.0
$300 < L_j < 1300$	$1.075 - L_j/4000$
$L_j > 1300$	0.75

### 2.4.9.3 Kekuatan Tarik Nominal Baut

Kekuatan tarik nominal baut,  $N_{tf}$ , harus dihitung sebagai berikut :

$$N_{tf} = A_s \times f_{uf} \quad (2.60)$$

Dimana,

$A_s$  = luas tegangan tarik baut,  $\text{mm}^2$   
(lihat Tabel 2.20)

### 2.4.9.4 Keadaan Batas Ultimate Baut

a. Baut dalam geser

Baut yang memikul gaya geser rencana,  $V_f^*$  harus memenuhi :

$$V_f^* \leq \phi V_f \quad (2.61)$$

Dimana :

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan.

$V_f$  = Kekuatan tarik nominal baut, (N)

b. Baut dalam tarik

Baut yang memikul gaya tarik rencana,  $(N)_{tf}^*$  harus memenuhi :

$$N_{tf}^* \leq \phi N_{tf} \quad (2.62)$$

Dimana :

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan.

$N_{tf}$  = Kekuatan tarik nominal baut, (N)

c. Baut yang memikul kombinasi geser dan tarik

Baut yang memikul gaya geser rencana,  $V_f^*$ , dan gaya tarik rencana  $(N)_{tf}^*$ , pada waktu sama harus memenuhi :

$$\left(\frac{N_{tf}^*}{\phi N_{tf}}\right) + \left(\frac{V_f^*}{\phi V_f}\right)^2 \leq \phi \quad 1,0 \quad (2.63)$$

Dimana :

- $\phi$  = faktor reduksi kekuatan.
- $V_f$  = Kekuatan tarik nominal baut, (N)
- $N_{tf}$  = Kekuatan tarik nominal baut, (N)

#### 2.4.9.5 Syarat Jarak Sambungan Baut

##### a. Jarak minimum

Jarak antara pusat lubang pengencang tidak boleh kurang dari 2,5 dikali diameter nominal pengencang.

##### b. Jarak tepi minimum

Jarak minimum dari pusat pengencang ke tepi pelat atau sayap penampang giling harus sesuai spesifikasi dalam Tabel 2.23

**Tabel 2.23** Jarak Tepi Minimum

Pemotongan Tepi dengan Geser atau Tangan dan Api	Pelat Giling, Pemotongan Mesin dengan Api, Gergaji atau Tepi Diratakan	Tepi Hasil Giling dari Penampang Giling
1,75 df	1,50 df	1,25 df

##### c. Jarak maksimum

Jarak maksimum antara pusat pengencang harus nilai terkecil dari 15 tp ( di mana tp adalah tebal pelat lapis tertipis didalam sambungan) atau 200 mm.

Bagaimanapun, dalam hal berikut, jarak maksimum harus sebagai berikut :

- o Untuk pengencang yang tidak perlu memikul gaya rencana dalam daerah yang tidak mudah

- berkarat, nilai terkecil dari 32 tp atau 300 mm
  - o Untuk baris luar dari pengencang dalam arah gaya rencana, nilai terkecil dari  $4tp + 100$  mm atau 200 mm.
- d. Jarak tepi maksimum
- Jarak maksimum dari pusat tiap pengencang ke tepi terdekat dari bagian yang saling bersambungan harus sebesar 12 dikali tebal pelat lapis luar tertipis dalam hubungan, tetapi tidak boleh melebihi 150 mm.

#### **2.4.10 Elastomer (Bearing Pad)**

Perencanaan bantalan elastomer tipe berlapis dengan perkuatan pelat baja membutuhkan keseimbangan kekakuan untuk menopang beban tekan yang besar untuk mengakomodasi translasi dan rotasi. Tebal bantalan tergantung pada besarnya pergerakan yang diisyaratkan.

Regangan geser akibat translasi harus dibatasi kurang dari 0.5 mm/mm untuk mencegah guling dan kelelahan berlebihan. Ketebalan total elastomer, harus dirancang dua kali lebih besar dari translasi rencana. Untuk memastikan kestabilannya, ketebalan total bantalan karet tidak boleh melebihi  $L/3$  dan/atau  $W/3$ . Semua lapisan internal di dalam bantalan karet harus memiliki ketebalan yang sama dan lapisan karet penutup tidak boleh lebih dari 70% ketebalan lapisan internal layer.

Beban yang harus dihitung diterima oleh bantalan adalah beban hidup ditambah beban mati rencana. Di dalam perhitungan beban-beban ini harus di konversi menjadi tegangan rata-rata berdasarkan luas area bantalan yang menerima beban seperti rumus di bawah ini :



$$\sigma_s = \frac{P_{DL} + P_{LL}}{A} \quad (2.64)$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A} \quad (2.65)$$

Dimana :

- $\sigma_s$  = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa);
- $\sigma_L$  = tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa);
- $P_{DL}$  = beban mati rencana (N);
- $P_{LL}$  = beban hidup rencana (N);
- $A$  = luas keseluruhan (bonded surface area) (mm<sup>2</sup>)

Kekakuan dari bantalan karet ketika dalam kondisi terbebani pada permukaannya terkekang terhadap gelincir, yang tergantung pada faktor bentuk (S) yang merupakan rasio dari daerah yang tertekan (*area under compression*) terhadap area yang bebas untuk menjadi gembung (*area free to bulge*). Faktor bentuk untuk lapisan-lapisan elastomer tanpa lubang harus dihitung sebagai berikut :

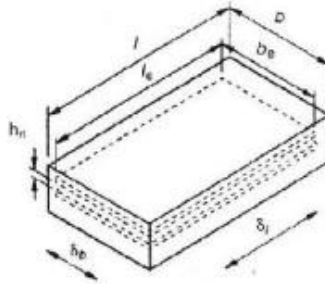
$$S = \frac{A}{I_p h_{ri}} \quad (2.66)$$

$$I_p = 2 (L + W) \quad (2.67)$$

$$A = L \cdot W \quad (2.68)$$

Dimana :

- $S$  = faktor bentuk
- $A$  = luas keseluruhan (*bonded surface area*) (mm<sup>2</sup>)
- $I_p$  = keliling elastomer, termasuk lubang (*bondedsurface perimeter*) (mm)
- $h_{ri}$  = ketebalan efektif karet pada lapisan antara (*internal layer*) (mm)
- $L$  = panjang efektif keseluruhan elastomer (mm)
- $W$  = lebar efektif keseluruhan elastomer (mm)



**Gambar 2.18** Representasi Perletakan Bantalan Elastomer

Faktor bentuk ( $S$ ) harus berada pada batas berikut ini :

$$x \text{ Untuk bantalan tipe berlapis, } 4 < S < 12 \quad (2.69)$$

Terlepasnya elastomer dari pelat penguatnya juga menjadi hal penting untuk dipertimbangkan. Hal ini dapat dikendalikan dengan membatasi tegangan tekan maksimum akibat kombinasi beban pada elastomer sebesar 7.0 MPa untuk bantalan yang mengalami deformasi geser. Terlepasnya elastomer dari pelat penguatnya dicegah dengan menggabungkan batasan tekan yang dipenuhi berdasarkan persamaan di bawah ini :

$$\sigma_s \leq 7,0 \text{ MPa} \quad (2.70)$$

$$\sigma_s \leq 1,0 \text{ GS} \quad (2.71)$$

Dimana,

$G$  = modulus geser elastomer (MPa);

$S$  = faktor bentuk;

$\sigma_s$  = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa).

Untuk bantalan karet tipe berlapis yang dikekang terhadap deformasi geser, besarnya tegangan

dapat dinaikkan sebesar 10%.

Pemisahan (*separation*) antara ujung bantalan dengan struktur yang menumpu harus dicegah pada saat terjadinya rotasi, karena pemisahan dapat menyebabkan tegangan tarik pada elastomer dan berpotensi menyebabkan sobek (*delaminasi*). Pemisahan dicegah dengan menggabungkan batasan tekan dan rotasi. Toleransi rotasi untuk pelaksanaan yang diizinkan menurut *AASTHO LRFD 4<sup>th</sup> Edition tahun 2005* sebesar 0.005 radian.

$$\sigma_s \geq 0,5 GS \left( \frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \quad (2.72)$$

$$\sigma_s \geq 0,5 GS \left( \frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \quad (2.73)$$

Dimana,

n = jumlah lapisan internal karet

G = modulus geser elastomer (MPa)

$\theta_{s,x}$  = maksimum perputaran pada setiap sumbu (rad)

S = faktor bentuk

$h_{ri}$  = ketebalan lapisan internal (mm)

W = lebar dari bantalan elastomer ( tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan) (mm)

L = panjang dari bantalan elastomer (sejajar dengan sumbu memanjang jembatan) (mm)

Tegangan tarik akan terjadi pada pelat baja karena menahan pergerakan karet. Tegangan tarik ini dapat menentukan tebal pelat yang dibutuhkan, sehingga tebal pelat harus ditentukan berdasarkan :

$$h_s \geq \frac{3h_{rmax}\sigma_s}{f_y} \quad (2.74)$$

Untuk perhitungan ketahanan fatik berdasarkan *AASTHO LRFD 4th Edition tahun 2007 pasal 6.6.1.2.5*, kebutuhan pelat ditentukan berdasarkan :

$$h_s \geq \frac{2h_{r\max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (2.75)$$

Dimana,

$h_{r\max}$  = ketebalan maksimum lapisan elastomer pada bantalan elastomer (mm)

$h_s$  = ketebalan lapisan pelat pada elastomer berlapis pelat (mm)

$f_y$  = batas ulur dari pelat baja yang digunakan (MPa)

$\Delta F_{TH}$  = batas fatik (*constant amplitude fatigue threshold*) yang digunakan (MPa)

$\sigma_s$  = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)

$\sigma_L$  = tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa)

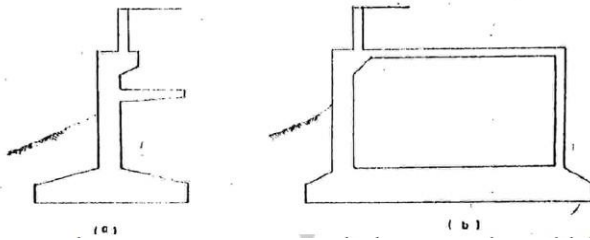
## 2.5 Bangunan Bawah

Menurut Departemen Pekerjaan Umum (modul Pengantra Dan Prinsip-Prinsip Perencanaan Bangunan Bawah / Pondasi Jembatan, 1998), fungsi utama bangunan bawah adalah memikul beban – beban pada bangunan atas dan pada bangunan bawahnya sendiri untuk disalurkan ke pondasi. Yang selanjutnya beban-beban tersebut oleh pondasi disalurkan ke tanah. Macam dan bentuk bangunan bawah.

Bangunan bawah jembatan ada dua macam:

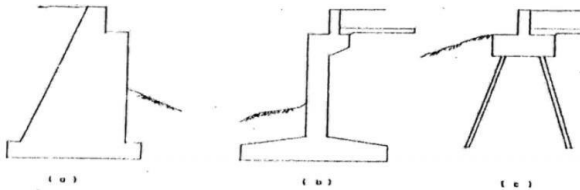
### 2.5.1 Kepala Jembatan (abutment)

Karena letak abutment yang berada di ujung jembatan maka abutment ini berfungsi juga sebagai penahan tanah. Umumnya abutment dilengkapi dengan konstruksi sayap yang berfungsi menahan tanah dalam arah tegak lurus as jembatan.



**Gambar 2.19** Bentuk Abutment

Bentuk umum abutment pada **Gambar 2.19** Sering kita jumpai baik pada jembatan-jembatan baru dan jembatan-jembata lama. **Gambar 2.19(a)** menunjukkan abutment dari pasangan batu, dan **Gambar 2.19 (b)** dan **Gambar 2.19 (c)** dari beton bertulang (*reinforced concrete*). Bila abutment ini makin tinggi, maka berat tanah timbunan dan tekanan tanah aktif makin tingi pula, sehingga sering kali dibuat bermacam-macam bentuk untuk mereduksi pengaruh-pengaruh tersebut.



**Gambar 2.12 (a)**. menunjukkan abutment yang dibuat edemikian rupa sehingga dapat mereduksi momen / tekanan tanah aktif. Dan **Gambar 2.12 (b)** menunjukkan abutment yang dibelakangnya dibuat (dikombinasi) dengan semacam box kosong. Disini dimaksudkan untuk mengurangi berat tanah timbunan.

Disamping beban-beban vertical dan momen tersebut, kadang-kadang gaya-gaya horizontal yang timbul asih cukup besar sehingga, misalnya pada abutment dengan pondasi

langsung yang mana didalam perhitungannya masih didapatkan koefisien keamanan terhadap geser yang belum mencukupi persyaratan, maka sering ditempuh cara lain misalnya dengan memberikan semacam kaki atau tumit pada pondasinya. Cara meletakkan tumit bias bermacam-macam (lihat gambar 2.13).



**Gambar 2.21** Cara Meletakkan Tumit

### 2.5.2 Pondasi Telapak

Pondasi merupakan bagian struktur paling bawah dari suatu struktur bangunan yang berfungsi sebagai menalurkan beban terpusat dari bangunan bawah ke dalam tanah pendukung sehingga hasil tegangan dan gerakan tanah dapat dipikul oleh struktur keseluruhan. Jenis pondasi yang umum digunakan adalah pondasi dangkal berupa pondasi langsung dan sumuran, dan pondasi dalam berupa pondasi tiang pancang, tiang bor dan sumuran (*Bridge Design Manual, BMS hal 3-3*). Penentuan jenis pondasi dipengaruhi oleh keadaan tanah sekitar bangunan dan jenis bangunan itu sendiri.

Tahapan perencanaan pondasi menurut BMS adalah sebagai berikut:

1. Periksa rencana tahanan lateral ultimate (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-3*).

$$SF = \frac{\text{Jumlah momen U.L.S yang menahan geser}}{\text{Jumlah momen U.L.S yang menyebabkan geser}} \geq 1,1 \quad (2.76)$$

2. Periksa stabilitas terhadap putar rotasi (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-12*)

$$SF = \frac{\text{Jumlah momen U.L.S yang menahan guling}}{\text{Jumlah momen U.L.S yang menyebabkan guling}} \geq 1,1 \quad (2.77)$$

3. Periksa rencana kapasitas daya dukung ultimate (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-14*)

$$SF = \frac{\text{Rencana kap.daya dukung ultimate}}{\text{Jumlah beban U.L.S yang bekerja}} \geq 1 \quad (2.78)$$

4. Periksa agar penurunan, perpindahan geseran lateral dan rotasi (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-25*).

Terangkatnya pondasi tidak menyebabkan jembatan menjadi tidak layak.

### 2.5.3 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang direncanakan untuk memiliki tahanan aksial dan lateral terfaktor yang cukup dan menahan gaya horizontal yang dihasilkan akibat penjalaran lateral.

Tahap perencanaan tiang pancang menurut *BMS – Bridge Design Code* adalah sebagai berikut :

- a. Rencanakan panjang tiang dan penampang sehingga dapat direncanakan kapasitas aksial ultimate. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-2*).
- b. Periksa apakah rencana kapasitas beban lateral ultimate melebihi rencana pembebanan lateral ultimate. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-19*).
- c. Periksa apakah penurunan vertical tidak akan menyebabkan keruntuhan struktur (*Bridge Design Code, BMS hal 8-37*).
- d. Periksa apakah lendutan lateral tidak menyebabkan keruntuhan struktur. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-44*)
- e. Periksa stabilitas keseluruhan untuk pondasi tiang.
- f. Rencanakan tiang pancang untuk keawetan syarat structural baik. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-51*)

## 2.6 Bangunan Pelengkap Jembatan

### 2.6.1 Pelat Injak

Pelat injak berfungsi memberi bidang datar sebelum memasuki lantai jembatan sehingga dapat meminimalisir kerusakan pada lantai jembatan, dan juga digunakan

untuk mengurangi penurunan tanah timbunan yang terdapat pada bagian belakang abutment.

Berdasarkan *Bridge Design Manual, BMS hal 3-31* untuk dimensi permulaan Panjang pelat injak dapat diambil sebesar 2500 mm dan tebal sebesar 200 mm. Dan untuk lebar tergantung pada akelas jembatan, umumnya lebar jalan kendaraan dengan kebebasan 600 mm terhadap tembok sayap.

### **2.6.2 Tembok Sayap**

Tembok sayap atau wing wall berfungsi untuk menahan tanah timbunan yang berada pada bagian belakang abutment tidak longsong kesamping jika terdapat beban lalu lintas.

Berdasarkan *Bridge Design Manual, BMS hal 3-31* untuk lebar tembok sayap dapat diambil sebagai  $1/20$  tinggi tembok sayap atau minimum sebesar 200 mm

Untuk pembebanan tembok sayap diasumsikan bahwa tembok sayap dibebani oleh gaya horizontal yang tegak lurus dinding (*Bridge Design Code, BMS hal 6-96 pasal 6.9.2.4*).



*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB III METODOLOGI**

### **3.1 Uraian**

Persoalan awal yang dihadapi dalam perencanaan jembatan adalah penetapan panjang, bentang efektif, posisi pangkal dan pilar jembatan, arah lintasan, kebebasan ruang, dan penurunan pondasi. Faktor-faktor ini dipengaruhi oleh kondisi topografi, kekuatan dasar tanah, karakteristik perlintasan, dan kondisi lingkungan pada lokasi perencanaan. Sehingga diperlukan survey yang memadai sesuai dengan faktor-faktor yang dipertimbangkan tersebut. Pengumpulan data-data dalam proses perencanaan sangatlah penting, oleh karena itu sebelum sampai pada tahap pelaksanaan konstruksi, paling tidak seorang perancang telah memiliki data-data, baik data sekunder maupun primer.

### **3.2 Melakukan Pengumpulan data-data**

Data-data yang diperlukan dalam perencanaan ulang jembatan adalah sebagai berikut :

1. Data penyelidikan tanah
2. Data survey topografi
3. Data perencanaan jembatan
4. Gambar-gambar perencanaan jembatan

### **3.3 Studi Literatur**

Buku-buku referensi sangat diperlukan dalam pembuatan laporan proposal tugas akhir ini, karena dengan itu kita dapat dengan mudah menambahkan informasi lebih banyak tentang perencanaan jembatan dari para penulis yang telah banyak pengalaman dalam dunia teknik sipil khususnya dunia proyek. Selain itu juga, buku-buku tersebut dapat digunakan sebagai acuan dalam perencanaan pembangunan jembatan ini.

Dalam perencanaan jembatan, tentunya diperlukan peraturan-peraturan yang mengatur tentang perencanaan jembatan, seperti di bawah ini :

1. SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan
2. RSNI T-03-2005 Perencanaan Struktur Baja Jembatan
3. RSNI T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton untuk jembatan
4. SNI 2833:2008 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan
5. RSNI 2833:201X Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa

BMS'92 (*Bridge Management System*), BDM (*Bridge Desain Manual*), dan lain-lain. Dengan buku peraturan tersebut, kita dapat merencanakan ulang jembatan sesuai peraturan yang telah ditetapkan didalamnya.

### **3.4 Spesifikasi Desain Jembatan**

#### **3.4.1 Metode Desain Jembatan**

Modifikasi Jembatan Plapar didesain menjadi jembatan baja komposit untuk bentang sepanjang 50 m. Jembatan Pelapar didesain memiliki lebar lantai kendaraan 10,0 m yang terbagi atas dua jalur yang pada setiap jalur terdiri dari satu lajur dan didesain terdapat trotoar selebar 1,0 m di setiap sisi jembatan. Pembebanan menggunakan rencana keadaan batas yaitu mengalikan beban dengan faktor beban untuk keadaan ultimate. Untuk beban mati ultimate dikalikan dengan faktor beban 1,3 dan untuk beban hidup ultimate dikalikan faktor beban 1,8 hal ini berlaku untuk setiap menghitung bangunan atas jembatan.

### **3.4.2 Urutan Desain Jembatan**

#### **3.4.2.1 Desain Elemen Struktur Bangunan Atas**

Setelah mengetahui beban-beban yang bekerja pada struktur, maka proses selanjutnya adalah proses analisa struktur. Dalam proses analisa struktur menggunakan analisa perhitungan yang bersumber dari peraturan yang masih berlaku. Langkah-langkah dalam analisa struktur antara lain :

##### **a. Desain Dimensi Struktur**

Merencanakan setiap dimensi struktur penyusun bangunan atas jembatan disesuaikan dengan peraturan-peraturan yang digunakan. Desain struktur bangunan atas jembatan antara lain adalah sebagai berikut :

- x Desain pipa dan tiang sandaran;
- x Desain trotoar dan kerb;
- x Desain pelat lantai;
- x Desain gelagar komposit;
- x Desain diafragma;
- x Desain shear connector;
- x Desain sambungan baja;
- x Desain elastomer.

##### **b. Pembebanan Struktur**

Menganalisa seluruh beban yang diterima struktur jembatan yang didesain untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

- x Beban mati, yaitu beban sendiri bangunan;
- x Beban mati tambahan, yaitu beban aspal dan beban air hujan;
- x Beban hidup, yaitu beban truk, BGT dan BTR.

**c. Penulangan**

Penulangan menggunakan rumus yang telah dijelaskan pada Bab II untuk mendapatkan tulangan lentur, tulangan bagi dan tulangan geser.

**d. Perhitungan Kekuatan Gelagar**

Perhitungan kekuatan gelagar baja komposit menggunakan rumus yang telah dijelaskan pada Bab II untuk mendapatkan momen lentur gelagar

**3.4.2.2 Desain Elemen Struktur Bangunan Bawah**

Bangunan bawah jembatan meliputi bangunan kepala jembatan sampai pada pondasi. Pada perencanaan Jembatan Gondang kali ini, meliputi :

**a. Desain Dimensi Struktur**

Merencanakan setiap dimensi struktur penyusun bangunan atas jembatan disesuaikan dengan peraturan-peraturan yang digunakan. Desain struktur bangunan bawah jembatan antara lain adalah sebagai berikut :

- x Abutment;
- x Pondasi.

**b. Pembebanan Struktur**

Menganalisa seluruh beban yang diterima struktur jembatan yang didesain untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

- x Beban akibat aksi tetap : berupa beban struktur sendiri dan beban tekanan tanah;
- x Beban akibat lalu lintas : berupa beban lajur “D”, beban pejalan kaki, dan gaya rem;
- x Beban akibat lingkungan : berupa beban angin, beban gempa, dan beban tekanan tanah dinamis.

**c. Penulangan**

Penulangan menggunakan rumus yang telah dijelaskan pada Bab II untuk mendapatkan tulangan lentur, tulangan bagi dan tulangan geser.

**d. Kontrol**

Kontrol pada bangunan bawah meliputi kontrol terhadap momen guling dan geser.

**3.4.2.3 Desain Bangunan Pelengkap****a. Desain Dimensi Struktur**

Merencanakan setiap dimensi struktur penyusun bangunan atas jembatan disesuaikan dengan peraturan-peraturan yang digunakan. Desain struktur bangunan bawah jembatan antara lain adalah sebagai berikut :

- x Pelat injak;
- x Dinding sayap (wing wall).

**b. Pembebanan Struktur**

Menganalisa seluruh beban yang diterima struktur jembatan yang didesain untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

- x Beban mati berupa beban struktur sendiri
- x Beban hidup
- x Beban akibat tekanan tanah
- x Beban gempa
- x Beban tekanan tanah dinamis

**c. Penulangan**

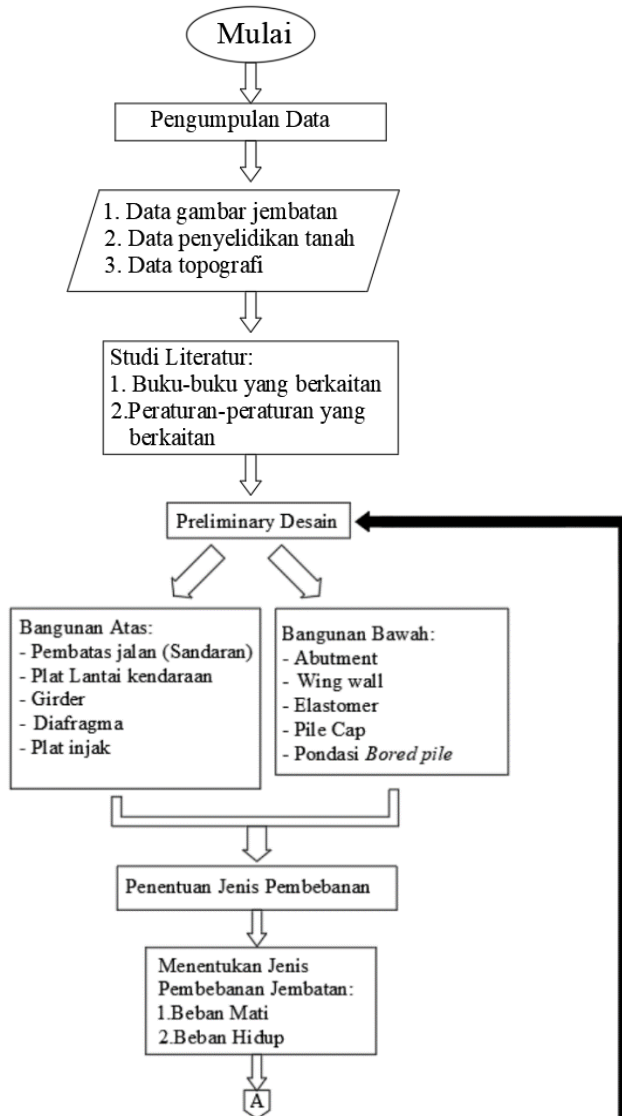
Penulangan menggunakan rumus yang telah dijelaskan pada Bab II untuk mendapatkan tulangan lentur, tulangan bagi dan tulangan geser.

### 3.5 Penggambaran

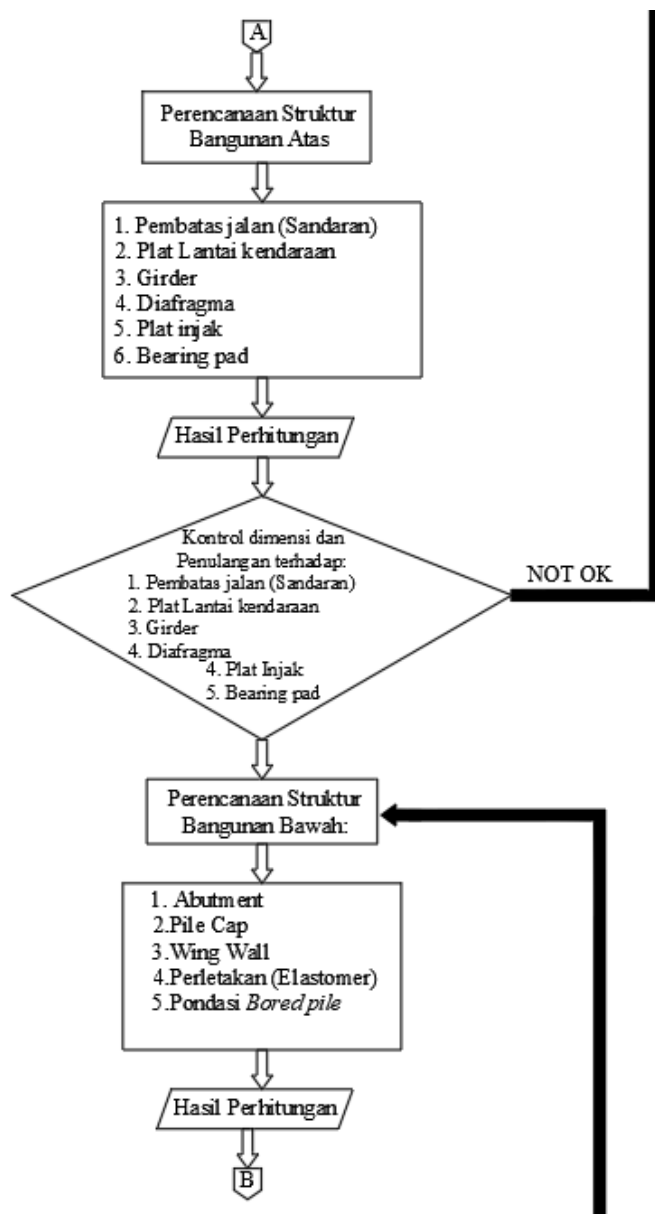
Hasil penggambaran yang dilakukan berupa :

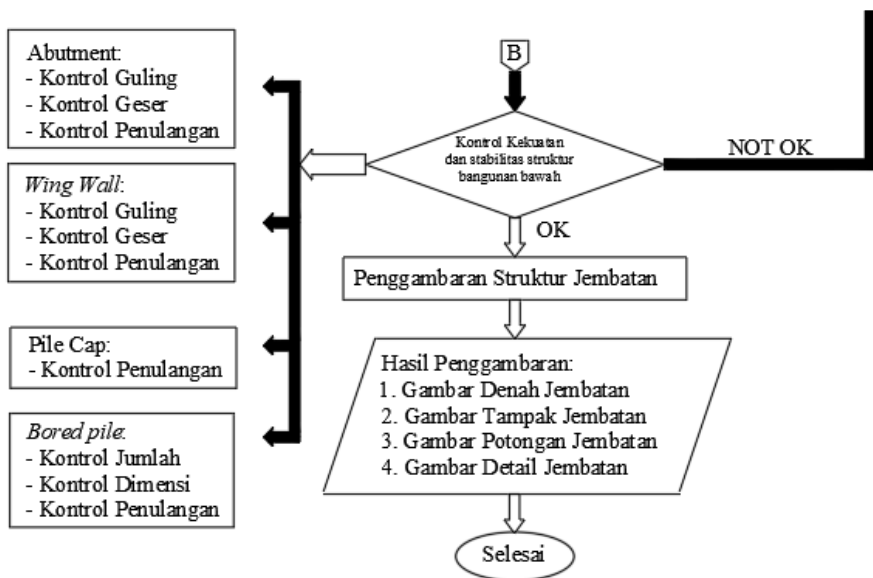
1. Gambar layout/ denah jembatan;
2. Gambar tampak jembatan;
3. Gambar potongan;
  - f* Potongan memanjang jembatan;
  - f* Potongan melintang jembatan.
4. Gambar detail
  - f* Detai penulangan tiang sandaran;
  - f* Detail penulangan trotoar;
  - f* Detail penulangan pelat lantai;
  - f* Detail penulangan abutment;
  - f* Detai penulangan pondasi;
  - f* Detail penulangan pelat injak
  - f* Detail penulangan dinding sayap/wing wall

### 3.6 Flow Chart









*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB IV PERHITUNGAN BANGUNAN ATAS

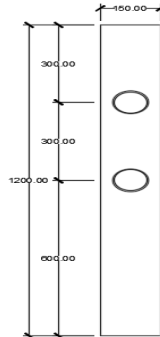
### 4.1 Data Desain Jembatan

#### 4.1.1 Data-Data Desain

Nama Jembatan	:	Jembatan Plapar
Lokasi Jembatan	:	
Kelas Jembatan	:	
Konstruksi Jembatan		
x Bentang Jembatan (L)	:	50 m
x Lebar Jembatan (B)	:	12 m
x Lebar Jalur	:	10 m
x Lebar Trotoar	:	1.0 m
Spesifikasi Bahan		
1. Beton		
x Mutu Beton	:	
x Kuat Tekan Beton ( $f_c'$ )	:	
x Modulus Elastisitas	:	
2. Baja Tulangan		
x Mutu Baja $d \geq 12$ mm	:	
- Tegangan Ultimate ( $f_u$ )	:	
- Tegangan Leleh ( $f_y$ )	:	
3. Baja Gelagar		
x Mutu baja $d \leq 12$ mm	:	
- Tegangan Ultimate ( $f_u$ )	:	
- Tegangan Leleh ( $f_y$ )	:	
4. Berat Isi Beban Mati		
x Lapisan Beraspal ( $W_a$ )	:	22 kN/m <sup>3</sup>
x Beton Bertulang ( $W_c$ )	:	25 kN/m <sup>3</sup>
x Beton Tak Bertulang ( $W'c$ )	:	24 kN/m <sup>3</sup>
x Baja	:	77 kN/m <sup>3</sup>
x Air ( $W_t$ )	:	9,8 kN/m <sup>3</sup>

## 4.2 Tiang Sandaran

### 4.2.1 Desain Tiang Sandaran



**Gambar 4.1** Desain Tiang Sandaran

Data-data tiang :

Panjang tiang sandaran	(h)	= 0,2 m
Lebar tiang sandaran	(b)	= 0,15 m
Tinggi tiang sandaran	(t)	= 1,2 m
Tebal selimut beton	(d')	= 20 mm
Jarak antar tiang sandaran	(l)	= 2 m
Tegangan leleh baja	(fy)	= 240 MPa
Kuat tekan beton	(fc')	= 25 MPa
Bj beton	(Wc)	= 25 kN/m <sup>3</sup>
Diameter tulangan lentur	( $\phi$ )	= 12 mm
Diameter tulangan bagi	( $\phi$ )	= 10 mm

### 4.2.2 Pembebanan

Beban yang terjadi pada tiang sandaran berasal dari berat pipa sandaran (V), berat tiang sandaran sendiri (S), dan gaya horizontal.

o Beban Vertikal

- Beban Mati :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pipa } (P_1) &= q \times l \times n \\
 &= 0,0713 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} \times 2 \\
 &= 0,2852 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang } (P_2) &= h \times b \times t \times Wc \\
 &= 1,2\text{m} \times 0,2\text{m} \times 0,15\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \\
 &= 0,900 \text{ kN} \\
 \hline
 P_D &= 1,185 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban hidup

Beban rencana sandaran pejalan kaki

$$(qL) = 1 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 P_L &= qL \times L \times 2 \\
 &= 1 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} \times 2 \\
 &= 4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

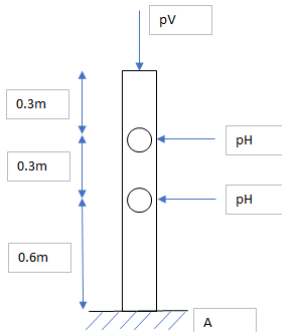
Beban ultimate vertikal

$$\begin{aligned}
 q_v &= 1,3 P_D + 1,8 P_L \\
 &= 1,3 (1,185 \text{ kN}) + 1,8 (4 \text{ kN}) \\
 &= 8,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

o Beban Horizontal

$$\begin{aligned}
 q_h &= 1,8 \times qL \times 1 \\
 &= 1,8 \times 1 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} \\
 &= 3,60 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### 4.2.3 Analisa Struktur



**Gambar 4.2** Pembebanan Tiang Sandaran

$$\begin{aligned} H_A &= n \times qh \\ &= 2 \times 3,60 \text{ kN} \\ &= 7,20 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_A = qv = 8,74 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{maks}} &= (qh \times 0,9) + (q \times 0,6) \\ &= (3,60 \text{ kN} \times 0,9) + (3,60 \text{ kN} \times 0,6) \\ &= 5,40 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

#### 4.2.4 Penulangan pada Tiang Sandaran

$$\begin{aligned} d &= h - d' - \frac{1}{2} \text{Ø tul. utama} - \text{Ø tul. bagi} \\ &= 200 - 20 - \frac{1}{2}(12) - 10 \\ &= 164 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_{\text{max}}}{\phi} = \frac{5400000}{0,8} = 6750000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{6750000 \text{ Nmm}}{150 \text{ mm} \times 26896 \text{ mm}^2} = 1,67 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{240}{0,85 \times 25 \text{ MPa}} = 11,29$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 m R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{15,06} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 15,06 \times 1,67}{240} \right)} \right) \\ &= 0,007 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} \\ &= 0,006 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho \text{ maks} &= 0,75 \times \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 25}{240} \times 0,85 \times \frac{600}{600+240} \\ &= 0,047\end{aligned}$$

Cek,

$$\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ maks}$$

$$0,006 < 0,007 < 0,047$$

$$\text{Maka } \rho = 0,007$$

**OK**

a. Perhitungan Tulangan Utama

$$\begin{aligned}\text{As} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,007 \times 150 \times 164 \\ &= 178,84 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan **4 Ø 12 untuk satu sisi**

$$\begin{aligned}\text{As pasang} &= \frac{1}{4} \pi \times \emptyset^2 \times n \\ &= \frac{1}{4} \pi \times (12 \text{ mm})^2 \times 4 \\ &= 452,39 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

b. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}\text{As geser} &= 20\% \times \text{As pasang} \\ &= 20\% \times 452,39 \text{ mm}^2 \\ &= 90,48 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipasang tulangan geser Ø10, maka jarak minimum antar tulangan :

$$\begin{aligned}s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset_g^2 \times b}{\text{As}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times (10 \text{ mm})^2 \times 150 \text{ mm}}{90,48 \text{ mm}^2} \\ &= 130,208 \text{ mm}\end{aligned}$$

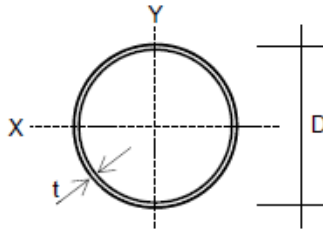
Maka dipasang tulangan bagi Ø10 – 100 mm



### 4.3 Pipa Sandaran

#### 4.3.1 Desain Dimensi Pipa Sandaran

Desain dimensi pipa sandaran didasarkan pada buku *Tabel Profil Konstruksi Baja (Ir. Rudy Gunawan 1998)*.



**Gambar 4.3** Potongan Pipa

Berat pipa	$q$	= 7,13 kg/m
Ketebalan	$t$	= 0,42 cm
Diameter pipa sandaran	$d$	= 89,1 cm
Jari-jari girasi	$r$	= 2,56 cm
Panjang pipa sandaran	$l$	= 2 m
Luas penampang pipa	$A_g$	= 9,085 cm <sup>2</sup>
Modulus penampang	$S$	= 15,5 cm <sup>3</sup>
Momen inersia	$I$	= 59,5 cm <sup>4</sup>

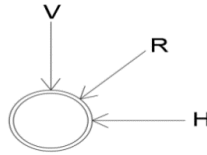
Mutu Baja BJ - 37

Tegangan leleh baja ( $f_u$ ) = 370 MPa  
 ( $f_y$ ) = 240 MPa

Tegangan ijin baja  $\sigma$  ijin = 160 MPa

Modulus elastisitas baja  $E_s$  = 200000 MPa

### 4.3.2 Pembebanan



**Gambar 4.4** Pembebanan Pipa Sandaran

#### Beban Vertikal ( $q_v$ )

$$\text{Beban hidup (qd)} = 1,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat pipa (ql)} = 0,0713 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} q_v &= 1,3qd + 1,8 \text{ ql} \\ &= (1,3 \times 0,0713 \text{ kN/m}) + (1,8 \times 1 \text{ kN/m}) \\ &= 0,821 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### Beban Horizontal

$$\begin{aligned} q_h &= 1,8 \text{ ql} \\ &= 1,8 \times 1 \text{ kN/m} \\ &= 1,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### 4.3.3 Analisa Struktur

$$\begin{aligned} R &= \sqrt{q_v v^2 + q_h h^2} \\ &= \sqrt{(1,893 \text{ kN.m})^2 + (1,8 \text{ kN.m})^2} \\ &= 2,612 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_a &= V_b = \frac{1}{2} \times q \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 2,612 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} \\ &= 2,612 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 2,612 \text{ kN} \times (2)^2 \\ &= 1,306 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

#### 4.3.4 Kontrol Terhadap Bahan dan Tegangan pada Pipa Sandaran

- Periksa kelangsingan penampang

$$\frac{D}{t} \leq \frac{14800}{f_y}$$

$$\frac{89,1 \text{ mm}}{4,2 \text{ mm}} \leq \frac{14800}{240 \text{ MPa}}$$

$$21,21 \leq 61,67$$

#### Penampang Kompak

- Kontrol terhadap momen

$$M_u = 1,306 \text{ kN.m}$$

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

$$= \frac{1,306}{0,9}$$

$$= 1,451 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 1,5 M_y$$

$$= 1,5 \times f_y \times S$$

$$= 1,5 \times 240 \text{ MPa} \times 15600 \text{ mm}^3$$

$$= 5616000 \text{ N.mm}$$

$$= 5,616 \text{ kN.m}$$

Berdasarkan RSNI T-03-2005 momen lentur harus diambil yang lebih kecil dari  $M_p$  dan  $1,5 M_y$  yaitu sebesar  $0,624 \text{ kN.m}$

- Terhadap lendutan/kekakuan

$$\frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{l}{240}$$

$$\frac{5 \times 2,612 \text{ kNm} \times (2000 \text{ mm})^4}{384 \times 200000 \text{ MPa} \times 595000 \text{ mm}^4} \leq \frac{2000 \text{ mm}}{240}$$

$$4,573 \text{ mm} \leq 8,33 \text{ mm}$$

#### Lendutan OKE

- o Terhadap geser  

$$V_n = 0,36 \times f_y \times A_g$$

$$= 0,36 \times 240 \text{ MPa} \times 908,5 \text{ mm}^2$$

$$= 78494,4 \text{ N} = 78,4944 \text{ kN}$$

Syarat,

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$0,419 \text{ kN} \leq 0,9 \times 78,494 \text{ kN}$$

$$0,419 \text{ kN} \leq 70,645 \text{ kN}$$

**Geser OKE**

- o Kontrol terhadap interaksi geser dan lentur

Syarat,

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{1,306 \text{ kN.m}}{1,306 \text{ kN.m}} + 0,625 \frac{2,612 \text{ kN}}{70,645 \text{ kN}} \leq 1,375$$

$$1 + 0,037 \leq 1,375$$

$$1,037 \leq 1,375$$

**Interaksi geser dan lentur OKE**

## 4.4 Trotoar

### 4.4.1 Data Trotoar

Tebal pelat lantai		
Tebal trotoar	tt	= 200 mm
Lebar trotoar	b	= 1000 m
Lebar yang ditinjau	b <sub>2</sub>	= 1000 m
Diameter tulangan utama		= 12 mm
Diameter tulangan bagi		= 10 mm
Tebal selimut beton	d'	= 35 mm
Kuat tekan beton	f <sub>c</sub> '	= 25 MPa
Tegangan leleh baja	f <sub>y</sub>	= 320 MPa
Berat isi beton bertulang		= 25 kN/m <sup>3</sup>
Berat isi beton tak bertulang		= 24 kN/m <sup>3</sup>
Beban pejalan kaki	q	= 5 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.4.2 Pembebanan

o Beban mati

-	Berat sendiri $q_1$	$= b_2 \times h \times W'c$ $= 1m \times 0,20m \times 25kN/m^3$ $= 5 kN/m$	
-	Berat pelat lantai $q_2$	$= b_2 \times ts \times Wc$ $= 1m \times 0,3m \times 25 kN/m^3$ $= 7,5 kN/m$	
			+
$qd$		$= 12,5 kN/m$	

o Beban Hidup

$$qL = h_1 \times q = 0,20 \text{ m} \times 5 \text{ kN/m}^2 = 1,00 \text{ kN/m}$$

#### 4.4.3 Analisa Struktur

$$\begin{aligned} M_D &= 1/8 \times qD \times l^2 \\ &= 1/8 \times 12,5 \text{ kN/m} \times (1\text{m})^2 \\ &= 1,562 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= qL \times l^2 \\ &= 1,00 \text{ kN/m} \times (1\text{m})^2 \\ &= 1,00 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1,3 M_D + 1,8 M_L \\ &= (1,3 \times 1,56 \text{ kN.m}) + (1,8 \times 1,00 \text{ kN.m}) \\ &= 3,831 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

#### 4.4.4 Penulangan Trotoar

$$\begin{aligned} d &= h - d' - \frac{1}{2} \text{Ø tul lentur} - \text{Ø tul bagi} \\ &= 200 - 35 - (\frac{1}{2} 12) - 10 \\ &= 149 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_{max}}{\phi} = \frac{3831250}{0,8} = 4789063 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{4789062,5 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times 22201 \text{ mm}^2} = 0,22 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 25 \text{ MPa}} = 15,06$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 m R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{15,06} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 15,06 \times 0,22}{320} \right)} \right) \\ &= 0,0006 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} \\ &= 0,004 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 25}{320} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 320} \\ &= 0,032 \end{aligned}$$

Cek,

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\text{maks}}$$

$$0,004 > 0,0006 < 0,047$$

Maka  $\rho = 0,004$

**NO OK**

a. Perhitungan Tulangan Utama

Perhitungan luas tulangan lentur

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,004 \times 1000 \times 149 \\ &= 651,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 \\
 &= 113,10
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan geser D 12, maka jarak minimum antar tulangan :

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{A_s} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times (12\text{mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{651,88 \text{ mm}^2} \\
 &= 173,494 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D 12 – 150 mm

#### b. Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 \text{As geser} &= 50\% \times \text{As pasang} \\
 &= 50\% \times 753,98 \text{ mm}^2 \\
 &= 376,99 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan geser D 10, maka jarak minimum antar tulangan :

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{A_s} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times (10\text{mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{376,99 \text{ mm}^2} \\
 &= 208,333 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D 10 – 200 mm

## 4.5 Kerb

### 4.5.1 Data Perencanaan Kerb

Tinggi kerb	h	= 200 mm
Lebar kerb	b <sub>1</sub>	= 200 mm
	b <sub>2</sub>	= 150 mm
Lebar yang ditinjau		= 1000 mm
Tebal selimut beton	d'	= 25 mm
Tegangan leleh baja		= 320 MPa
Diameter tulangan lentur	∅	= 12 mm
Diameter tulangan bagi	∅	= 8 mm

Kuat tekan beton	= 25 MPa
Berat isi beton bertulang	= 25 kN/m <sup>3</sup>
Beban pejalan kaki q	= 5 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.5.2 Pembebanan

Berdasarkan RSNIT-02-2005 pasal 12.1, kerb harus direncanakan untuk menahan beban rencana ultimit sebesar 15 kN/m yang bekerja sepanjang bagian atas jembatan serta gaya horizontal melintang jembatan sebesar 500 kg/m yang bekerja di puncak kerb.

##### a. Beban Mati

$$\begin{aligned}
 \text{- Berat Sendiri (P)} &= t \times b \times Wc \\
 &= 0,20\text{m} \times 1\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \\
 &= 5,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

##### b. Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 \text{- Beban pejalan kaki (q)} &= 5 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{- Beban horizontal (Ph)} &= t \times q \\
 &= 0,2\text{m} \times 5\text{kN/m}^2 \\
 &= 1 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

#### 4.5.3 Analisa Struktur

$$\begin{aligned}
 M_D &= \frac{1}{2} \times P \times t^3 \\
 &= \frac{1}{2} \times 5,0 \text{ kN/m} \times (0,20\text{m})^2 \\
 &= 0,10 \text{ kN.m} \\
 M_L &= Ph \times t \\
 &= 1,0 \text{ kN/m} \times (0,2 \text{ m})^2 \\
 &= 0,2 \text{ kN/m} \\
 M_u &= 1,3 M_D + 1,8 M_L \\
 &= (1,3 \times 0,10 \text{ kN.m}) + (1,8 \times 0,2 \text{ kN.m}) \\
 &= 0,49 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

#### 4.5.4 Penulangan pada Kerb

$$\begin{aligned}
 d &= h - d' - \frac{1}{2} \text{ tul.lentur} - \text{tul.bagi} \\
 &= 200 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{1}{2} \times 12 \text{ mm} - 10 \text{ mm} \\
 &= 159 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_{\max}}{\phi} = \frac{490000 \text{ N.mm}}{0,8} \\ &= 612500 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} = \frac{612500 \text{ Nmm}}{1000\text{mm} \times (159 \text{ mm})^2} \\ &= 0,02 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{320 \text{ MPa}}{0,85 \times 25 \text{ MPa}} \\ &= 15,06 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 m R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{15,06} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 15,06 \times 0,02}{320} \right)} \right) \\ &= 0,00008 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320 \text{ MPa}} \\ &= 0,004 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 25 \text{ MPa}}{320 \text{ MPa}} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 320 \text{ MPa}} \\ &= 0,032 \end{aligned}$$

Cek,

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,004 > 0,00008 < 0,032$$

**NO OK**

Karena  $\rho < \rho_{\min}$  sehingga dipakai  $\rho_{\min} = 0,004$

a. Tulangan Utama

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,004 \times 1000 \text{ mm} \times 159 \text{ mm} \\ &= 635,63 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan  $\emptyset 12 - 150$  untuk satu sisi

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{\text{As}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times (12\text{mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}^2} \\ &= 753,98 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} \text{As geser} &= 20 \% \times \text{As pasang} \\ &= 20\% \times 753,98 \text{ mm}^2 \\ &= 150,80 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times (8)^2 \times 4 \\ &= 201,06 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi  $4\emptyset 8 - 200 \text{ mm}$

## 4.6 Pelat Lantai Kendaraan

### 4.6.1 Desain Dimensi Pelat Lantai

Menurut *SNI T -12-2004*, tebal minimum pelat lantai kendaraan,

$$\begin{aligned} d &\geq 200 \text{ mm} \\ d &\geq (100 + 40 L)\text{mm} \\ d &\geq (100 + (40 \times 1,75 \text{ m}))\text{mm} \\ d &\geq 170 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan, L = dalam (meter) jarak antar gelagar

Direncanakan tebal pelat lantai kendaraan 300 mm

### 4.6.2 Data Pelat Lantai Kendaraan

A. Data Geometris Jembatan

Tebal slab lantai jembatan	ts	= 300 mm
Tebal lapisan aspal + overlay	ta	= 70 mm
Tebal genangan air hujan	th	= 50 mm
Jarak antara gelagar baja	s	= 1,75 m
Lebar jalur lalu-lintas	b <sub>1</sub>	= 10 m

Lebar Trotoar	$b_2$	= 1 m
Lebar total jembatan	$b_t$	= 12 m
Panjang bentang jembatan	L	= 50 m

## B. Data Material

### a. Mutu Beton

Kuat tekan beton $f_c' = 0,83 (K/10)$		= 25 MPa
Modulus elastis, $E_c = 4700 \sqrt{f_c'}$		= 23500 MPa
Angka poisson, $\mu$		= 0,2
Modulus geser $G = E_c / (2 \times (1 + \mu))$		= 9791,667 MPa
Koef. muai panjang, $\alpha$		= 0,00001/°C

### b. Mutu Baja

Baja tulangan $\phi > 12 \text{ U}$		= 39
Tegangan leleh $f_y$		= 390 MPa
Baja tulangan $\phi \leq 12 \text{ U}$		= 24
Tegangan leleh $f_y$		= 240 MPa

### c. Berat Jenis

Berat beton bertulang	$W_c$	= 25 kN/m <sup>3</sup>
Berat beton tak-bertulang	$W'c$	= 22 kN/m <sup>3</sup>
Berat aspal	$W_a$	= 22 kN/m <sup>3</sup>
Berat jenis air	$W_w$	= 9,8 kN/m <sup>3</sup>
Berat baja	$W_s$	= 77 kN/m <sup>3</sup>

## 4.6.3 Pembebanan

Ditinjau lantai selebar 1 meter pada arah memanjang jembatan.

### 1. Berat Sendiri $M_s$

Faktor beban layan ( $\gamma^s MS$ )	= 1
Faktor beban ultimit ( $\gamma^u MS$ )	= 1,3
Lantai Jembatan $Q_{MS}$	= $t_s \times b \times W_c$ = $0,3\text{m} \times 1\text{m} \times 25\text{kN/m}^3$ = 7,50 kN/m

## 2. Beban Mati Tambahan (MA)

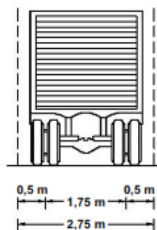
$$\begin{aligned}
 \text{Faktor beban layan } (Y^{SMA}) &= 1 \\
 \text{Faktor beban ultimit } (Y^{SMA}) &= 2 \\
 \text{Lapisan aspal + overlay } (Q_A) &= t_a \times b \times W_a \\
 &= 0,07\text{m} \times 1\text{m} \times \\
 & 2\text{kN/m}^3 \\
 &= 1,54 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Genangan air hujan } (Q_H) &= t_h \times b \times W_w \\
 &= 0,05\text{m} \times 1\text{m} \times 9,8\text{kN/m}^3 \\
 &= 0,49\text{kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{MA} &= Q_A + Q_H \\
 &= 1,54\text{kN/m} + 0,49 \text{ kN/m} \\
 &= 2,03 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 3. Beban Truk "T" (TT)

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor beban layan } (Y^{STT}) &= 1 \\
 \text{Faktor beban ultimit } (Y^{UTT}) &= 1,8 \\
 \text{Panjang jembatan} &= 50 \text{ m} \\
 \text{Faktor beban dinamis} &= 30 \% \\
 \text{Beban hidup lantai jembatan berupa roda ganda truk} \\
 \text{(beban T)} &= 112,5 \text{ kN} \\
 \text{Beban Truk "T" menjadi Ptt} &= (1+\text{FBD}) \times T \\
 &= (1+0,3) \times 112,5 \\
 &= 146,250 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



**Gambar 4.5** Jarak Roda Belakang Truk

## 4. Beban Angin pada kendaraan (SNI 1725-2016)

## 9 Tekanan angin Horizontal

**Tabel 4.1** Nilai  $V_0$  dan  $Z_0$  untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
$V_0$ (km/jam)	13.2	17.6	19.3
$Z_0$ (mm)	70	1000	2500

$$\begin{aligned}
 V_{DZ} &= 2,5 V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \\
 &= 2,5 \times 13,2 \left( \frac{100}{100} \right) \ln \left( \frac{3500}{70} \right) \\
 &= 129 \text{ km/jam} \\
 &= 35,86 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

9 Beban angin pada struktur ( $Ew_s$ )

**Tabel 4.2** Tekanan angin dasar

Komponen bangunan atas	Angin tekan (Mpa)	Angin hisap (Mpa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0.0024	0.0012
Balok	0.0024	N/A
Permukaan datar	0.0019	N/A

$$\begin{aligned}
 P_D &= P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\
 &= 0,0019 \left( \frac{129,10}{100} \right)^2 \\
 &= 0,00216 \text{ MPa} \\
 &= 215,88 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban angin yang diterima oleh plat

$$\begin{aligned}
 P_D &= 215,88 \text{ kg/m}^2 \times t_s \times 1 \\
 &= 64,764 \text{ kg} \\
 &= 0,648 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

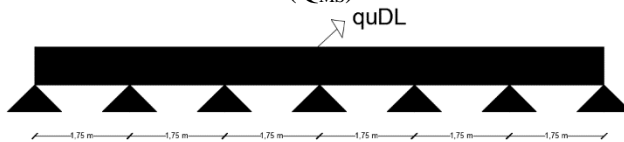
## 9 Beban angin pada kendaraan

**Tabel 4.3** Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan

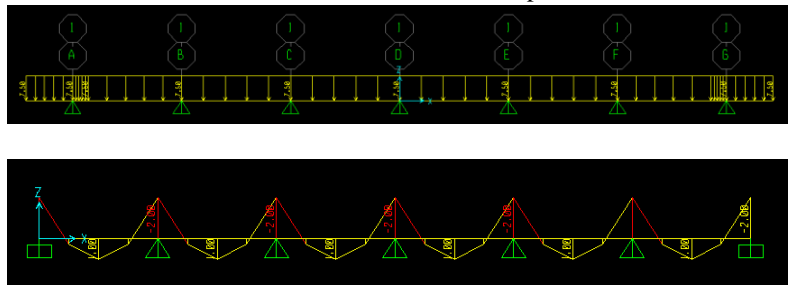
Sudut derajat	Komponen tegak lurus N/mm	Komponen sejajar N/mm
0	1.46	0.00
15	1.28	0.18
30	1.20	0.35
45	0.96	0.47
60	0.50	0.55

### 4.6.4 Momen pada Pelat Kendaraan

#### a. Akibat Berat Sendiri ( $Q_{MS}$ )



**Gambar 4.6** Pembebanan akibat beban mati pelat lantai



**Gambar 4.7** Analisis  $Q_{MS}$  pada SAP 2000

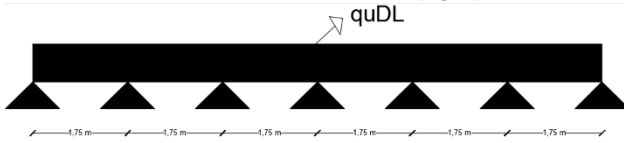
Momen tumpuan maksimum

$$M_{MS}^T = 2,00 \text{ kN.m}$$

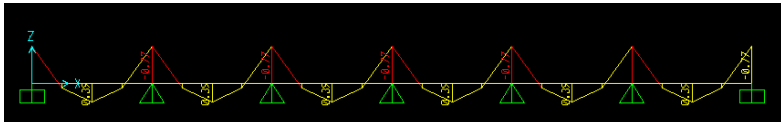
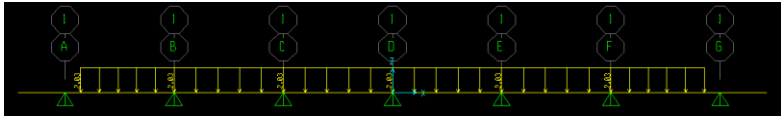
Momen lapangan maksimum

$$M_{MS}^L = 1,00 \text{ kN.m}$$

b. Akibat Beban Mati Tambahan ( $Q_{MA}$ )



**Gambar 4.8** Pembebanan akibat beban mati tambahan pelat lantai



**Gambar 4.9** Analisis  $Q_{MA}$  pada SAP 2000

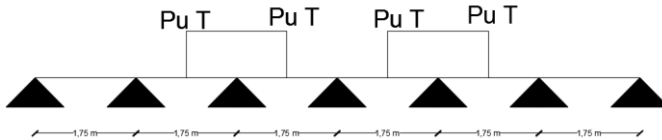
Momen tumpuan maksimum

$$M_{MA}^T = 0,77 \text{ kN.m}$$

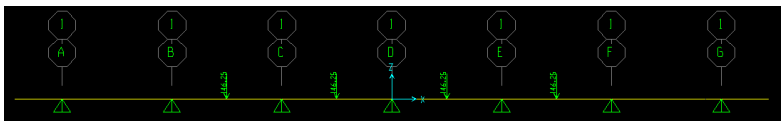
Momen lapangan maksimum

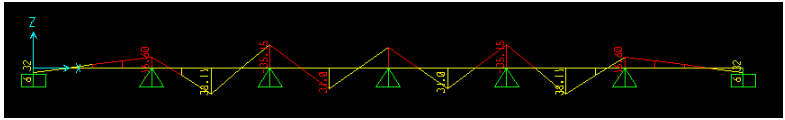
$$M_{MA}^L = 0,39 \text{ kN.m}$$

c. Akibat Beban Truk “T” ( $P_{TT}$ )



**Gambar 4.10** Pembebanan akibat 1 truk





**Gambar 4.1112** Analisis  $P_{TT}$  pada SAP 2000

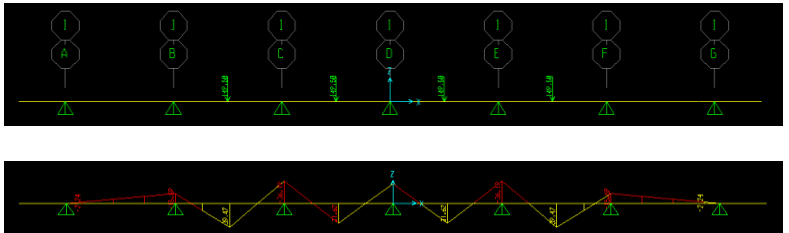
Momen tumpuan maksimum

$$M_{TT}^T = 35,41 \text{ kN.m}$$

Momen lapangan maksimum

$$M_{LL}^L = 38,61 \text{ kN.m}$$

d. Akibat Beban Kendaraan Khusus



**Gambar 4.13** Analisis Beban Kendaraan Khusus pada SAP 2000

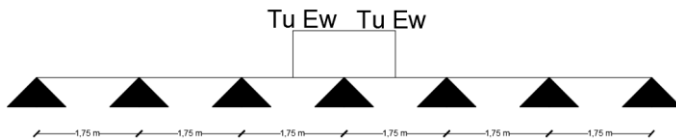
Momen tumpuan maksimum

$$M_{TT}^T = 35,19 \text{ kN.m}$$

Momen lapangan maksimum

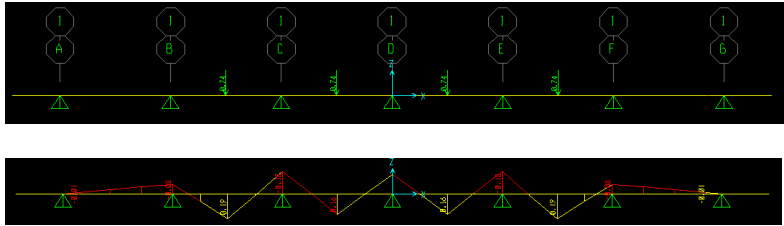
$$M_{LL}^L = 39,47 \text{ kN.m}$$

e. Akibat Beban Angin ( $K_{EW}$ )



**Gambar 4.14** Pembebanan akibat beban angin





**Gambar 4.15** Analisa Beban Angin pada SAP 2000

Momen tumpuan maksimum

$$M_{TT}^T = 0,18 \text{ kN.m}$$

Momen lapangan maksimum

$$M_{LL}^L = 0,19 \text{ kN.m}$$

f. Rekapitulasi Momen

**Tabel 4.4** Rekapitulasi Momen Pelat Lantai Kendaraan

NO	Jenis beban	Faktor beban	M Tumpuan (kNm)	M Lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	$\gamma_{MS}$	2.20	1.00
2	Beban mati tambahan	$\gamma_{MA}$	0.61	0.47
3	Beban truk "T"	$\gamma_{TT}$	35.41	38.61
4	Beban truk khusus		36.19	39.47
5a	Beban Angin	$K_{EW}$	0.18	
5b	Beban Angin	$K_{EW}$		0.19

Kombinasi 1  
x Kuat 1

**Tabel 4.5** Kombinasi kuat 1

NO	Jenis beban	Faktor beban	M Tumpuan Layan (kNm)	M Lapangan Layan (kNm)	Mu tumpuan (kNm)	Mu lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	2.20	1.00	2.86	1.30
2	Beban mati tambahan	2.0	0.61	0.47	1.22	0.94
3	Beban truk "T"	1.8	35.41	38.61	63.74	69.50
4	Pengaruh Temperatur	1.2	-	-	-	-
5a	Beban angin	-	0.18		-	
5b	Beban angin	-		0.19		-
Total Momen ultimit slab					67.82	71.73

Kombinasi 2  
x Kuat 2

**Tabel 4.6** Kombinasi kuat 2

NO	Jenis beban	Faktor beban	M Tumpuan Layan (kNm)	M Lapangan Layan (kNm)	Mu Tumpuan (kNm)	Mu Lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	2.20	1.00	2.86	1.30
2	Beban mati tambahan	2.0	0.61	0.47	1.22	0.94
3	Beban kendaraan khusus	1.8	36.19	39.47	65.14	71.05
4	Pengaruh Temperatur	1.2	-	-	-	-
5a	Beban angin	-	0.18		-	
5b	Beban angin	-		0.19		-
Total Momen ultimit slab					69.22	73.28

## Kombinasi 3

x Kuat 3

**Tabel 4.7** Kombinasi kuat 3

NO	Jenis beban	Faktor beban	M Tumpuan Layan (kNm)	M Lapangan Layan (kNm)	Mu Tumpuan (kNm)	Mu Lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	2.20	1.00	2.86	1.30
2	Beban mati tambahan	1.4	0.61	0.47	0.85	0.66
3	Beban truk "T"	-	-	-	-	-
4	Pengaruh Temperatur	1.2	-	-	-	-
5a	Beban angin	1.4	0.18		0.25	
5b	Beban angin	1.4		0.19		0.27
Total Momen ultimit slab					4.22	2.22

## Kombinasi 4

x Layan 1

**Tabel 4.8** Kombinasi Layan 1

NO	Jenis beban	Faktor beban	M Tumpuan Layan (kNm)	M Lapangan Layan (kNm)	Mu Tumpuan (kNm)	Mu Lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	1.0	2.20	1.00	2.20	1.00
2	Beban mati tambahan	1.0	0.61	0.47	0.61	0.47
3	Beban truk "T"	1.0	35.41	38.61	35.41	38.61
4a	Beban angin	1.0	0.18		0.18	
4b	Beban angin	1.0		0.19		0.19
Total Momen ultimit slab					38.40	40.27

#### 4.6.4 Penulangan pada Pelat Lantai Kendaraan

##### 4.6.4.1 Tulangan Lapangan (Tulangan lentur positif)

###### Kuat 1

$$\begin{aligned}
 \text{Momen Maksimum} &= 73.281 \text{ kNm} \\
 &= 73281320 \text{ Nmm} \\
 \text{Mutu beton } (f_c') &= 25 \text{ MPa} \\
 \text{Mutu baja } (f_y) &= 390 \text{ MPa} \\
 \text{Selimut beton } (d') &= 30 \text{ mm} \\
 \text{Lebar yang ditinjau } b &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{tulangan lentur} &= 16 \text{ mm} \\
 \text{tulangan bagi} &= 13 \text{ mm} \\
 \text{Tebal efektif } (d) &= t_s - d' \\
 &= 300 \text{ mm} - 30 \text{ mm} = 270 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

###### a. Tulangan Lentur

$$M_n = \frac{M_{\max}}{\phi} = \frac{73281320}{0,8} = 91601650 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{91601650 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times 72900 \text{ mm}^2} = 1,260 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25 \text{ MPa}} = 18,353$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390 \text{ MPa}} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 25}{390} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 390} \\
 &= 0,028
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,028 \\
 &= 0,021
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 m R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 18,353 \times 1,260}{390} \right)} \right) \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

Cek,

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0036 > 0,0033 < 0,021$$

**NO OK**

Karena  $\rho < \rho_{\min}$  sehingga dipakai  $\rho_{\min} = 0,0036$

Luas tulangan lentur yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 1000 \text{ mm} \times 270 \text{ mm} \\ &= 969,231 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak terjauh antar tulangan untuk,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{969,231 \text{ mm}^2} \\ &= 207,4 \text{ mm}\end{aligned}$$

Rencana tulangan lentur D 16 – 200 mm

$$\begin{aligned}A_s \text{ Rencana} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{s} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \\ &= 1005,31 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

**Dengan  $A_s$  rencana  $>$   $A_s$  perlu ( Memenuhi )**

## b. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} \text{As geser} &= 50\% \times \text{As perlu} \\ &= 50\% \times 100,31 \text{ mm}^2 \\ &= 502,655 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan geser  $\emptyset$  , maka jarak minimum antar tulangan :

$$\begin{aligned} s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset g^2 \times b}{\text{As}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times (13 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{502,655 \text{ mm}^2} \\ &= 264,062 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D 13 – 150 mm

**4.6.4.2. Tulangan Tumpuan ( Tulangan lentur negatif)****Kuat 1**

$$\begin{aligned} \text{Momen Maksimum} &= 69,22 \text{ kNm} \\ &= 69222000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton } (d') = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar yang ditinjau } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{tulangan lentur} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{tulangan bagi} = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif } (d) &= ts - d' \\ &= 300 \text{ mm} - 30 \text{ mm} = 270 \text{ mm} \end{aligned}$$

## a. Tulangan Lentur

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mmax}}{\emptyset} = \frac{69222000}{0,8} = 86527500 \text{ Nmm}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{bd^2} = \frac{86527500 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times 70225 \text{ mm}^2} = 1,19 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25 \text{ MPa}} = 18,353$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390 \text{ MPa}} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{390} \times 0,85 \times \frac{600}{600+390} \\ &= 0,028 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 m R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 18,353 \times 1,19}{390} \right)} \right) \\ &= 0,0031 \end{aligned}$$

Cek,

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0036 > 0,0031 < 0,021$$

**NO OK**

Karena  $\rho < \rho_{\min}$  sehingga dipakai  $\rho_{\min} = 0,0036$

Luas tulangan lentur yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 1000 \text{ mm} \times 270 \text{ mm} \\ &= 969,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak terjauh antar tulangan untuk,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{969,23 \text{ mm}^2} \\ &= 207,445 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rencana tulangan lentur D 16 – 200 mm

$$\begin{aligned} \text{As Rencana} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{S} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \\ &= 1005,31 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

**Dengan As rencana > As perlu ( Memenuhi )**

b. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} \text{As geser} &= 50\% \times \text{As perlu} \\ &= 50\% \times 1005,31 \text{ mm}^2 \\ &= 502,56 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan geser  $\emptyset$  , maka jarak minimum antar tulangan :

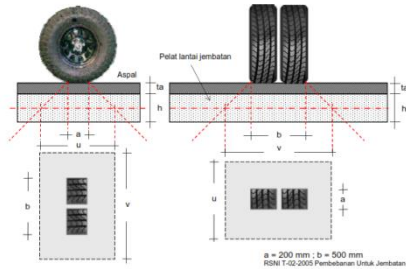
$$\begin{aligned} s &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 \times b}{\text{As}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times (10 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{502,56 \text{ mm}^2} \\ &= 156,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D 10 – 150 mm



## 4.6.5 Geser Pons

### 4.6.5.1 Geser Pons di Tengan Pelat



**Gambar 4.16** Geser Pons

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 f \quad d' &= 30 \text{ mm} \\
 f \quad a &= 250 \text{ mm} \\
 f \quad b &= 750 \text{ mm} \\
 f \quad ta &= 70 \text{ mm} \\
 f \quad ts &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 u &= a + 2ta + ts \\
 &= 250 \text{ mm} + (2 \times 70 \text{ mm}) + 300 \text{ mm} \\
 &= 690 \text{ mm} = 0,69 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v &= b + 2ta + ts \\
 &= 750 \text{ mm} + (2 \times 70 \text{ mm}) + 300 \text{ mm} \\
 &= 1190 \text{ mm} = 1,190 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b' &= 2u + 2v \\
 &= (2 \times 0,69 \text{ m}) + (2 \times 1,190 \text{ m}) \\
 &= 3,760 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{pons}} &= 2 \times b' \times ts \\
 &= 2 \times 3,760 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \\
 &= 2,030 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal lantai geser tanpa tulangan geser :

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times A_{\text{pons}} \\ &= 1/6 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 2,030 \text{ m}^2 \\ &= 1692000 \text{ N} \\ &= 1692 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban hidup pada lantai jembatan berupa beban roda gandar oleh truk (beban T) besarnya = 112,5 kN

$$\begin{aligned} \text{Beban Truk menjadi } P_{TT} &= (1 + \text{FBD}) \times T \\ P_{TT} &= (1 + 0,3) \times 112,5 \text{ kN} \\ P_{TT} &= 146,250 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekuatan geser terfaktor :

$$\begin{aligned} \gamma_{TT}^U \times P_{TT} &\leq \phi \times V_c \\ 2 \times 146,250 &\leq 0,7 \times 1692 \\ 263,250 \text{ kN} &\leq 1184,167 \text{ kN} \end{aligned}$$

**Pelat lantai tanpa tulangan geser aman terhadap geser pons**

#### 4.6.5.2 Geser Pons di Ujung Pelat

Diketahui :

$$\begin{aligned} f \quad d' &= 30 \text{ mm} \\ f \quad a &= 250 \text{ mm} \\ f \quad b &= 750 \text{ mm} \\ f \quad t_a &= 70 \text{ mm} \\ f \quad t_s &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} u' &= \frac{1}{2} u + \frac{1}{2} a \\ &= (\frac{1}{2} \times 690 \text{ mm}) + (\frac{1}{2} \times 250 \text{ mm}) \\ &= 240 \text{ mm} = 0,24 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b' &= 2u' + 2v \\ &= (2 \times 0,24 \text{ m}) + (2 \times 1,190 \text{ m}) \\ &= 2,86 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{pons}} &= 2 \times b' \times t_s \\
 &= 2 \times 2,86 \times 0,3 \text{ m} \\
 &= 1,716 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal lantai geser tanpa tulangan geser :

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times A_{\text{pons}} \\
 &= 1/6 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 1,716 \text{ m}^2 \\
 &= 1430000 \text{ N} \\
 &= 1430 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban hidup pada lantai jembatan berupa beban roda gandar oleh truk (beban T) besarnya = 112,5 kN

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Truk menjadi} &= (1+\text{FBD}) \times T \\
 P_{\text{TT}} &= (1 + 0,3) \times 112,5 \text{ kN} \\
 P_{\text{TT}} &= 146,250 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

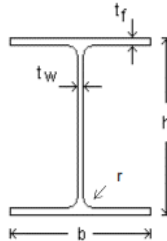
Kekuatan geser terfaktor :

$$\begin{aligned}
 \gamma_{\text{TT}}^U \times P_{\text{TT}} &\leq \phi \times V_c \\
 2 \times 146,250 &\leq 0,7 \times 1430 \\
 263,250 \text{ kN} &\leq 1001 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

**Pelat lantai tanpa tulangan geser aman terhadap geser pons.**

## 4.7 Gelagar Memanjang

### 4.7.1 Desain Dimensi Gelagar Memanjang



**Gambar 4.17** Penampang Gelagar Memanjang

x	Tinggi	$h$	= 2700 mm
x	Lebar	$b$	= 800 mm
x	Tebal sayap	$t_f$	= 80 mm
x	Tebal badan	$t_w$	= 40 mm
x	Luas penampang	$A_s$	= 2296 cm <sup>2</sup>
x	$y_t$		= 1350 mm
x	$y_b$		= 1350 mm
x	$h_s$		= 2540 mm

### 4.7.2 Data Gelagar Memanjang

#### A. Data Geometris Jembatan

9	panjang jembatan	$L$	= 50 m
9	tebal aspal	$t_a$	= 7 cm
9	tebal pelat lantai kendaraan	$t_s$	= 300 mm
9	jarak antar gelagar	$s$	= 1,75 m

#### B. Data Material

9	mutu beton		= K – 300
9	kuat tekan beton	$f_c'$	= 25 Mpa
9	modulus elastis beton	$E_c$	= 2345,95 MPa
9	mutu baja tulangan		= BJ – 41
9	tegangan ultimit	$f_u$	= 410 Mpa
9	tegangan leleh	$f_y$	= 250 MPa

9 modulus elastis baja  $E_s = 200000 \text{ MPa}$

## A. Momen Nominal

### 1. Tinjauan kekuatan lentur berdasarkan tekuk lokal

$\frac{3}{4}$  Cek kekompakan profil

- Pelat Sayap Atas (Flens)

$$\begin{aligned} \lambda_f &\leq \lambda_p \\ \frac{b}{2t_f} &\leq \frac{170}{\sqrt{f_y}} \\ \frac{800 \text{ mm}}{2 \times 80 \text{ mm}} &\leq \frac{170}{\sqrt{250 \text{ MPa}}} \\ 5,00 &< 10,75 \end{aligned}$$

**(Penampang Kompak)**

- Pelat Badan (Web)

$$\begin{aligned} \lambda_w &\leq \lambda_p \\ \frac{h}{t_w} &\leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \\ \frac{2540 \text{ mm}}{40 \text{ mm}} &\leq \frac{1680}{\sqrt{250 \text{ MPa}}} \\ 63,50 &< 106,25 \end{aligned}$$

**(Penampang Kompak)**

### Modulus Section ( $Z_x$ Penampang)

Rumus Modulus Plastis penampang balok IWF untuk arah sumbu kuat seperti di bawah :

$$Z_x = (b \times t_f)(h - t_f) + t_w(1/2h - t_f)(1/2h - t_f)$$

Dimana:

$t_f$  = tebal flange  $h$  = tinggi profil

$t_w$  = tebal web  $b$  = lebar profil

$$\begin{aligned} Z_x &= (800\text{mm} \times 80\text{mm})(2700\text{mm} - 80\text{mm}) + (40\text{mm} \times \\ &(1/2 \cdot 2700\text{mm} - 80\text{mm})(1/2 \cdot 2700\text{mm} - 80\text{mm})) \\ &= 232196000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_x \text{ penampang} &> Z_x \text{ beban kerja (tanpa berat profil)} \\ 232196000 \text{ mm}^3 &> 61731944 \text{ mm}^3 \quad \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z_y &= (0,5b^2tf) + (0,25 tw^2 (d - 2tf)) \\
 &= (0,5 \times (800\text{mm})^2 \times 80\text{mm} + (0,25 \times (40\text{mm})^2 \times \\
 &\quad (2540 \text{ mm} - 2 \times 80\text{mm})) \\
 &= 26552000 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

### Inersia

$$\begin{aligned}
 - \quad I_x &= (0,08 tw d^3) + (0,08 2b tf^3) + (2b tf (yt+0,5tf)) \\
 &= (0,08.40\text{mm} \cdot (2540\text{mm})^3 + (0,08 \cdot 2 \cdot 800\text{mm} \cdot \\
 &\quad (80\text{mm})^3 + 2 \cdot 800\text{mm} \cdot 80\text{mm} \cdot (1350\text{mm} + \\
 &\quad 0,5 \cdot 80\text{mm})) \\
 &= 52682060800 \text{ mm}^4 = 5268206,08 \text{ cm}^4 \\
 \\
 - \quad I_y &= 2(0,08 tf b^3) + (0,08 tw^3 d) \\
 &= 2(0,08 \cdot 80\text{mm} \cdot (800\text{mm})^3 + (0,08 \cdot (40\text{mm})^3 \cdot \\
 &\quad 2540 \text{ mm}) \\
 &= 6566604800 \text{ mm}^4 = 656660,48 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

### Luas Penampang

$$\begin{aligned}
 A_s &= 2(tf \times b) + (h - 2tf)tw \\
 &= 2 (8 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}) + (270 \text{ cm} - 2 \times 8\text{cm})4\text{cm} \\
 &= 2296,0 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

### Berat Profil

$$\begin{aligned}
 W &= (W_s \times A_s) \\
 &= 77 \text{ kN/m} \times 0,2296 \text{ m}^2 \\
 &= 17,68 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### Radius Girasi

$$\begin{aligned}
 r_x &= \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = \sqrt{\frac{5268206,08\text{cm}^4}{2296 \text{ cm}^2}} = 47,90 \text{ cm} = 479,01 \text{ mm} \\
 r_y &= \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = \sqrt{\frac{656660,48\text{cm}^4}{2296 \text{ cm}^2}} = 16,91 \text{ cm} = 169,12 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

¾ Momen Nominal ( $M_n$ )

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_p = Z_x \times f_y \\
 &= 232196000 \text{ mm}^3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 90556440000 \text{ N.mm} \\
 &= 90556,44 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Momen nominal terfaktor,

$$\begin{aligned}
 M_u &= \phi \times M_n \\
 &= 0,9 \times 90556,44 \text{ kN.m} \\
 &= 81500,80 \text{ Nm}
 \end{aligned}$$

## 2. Tinjauan kekuatan lentur berdasarkan tekuk torsi lateral

## ¾ Sifat profil WF

$$\begin{aligned}
 S_x &= I_x / (0,5d) \\
 &= 5268206,08 \text{ cm}^4 / (0,5 \times 254 \text{ cm}) \\
 &= 41481,94 \text{ cm}^3 = 41481937,6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Modulus geser,

$$\begin{aligned}
 G &= \frac{E}{2 \times (1 + \mu)} \\
 &= \frac{200000 \text{ MPa}}{2 \times (1 + 0,3)} \\
 &= 76923 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Konstanta torsi,

$$\begin{aligned}
 J &= 0,33((2b \text{ t}^3) + (h \text{ t}^3)) \\
 &= 0,33 (2.800\text{mm} \cdot (80\text{mm})^3 + 2700\text{mm} \cdot (40\text{mm})^3) \\
 &= 327360000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Konstanta warping,

$$\begin{aligned}
 C_w &= 1/12 \times \text{t} \times b^2 \times h^2 \\
 &= 1/12 \times 80 \text{ mm} \times (800 \text{ mm})^2 \times (2700 \text{ mm})^2 \\
 &= 3110400000000 \text{ mm}^5
 \end{aligned}$$

<sup>3</sup>/<sub>4</sub> Batas panjang bentang antara dua pengaku lateral

$$L_b = 8000 \text{ mm}$$

$$F_1 = f_y - f_r$$

$$= 250 \text{ MPa} - 115 \text{ MPa}$$

$$= 135 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} \\ &= \frac{\pi}{41481937,6 \text{ mm}^3} \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa} \cdot 76923 \text{ MPa} \cdot 327360000 \text{ mm}^4 \cdot 2296 \text{ mm}^2}{2}} \\ &= 57586,13 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_2 &= 4 \left( \frac{S_x}{G J} \right)^2 \frac{C_w}{I_y} \\ &= 4 \left( \frac{41481937,6 \text{ mm}^3}{76923 \text{ MPa} \times 310464000 \text{ mm}^4} \right)^2 \frac{3110400000000 \text{ mm}^5}{6566604800 \text{ mm}^4} \\ &= 0,0000000514 \text{ mm}^4/\text{N}^2 \end{aligned}$$

### Periksa Tekuk Torsi Lateral

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 169,12 \text{ mm} \times \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} \\ &= 8419 \text{ mm} = 8,419 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_r &= r_y \left( \frac{x_1}{f_y - f_r} \right) \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (f_y - f_r)^2}} \\ &= 169,12 \left( \frac{57586,13}{250 - 115} \right) \sqrt{1 + \sqrt{0,0000000514 (250 - 115)^2}} \\ &= 102032 \text{ mm} = 102,032 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L_p = 8419 \text{ mm} < L_b = 8000 \text{ mm} < L_r = 102032 \text{ mm}$$

Maka, **Balok Bentang Pendek** ( $L_b \leq L_p$ )



¾ Kekuatan lentur nominal

$$\begin{aligned} M_n = M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 232196000 \text{ mm}^3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \\ &= 90556440000 \text{ N.mm} \\ &= 90556,44 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

### 4.7.3 Analisa Gelagar Sebelum dan Sesudah Komposit

#### 4.7.3.1 Pelaksanaan Tanpa Perancah

##### Sebelum Komposit

##### Pembebanan

1. Beban Mati (q DL)

Berat sendiri profil	= 17,06 kN/m	
Plat lantai beton	= ts x s x Wc	
	= 0,3 m x 1,75 m x 25 kN/m <sup>3</sup>	
	= 13,13 kN/m	
Berat bekisting	= 0,15 kN/m	+
qDL		= 30,95 kN/m

2. Beban Hidup (q LL)

Beban pekerja	= q x s
	= 5 kN/m <sup>2</sup> x 1,75 m
	= 8,75 kN/m

Kombinasi pembebanan :

$$\begin{aligned} &= 1,3 \text{ DL} + 2 \text{ LL} \\ &= (1,3 \times 30,95 \text{ kN/m}) + (2 \times 8,75 \text{ kN/m}) \\ &= 57,74 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

##### Momen lentur

Momen maksimum yang terjadi ditengah bentang :

$$\begin{aligned} M_{\text{maks}} &= 1/8 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/8 \times 57,74 \text{ kN/m} \times (50 \text{ m})^2 \\ &= 18042,23 \text{ kN.m} \\ &= 18042233688 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada gelagar baja

- Pada tepi atas profil gelagar

$$\begin{aligned} F_{sa} &= \frac{M \times \frac{hs}{2}}{I_o} = \frac{18042233688 \text{ Nmm} \times \frac{2540 \text{ mm}}{2}}{27435261,33 \times 10^4 \text{ cm}^4} \\ &= 835,19 \text{ MPa} \quad (\text{Tekan}) \end{aligned}$$

- Pada tepi bawah profil gelagar

$$\begin{aligned} F_{sb} &= \frac{M \times \frac{hs}{2}}{I_o} = \frac{18042233688 \text{ Nmm} \times \frac{2540 \text{ mm}}{2}}{27435261,33 \times 10^4 \text{ cm}^4} \\ &= 835,19 \text{ MPa} \quad (\text{Tarik}) \end{aligned}$$

Lendutan

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{800} = \frac{50000 \text{ mm}}{800} = 62,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \delta_{terjadi} &= \frac{5 \times q_u \times L^4}{384 \times E \times I_o} \\ &= \frac{5 \times 57,74 \text{ kN/m} \times (50000 \text{ mm})^4}{384 \times 200000 \times 27435261,33 \text{ mm}^4} \\ &= 85,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka,  $\delta_{terjadi} < \delta_{ijin}$

$$85,6 \text{ mm} > 62,5 \text{ mm}$$

**NO OK**

## Sesudah Komposit Pembebanan

### 1. Beban Mati (q D)

$$\text{Berat sendiri profil} = 17,06 \text{ kN/m}$$

$$\text{Plat lantai beton} = t_s \times s \times W_c$$

$$= 0,3 \text{ m} \times 1,75 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$= 13,13 \text{ kN/m} \quad +$$

---


$$qD_{total} = 30,80 \text{ kN/m}$$

Beban Mati Tambahan (MA)

$$\text{Berat Aspal} = t_a \times s \times W_a$$

$$= 0,07 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3$$

$$= 1,54 \text{ kN/m}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Berat Air Hujan} & = & t_w \times s \times W_w \\
 & = & 0,05 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\
 & = & 0,49 \text{ kN/m} \quad + \\
 \hline
 q_{Ma_{\text{total}}} & = & 2,03 \text{ kN/m}
 \end{array}$$

## 2. Beban Hidup (q LL)

### Beban Merata

Sesuai dengan *SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1* beban terbagi rata (BTR) mempunyai  $q$  dengan besaran yang tergantung pada panjang total yang dibebani  $L$  yaitu :

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

$$x \quad \text{Jika } L > 30 \text{ m} : q = 9,0 (0,5 + 15/L) \text{ kPa}$$

Untuk  $\lambda = 50 \text{ m}$  , maka  $L = 50 \text{ m} > 30 \text{ m}$

$$\text{Maka : } q = 9,0 (0,5 + 15/50)$$

$$= 7,2 \text{ kPa}$$

$$P_{\text{BTR}} = q \times s$$

$$= 7,20 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m}$$

$$= 12,6 \text{ kN/m}$$

### Beban Terpusat

Sesuai dengan *SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1* , BGT dengan intensitas  $p$  kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas  $p$  adalah 49,0 kN/m.

Kombinasi pembebanan :

$$= 1,3D + 2MA + 1,8 L_{\text{BTR}}$$

$$= (1,3 \times 30,80 \text{ kN/m}) + (2 \times 2,03 \text{ kN/m}) + (1,8 \times 7,20$$

$$\text{ kN/m})$$

$$= 57,06 \text{ kN/m}$$

$$= 1,8L_{\text{BTR}}$$

$$= 1,8 \times 49 \text{ kN/m} \times 1 \text{ m}$$

$$= 88,2 \text{ kN}$$

Momen lentur

Momen maksimum yang terjadi ditengah bentang :

$$\begin{aligned} M \text{ maks} &= 1/8 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/8 \times 57,06 \text{ kN/m} \times (50 \text{ m})^2 \\ &= 17831,30 \text{ kN.m} \\ &= 17831296188 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ maks} &= 1/4 \times p \times L \\ &= 1/4 \times 88,2 \text{ kN} \times 50 \text{ m} \\ &= 1102,5 \text{ kN.m} \\ &= 1102500000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah momen} &= M_{\text{maks}_1} + M_{\text{maks}_2} \\ &= 18933796188 \text{ N.mm} \\ &= 18933,80 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Garis Netral Struktur Komposit

- a. Garis Netral Penampang Komposit

Lebar efektif (*RSNI T – 03 – 2005*)

$$\begin{aligned} b_E &= L/5 = 10 \text{ m} \\ b_E &= b_o = 1,75 \text{ m (menentukan)} \\ b_E &= 12.h_c = 3,6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus rasio } (n) &= E_s/E_c \\ &= 200000\text{MPa}/23452,95\text{MPa} \\ &= 8,53 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar equivalen baja} &= b_E/n \\ &= 1,75\text{m} / 8,53 \\ &= 0,205 \text{ m} = 205,21 \text{ mm} \end{aligned}$$

- b. Letak Garis Netral Komposit

- Luas penampang baja equivalen

$$\begin{aligned} A_c &= b_E \times h/n \\ &= 1750 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} / 8,53 \\ &= 61564 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 229600 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas total, } A_{\text{tot}} = 291164 \text{ mm}^2$$

- Statis momen ke sisi atas pelat beton,
 
$$A_{\text{total}} \cdot y_a = A_c \cdot hc/2 + A_s (hs/2 + hc)$$

$$291164 \cdot y_a = 61564 \cdot 150 + 229600 \cdot 1570$$

$$y_a = \frac{369706600 \text{ mm}^3}{291164 \text{ mm}^2}$$

$$y_a = 1269,75 \text{ mm}$$
- Statis momen ke sisi bawah flens bawah profil
 
$$A_{\text{total}} \cdot y_b = A_c (hs + hc/2) + A_s (hs/2)$$

$$291164 \cdot y_b = 61564 \cdot 2690 + 229600 \cdot 1270$$

$$y_b = \frac{457199164 \text{ mm}^3}{291164 \text{ mm}^2}$$

$$y_b = 1570,25 \text{ mm}$$
- Statis momen sisi atas flens
 
$$y_{\text{ts}} = y_a - t_s$$

$$= 1269,75 \text{ mm} - 300 \text{ mm}$$

$$= 969,75 \text{ mm}$$

Kontrol

$$y_a + y_b = hs + hc$$

$$1269,75 + 1570,25 = 2540 + 300$$

$$2840 \text{ mm} = 2840 \text{ mm}$$

Memenuhi

c. Momen inersia penampang komposit

x Luas penampang baja equivalen

$$A_c = 61564,00 \text{ mm}^2$$

$$= 615,64 \text{ cm}^2$$

Momen inersia terhadap diri sendiri

$$I_{oc} = \frac{1}{2} \times \text{lebar equivalen} \times hc^3$$

$$= \frac{1}{2} \times 205,21 \text{ mm} \times (300 \text{ mm})^3$$

$$= 461730010,3 \text{ mm}^4 = 46173,0 \text{ cm}^4$$

Letak titik pusat berat penampang baja ekuivalen terhadap garis netral komposit,

$$\begin{aligned} d_1 &= y_a - hc/2 \\ &= 1269,75 \text{ mm} - 300\text{mm}/2 \\ &= 1120 \text{ mm} = 112 \text{ cm} \end{aligned}$$

Momen inersia penampang baja ekuivalen terhadap garis netral komposit,

$$\begin{aligned} I_c &= I_{oc} + A_c \cdot d_1^2 \\ &= 46173,0 \text{ cm}^4 + 615,64 \text{ cm}^2 \cdot (112\text{cm})^2 \\ &= 7765367 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\times \text{Luas profil Wf, } A_s = 2296 \text{ cm}^2$$

Momen inersia terhadap diri sendiri

$$I_{os} = 27435261 \text{ cm}^4$$

Letak titik pusat berat profil WF terhadap garis netral komposit,

$$\begin{aligned} d_2 &= y_b - hs/2 \\ &= 1570,25 \text{ mm} - 2540\text{mm}/2 \\ &= 300 \text{ mm} = 30,0 \text{ cm} \end{aligned}$$

Momen inersia profil WF terhadap garis netral komposit,

$$\begin{aligned} I_s &= I_{os} + A_s \cdot d_2^2 \\ &= 27435261\text{cm}^4 + 2296 \text{ cm}^2 \cdot (30,0\text{cm})^2 \\ &= 29595954 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

d. Momen inersia penampang komposit,

$$\begin{aligned} I &= I_c + I_s \\ &= 7765367 \text{ cm}^4 + 29595954 \text{ cm}^4 \\ &= 32270420,90 \text{ cm}^4 \\ &= 372704209024,52 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- e. Tegangan yang terjadi pada penampang komposit  
Pada tepi atas pelat beton

$$\begin{aligned} F_{ca} &= \frac{M \cdot y_a}{n \cdot I} \\ &= \frac{18933796188 \text{ Nmm} \cdot 1269,75 \text{ mm}}{8,53 \times 372704209024,52 \text{ mm}^4} \\ &= 7,56 \text{ MPa} \quad \text{(Tekan)} \end{aligned}$$

Pada tepi bawah pelat beton

$$\begin{aligned} F_{cb} &= \frac{M \cdot (y_a - hc)}{n \cdot I} \\ &= \frac{18933796188 \text{ Nmm} \cdot (1269,75 \text{ mm} - 300 \text{ mm})}{8,53 \times 372704209024,52 \text{ mm}^4} \\ &= 5,78 \text{ MPa} \quad \text{(Tekan)} \end{aligned}$$

Pada tepi atas flens atas profil WF

$$\begin{aligned} F_{sa} &= \frac{M \cdot (y_a - hc)}{I} \\ &= \frac{18933796188 \text{ Nmm} \cdot (1269,75 \text{ mm} - 300 \text{ mm})}{372704209024,52 \text{ mm}^4} \\ &= 49,26 \text{ MPa} \quad \text{(Tekan)} \end{aligned}$$

Pada tepi bawah flens bawah profil WF

$$\begin{aligned} F_{sb} &= \frac{M \cdot y_b}{I} \\ &= \frac{18933796188 \text{ Nmm} \cdot 1570,25 \text{ mm}}{372704209024,52 \text{ mm}^4} \\ &= 79,77 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- f. Jumlah tegangan pada penampang komposit

Pada tepi atas flens atas profil WF

$$\begin{aligned} F_{sa} &= 835,19 \text{ MPa} + 49,26 \text{ Mpa} \\ &= 884,45 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pada tepi bawah flens bawah profil WF

$$\begin{aligned} F_{sb} &= 835,19 \text{ MPa} + 79,77 \text{ MPa} \\ &= 914,96 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

g. Lendutan

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{800} = \frac{50000 \text{ mm}}{800} = 62,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \delta_{terjadi} &= \frac{5 \times q_u \times L^4}{384 \times E \times I_o} \\ &= \frac{5 \times 57,06 \text{ kN/m} \times (50000 \text{ mm})^4}{384 \times 200000 \times 372704209024,52 \text{ mm}^4} \\ &= 62,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{terjadi} &= \frac{1 \times R_{bv} \times L^3}{48 \times E \times I_o} \\ &= \frac{1 \times 88200 \text{ kN/m} \times (50000 \text{ mm})^3}{48 \times 200000 \times 372704209024,52 \text{ mm}^4} \\ &= 3,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah } \delta_{terjadi} &= 62,3 \text{ mm} + 3,1 \text{ mm} \\ &= 65,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } \delta_{terjadi} &< \delta_{ijin} \\ 65,4 \text{ mm} &> 62,5 \text{ mm} \quad \text{NO OK} \end{aligned}$$

**Pelaksanaan perlu menggunakan perancah ditengah bentang**

#### 4.7.3.2 Pelaksanaan Memakai Perancah

 **Sebelum Komposit**

Pembebanan

1. Beban Mati (q DL)

$$\text{Berat sendiri profil} = 17,06 \text{ kN/m}$$

$$\text{Plat lantai beton} = t_s \times s \times W_c$$

$$= 0,3 \text{ m} \times 1,75 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$= 13,13 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat bekisting} = 0,15 \text{ kN/m} \quad +$$

---


$$q_{DL_{total}} = 30,95 \text{ kN/m}$$



## 2. Beban Hidup (q LL)

$$\begin{aligned}\text{Beban pekerja} &= q \times s \\ &= 5 \text{ kN/m}^2 \times 1,75 \text{ m} \\ &= 8,75 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan :

$$\begin{aligned}&= 1,3D + 2 L \\ &= (1,3 \times 30,95 \text{ kN/m}) + (2 \times 8,75 \text{ kN/m}) \\ &= 57,74 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Analisa Struktur

Momen maksimum yang terjadi pada tumpuan B dan lapangan A – B

$$\begin{aligned}\text{M maks negatif} &= 1/8 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/8 \times 57,74 \text{ kN/m} \times (50 \text{ m})^2 \\ &= 4510,56 \text{ kN.m} \\ &= 4510558422 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

Reaksi perletakan

$$\begin{aligned}\text{R}_{AV} &= 3/16 \times q \times L \\ &= 3/16 \times 57,74 \text{ kN/m} \times 50 \text{ m} \\ &= 541,27 \text{ kN} \\ \text{R}_{BV} &= 5/8 \times q \times L \\ &= 5/8 \times 57,74 \text{ kN/m} \times 50 \text{ m} \\ &= 1804,22 \text{ kN}\end{aligned}$$

Momen maksimum positif terdapat pada titik dimana gaya lintang = 0

$$\begin{aligned}\text{D}_x &= \text{R}_{AV} - q_k \\ &= 0\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}x &= \frac{\text{R}_{AV}}{q} = \frac{\frac{3}{16} \times L}{q} = 3/16 \times L \\ &= 3/16 \times 50 \text{ m} \\ &= 9,375 \text{ m}\end{aligned}$$

dari tumpuan A

$$\begin{aligned}
 M_{\text{maks}} &= 9/512 \times q \times L^2 \\
 &= 9/512 \times 57,74 \text{ kN/m} \times (50 \text{ m})^2 \\
 &= 2537,19 \text{ kN.m} \\
 &= 2537189112 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada gelagar baja

- a. Pada daerah momen maksimum negatif (pada tumpuan B)
- Pada tepi atas flens atas profil WF
 
$$\begin{aligned}
 F_{sa} &= \frac{M_B \times \frac{hs}{2}}{I_{os}} = \frac{4510558422 \text{ Nmm} \times \frac{2540 \text{ mm}}{2}}{274352613333,33 \text{ mm}^4} \\
 &= 221,95 \text{ MPa} \quad \text{(Tekan)}
 \end{aligned}$$
  - Pada tepi bawah flens bawah profil WF
 
$$\begin{aligned}
 F_{sb} &= \frac{M_B \times \frac{hs}{2}}{I_{os}} = \frac{4510558422 \text{ Nmm} \times \frac{2540 \text{ mm}}{2}}{274352613333,33 \text{ mm}^4} \\
 &= 221,95 \text{ MPa} \quad \text{(Tarik)}
 \end{aligned}$$
- b. Pada daerah momen maksimum positif (3/16 L dari tumpuan A)
- Pada tepi atas flens atas profil WF
 
$$\begin{aligned}
 F_{sa} &= \frac{M_{\text{maks}} \times \frac{hs}{2}}{I_{os}} = \frac{2537189112 \text{ Nmm} \times \frac{2540 \text{ mm}}{2}}{274352613333,33 \text{ mm}^4} \\
 &= 124,85 \text{ MPa} \quad \text{(Tekan)}
 \end{aligned}$$
  - Pada tepi bawah flens bawah profil WF
 
$$\begin{aligned}
 F_{sb} &= \frac{M_{\text{maks}} \times \frac{hs}{2}}{I_{os}} = \frac{2537189112 \text{ Nmm} \times \frac{2540 \text{ mm}}{2}}{274352613333,33 \text{ mm}^4} \\
 &= 124,85 \text{ MPa} \quad \text{(Tarik)}
 \end{aligned}$$

Lendutan (deflection)

Lendutan di tengah bentang tidak terjadi karena ditahan perancah.

$$\delta = 0 \text{ mm}$$

## ■ Sesudah Komposit

### Pembebanan

#### 1. Beban Mati (q DL)

$$\text{Berat sendiri profil} = 17,06 \text{ kN/m}$$

$$\text{Plat lantai beton} = t_s \times s \times W_c$$

$$= 0,3 \text{ m} \times 1,75 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$= 13,13 \text{ kN/m} \quad +$$

---


$$q_{DL_{total}} = 30,80 \text{ kN/m}$$

#### Beban Mati Tambahan (MA)

$$\text{Berat Aspal} = t_a \times s \times W_a$$

$$= 0,07 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3$$

$$= 1,54 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat Air Hujan} = t_w \times s \times W_w$$

$$= 0,05 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3$$

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

---


$$q_{LL_{total}} = 2,03 \text{ kN/m}$$

#### 2. Beban Hidup (q LL)

##### Beban Merata

Sesuai dengan *SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1* beban terbagi rata (BTR) mempunyai q dengan besaran yang tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu :

$$\times \text{ Jika } L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kPa}$$

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

Untuk  $\lambda = 50 \text{ m}$  , maka  $L = 50 \text{ m} > 30 \text{ m}$

$$\text{Maka : } q = 9,0 (0,5 + 15/50)$$

$$= 7,2 \text{ kPa}$$

$$P \text{ BTR} = q \times s$$

$$= 7,20 \text{ kN/m}^2 \times 1,00 \text{ m}$$

$$= 7,20 \text{ kN/m}$$

Beban Terpusat

Sesuai dengan *SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1*, BGT dengan intensitas  $p$  kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas  $p$  adalah 49,0 kN/m.

Kombinasi pembebanan :

$$\begin{aligned} &= 1,3D + 2 MA + 1,8L_{BTR} \\ &= (1,3 \times 30,80 \text{ kN/m}) + (2 \times 2,03 \text{ kN/m}) + (1,8 \times 7,20 \text{ kN/m}) \\ &= 57,06 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 1,8 L_{BGT} \\ &= 1,8 \times 49 \text{ kN/m} \times 1 \text{ m} \\ &= 49 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen lentur

Momen maksimum yang terjadi ditengah bentang :

$$\begin{aligned} M \text{ maks} &= 1/8 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/8 \times 57,06 \text{ kN/m} \times (50 \text{ m})^2 \\ &= 17831,30 \text{ kN.m} \\ &= 17831296188,19 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ maks} &= 1/4 \times p \times L \\ &= 1/4 \times 49 \text{ kN} \times 50 \text{ m} \\ &= 2701,125 \text{ kN.m} \\ &= 2701125000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah momen} &= M_{maks_1} + M_{maks_2} \\ &= 20532421188,19 \text{ N.mm} \\ &= 20532,42 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada penampang komposit :

- Pada tepi atas pelat beton

$$F_{ca} = \frac{M_b \times y_a}{n \times I}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{20532421188,19 \text{ N.mm} \times 1269,76 \text{ mm}}{8,53 \times 372704209024,52 \text{ mm}^4} \\
 &= 8,20 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Pada tepi bawah pelat beton

$$\begin{aligned}
 F_{cb} &= \frac{M_b \times (y_a - h_c)}{\frac{n \times I}{8,53 \times 372704209024,52 \text{ mm}^4}} \\
 &= \frac{20532421188,19 \text{ N.mm} \times (1269,76 \text{ mm} - 300 \text{ mm})}{8,53 \times 372704209024,52 \text{ mm}^4} \\
 &= 6,26 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Pada tepi atas flens atas profil WF

$$\begin{aligned}
 F_{sa} &= \frac{M_b \times (y_a - h_c)}{\frac{I}{372704209024,52 \text{ mm}^4}} \\
 &= \frac{20532421188,19 \text{ N.mm} \times (1269,76 \text{ mm} - 300 \text{ mm})}{372704209024,52 \text{ mm}^4} \\
 &= 53,42 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Pada tepi bawah flens bawah profil WF

$$\begin{aligned}
 F_{sb} &= \frac{M_b \times y_b}{\frac{I}{8,53 \times 372704209024,52 \text{ mm}^4}} \\
 &= \frac{20532421188,19 \text{ N.mm} \times 1570,25 \text{ mm}}{8,53 \times 372704209024,52 \text{ mm}^4} \\
 &= 8,32 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Jumlah tegangan pada penampang komposit

- Pada tepi atas flens atas profil WF

$$\begin{aligned}
 F_{sa} &= 221,95 \text{ MPa} - 53,42 \text{ Mpa} \\
 &= 168,53 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Pada tepi bawah flens bawah profil WF

$$\begin{aligned}
 F_{sb} &= - 221,95 \text{ MPa} + 86,51 \text{ MPa} \\
 &= - 135,44 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Lendutan

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{800} = \frac{50000 \text{ mm}}{800} = 62,5 \text{ mm}$$

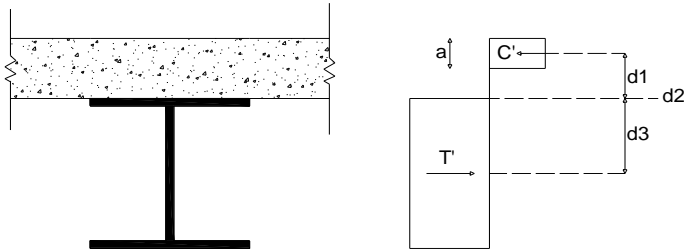
$$\begin{aligned}
 \delta_{\text{terjadi}} &= \frac{5 \times q_u \times L^4}{384 \times E \times I_o} \\
 &= \frac{5 \times 57,06 \text{ kN/m} \times (50000 \text{ mm})^4}{384 \times 200000 \times 372704209024,52 \text{ mm}^4} \\
 &= 62,30 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta_{\text{terjadi}} &= \frac{1 \times R_{bv} \times L^3}{48 \times E \times I_o} \\
 &= \frac{1 \times 1804,22 \text{ kN/m} \times (50000 \text{ mm})^3}{48 \times 200000 \times 372704209024,52 \text{ mm}^4} \\
 &= 0,0630 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah } \delta_{\text{terjadi}} &= 62,30 \text{ mm} + 0,0630 \text{ mm} \\
 &= 62,36 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka, } \delta_{\text{terjadi}} &< \delta_{\text{ijin}} \\
 62,36 \text{ mm} &< 62,5 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

#### 4.7.4 Kontrol Kapasitas Lentur



Gambar 4.18 Garis netral plastis

##### A. Lebar efektif (*RSNI T – 03 – 2005*)

$$\begin{aligned} b_E &= L/5 = 10 \text{ m} \\ b_E &= b_o = 1,75 \text{ m (menentukan)} \\ b_E &= 12 \cdot hc = 3,6 \text{ m} \end{aligned}$$

##### B. garis netral plastis (anggap garis netral plastis berada pada gelagar)

- Kekuatan tekan pada pelat lantai C
 
$$\begin{aligned} (A \times f_y) &= \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times D^2 \times f_y \\ &= 18 \times \frac{1}{4} \times (16)^2 \times 390 \text{ MPa} \\ &= 1410739 \text{ N} \end{aligned}$$
- $0,85 \cdot f_c' \cdot b_e \cdot hc = 0,85 \times 25 \times 1750 \times 300 = 11111625 \text{ N}$

diambil nilai yang terkecil  $C = 1410739 \text{ N}$

- Kedalaman daerah tekan pada lantai

$$\begin{aligned} a &= \frac{C}{0,85 \times f_c' \times b_e} \\ &= \frac{1410739 \text{ N}}{0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 300 \text{ mm}} \\ &= 38,09 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kapasitas momen

$$\begin{aligned}d_1 &= hc - a/2 \\ &= 300 \text{ mm} - (38,09\text{mm}/2) \\ &= 280,96 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_2 &= 0 \text{ (profil baja tidak mengalami tekan)} \\ d_3 &= d/2 \\ &= 2700 \text{ mm} /2 \\ &= 1350 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_y &= A_s \times f_y \\ &= 2296 \text{ mm}^2 \times 250 \text{ MPa} \\ &= 57400000 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= C (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) \\ &= (1410739 \times 280,96) + (57400000 \times 1350) \\ &= 77886355504 \text{ Nmm} \\ &= 778863,55 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}M_u & \leq & \phi M_n \\ 2053242.1 \text{ kg.m} & \leq & 0,9 \times 778863,55 \text{ kg.m} \\ 2053242.1 \text{ kg.m} & \leq & 7009772 \text{ kg.m}\end{array}$$

OK

C. Menghitung momen inersia penampang

- Menentukan nilai n

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 23453 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{E_s}{E_c} \\ &= \frac{200000 \text{ MPa}}{23453 \text{ MPa}} \\ &= 8,53\end{aligned}$$

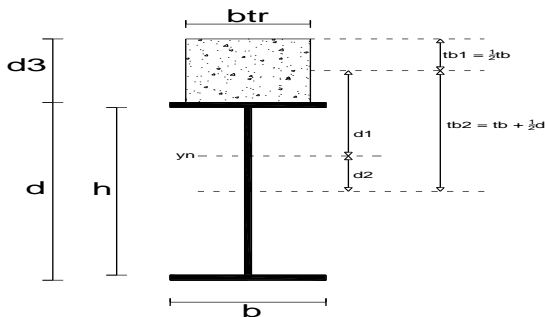


- Luas konversi terhadap baja

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{175 \text{ cm}}{8,53} = 20,5 \text{ cm}$$

- Luas total ( $A_{tr}$ )

$$\begin{aligned} A_{tr} &= b_{tr} \times d_3 \\ &= 20,5 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} \\ &= 616 \text{ cm}^2 \\ &= 61564 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



- Berdasarkan gambar di atas

$$\begin{aligned} tb_1 &= \frac{1}{2} \times d_3 \\ &= \frac{1}{2} \times (300 \text{ mm}) \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} tb_2 &= d_3 + \left( \frac{1}{2} \times d \right) \\ &= 300 \text{ mm} + \left( \frac{1}{2} \times 2700 \text{ mm} \right) \\ &= 1650 \text{ mm} \end{aligned}$$

#### D. Mencari garis netral

**Tabel 4.9** Perhitungan garis netral

	$A_n$	Jarak serat atas ke titik berat benda	$A_n \times y_n$
Beton	61564.00	150	9234600.207
Baja	229600	1650	378840000.00
Jumlah	291164.0	-	388074600.2

$$\begin{aligned}
 Y_n &= \frac{\sum A_n \times Y_n}{\sum A_n} \\
 &= 1332,8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka bias dicari :

$$\begin{aligned}
 d_1 &= Y_n - \frac{1}{2} d_3 \\
 &= 1332,8 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 300 \text{ mm}) \\
 &= 1182,84 \text{ mm} \\
 d_2 &= t_b - Y_n \\
 &= 1650 \text{ mm} - 1332,8 \text{ mm} \\
 &= 317,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

## 4.8 Shear Connector (Stud)

### 4.8.1 Data

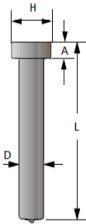
- Tebal slab  $t_s$  = 300 mm
- Panjang gelagar  $L$  = 50000 mm
- Panjang antar gelagar  $s$  = 1750 mm

### Data Material

- Beton
- Kuat tekan  $f_c'$  = 24,9 MPa
- $W_c$  = 2500 kg/m<sup>3</sup>
- $E_c$  = 23453 MPa

## 4.8.2 Perhitungan Shear Connector

Shear Studs held in stock



D Diameter	Nominal Length	L Length	A	H	Burn off
M13	50	54	8	25	4
M13	100	104			
M13	150	154			
M16	65	69	8	32	4
M16	100	104			
M16	150	154			
M16	50	55	10	32	5
M19	75	80			
M19	80	85			
M19	95	100			
M19	100	105			
M19	125	130			
M19	150	155	10	35	5
M19	175	180			
M19	200	205			
M19	250	255			
M19	300	305			
M22	100	105			
M22	125	130	13	41	6
M22	150	155			
M22	200	205			
M22	250	255	13	41	6
M25	100	106			
M25	125	131			
M25	200	206			

Gambar 4.19 Dimensi stud

Syarat diameter maksimum

$$\begin{aligned}
 1,5 \text{ tf} &= 1,5 \times 80 \text{ mm} \\
 &= 120 \text{ mm} \\
 &= 12 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dipakai konektor 19 x 150

$$\begin{aligned}
 D &= 19 \text{ mm} < 120 \text{ mm} && \text{OK} \\
 L &= 150 \text{ mm} \\
 f_u &= 410 \text{ MPa} \\
 f_y &= 345 \text{ MPa} \\
 A_{sc} &= 283,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar konektor tidak boleh melebihi

$$\begin{aligned}
 - 600 &= 600 \text{ mm} = 60 \text{ cm} \\
 - 2 h_c &= 2 \times 300 \text{ mm} = 60 \text{ cm} \\
 - 4 L &= 4 \times 150 \text{ mm} = 60 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Kapasitas nominal 1 stud

$$\begin{aligned}
 Q_n &= 0,5 \times A_{sc} \times (f_c' \times E_c)^{0,5} \\
 &= 0,5 \times 283,5 \text{ mm}^2 \times (25 \text{ MPa} \times 23453 \text{ MPa})^{0,50}
 \end{aligned}$$

$$= 108334,2 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_{L_s} &= 0,55 n V_{su} \\ &= 0,55 \times 2 \times 108334,2 \text{ N} \\ &= 119167,61 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser yang bekerja

$$V = 441830,1 \text{ N}$$

Gaya geser persatuan panjang

$$\begin{aligned} V_L^* &= \frac{V A_t Y_c}{I_t} \\ &= \frac{441830,1 \text{ N} \times 615,6 \text{ cm}^2 \times 133,3 \text{ cm}}{37270420,9 \text{ cm}^4} \\ &= 958,4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl} V_L^* & \leq & \phi V_{L_s} \\ 958,4 \text{ N} & \leq & 0,75 \times 119167,61 \text{ N} \\ 958,4 \text{ N} & \leq & 89375,7 \text{ N} \end{array} \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} V_h &= 0,85 \times f_c' \times b_{\text{eff}} \times t_s \\ &= 0,85 \times 25 \text{ Mpa} \times 1750 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \\ &= 11111625 \text{ N} \end{aligned}$$

Jumlah shear connector (n) ½ bentang

$$\begin{aligned} n &= \frac{V_h}{Q_n} \\ &= \frac{11111625 \text{ N}}{108334,2 \text{ N}} \\ &= 103 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jadi jumlah shear connector yang dibutuhkan sepanjang gelagar memanjang adalah

$$2 n = 205 \text{ buah}$$

Jarak antar konektor yang digunakan

$$= \frac{L}{n} = \frac{5000}{103} = 49 \text{ cm}$$

Jarak longitudinal minimum

$$\begin{aligned} 6D &= 6 \times 19 \text{ mm} \\ &= 114 \text{ mm} \\ &= 11,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jarak longitudinal maksimum

$$\begin{aligned} 8ts &= 8 \times 300 \text{ mm} \\ &= 2400 \text{ mm} \\ &= 240 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jarak tegak lurus longitudinal

$$\begin{aligned} 4D &= 4 \times 19 \text{ mm} \\ &= 76 \text{ mm} \\ &= 7,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

## 4.9 Diafragma

### 4.9.1 Perencanaan Dimensi Diafragma

Data Perencanaan

Mutu baja		= BJ – 37
Tegangan leleh		= 240 MPa
Bentang/panjang diafragma		= 6m
Profil L 120 x 120 x 13		
b	= 120 mm	$W_x=W_y = 46 \text{ cm}^3$
d	= 13 mm	$F = 29,7 \text{ cm}^2$
r	= 13 mm	$k_x=k_y = 2,24$
$i_x=i_y$	= 3,64 cm	
W	= 23,3 kg/m	
$I_x=I_y$	= 394 cm <sup>4</sup>	

### 4.9.2 Pembebanan Diafragma

Berat sendiri diafragma (q)	= 0,288 kN/m
Gaya tekan vertikal	

$$\begin{aligned} V_a &= V_b = \frac{1}{2} \times q \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 0,288 \text{ kN/m} \times 8 \text{ m} \\ &= 0,91 \end{aligned}$$

Momen Lentur

$$\begin{aligned} M_{\text{maks}} &= \frac{1}{2} \times q \times L^2 \\ &= 7,312 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M \times K_u \\ &= 7,312 \text{ kNm} \times 1,3 \\ &= 9,505 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

#### 4.9.3 Analisa Kekuatan Diafragma

x Kontrol Penampang

Pelat Sayap

$$\begin{aligned} \frac{b}{2d} &\leq \frac{170}{\sqrt{f_y}} \\ \frac{120 \text{ mm}}{2 \times 13 \text{ mm}} &\leq \frac{170}{\sqrt{250 \text{ MPa}}} \\ 4,62 &< 10,75 \end{aligned}$$

**(Penampang Kompak)**

Pelat Badan (Web)

$$\begin{aligned} \frac{b}{d} &\leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \\ \frac{120 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} &\leq \frac{1680}{\sqrt{250 \text{ MPa}}} \\ 9,23 &< 106,25 \end{aligned}$$

**(Penampang Kompak)**

x Perhitungan yang terjadi

$$\delta_{\text{ijin}} = \frac{L}{240} = \frac{800}{240} = 3,33 \text{ cm}$$

Tegangan yang terjadi akibat beban horizontal

$$\delta_{\text{terjadi}} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_x}$$

$$= \frac{5 \times 0,91 \times (8)^4}{384 \times 200000 \text{ MPa} \times 3940000 \text{ mm}^4}$$

$\delta$  terjadi  $<$   $\delta$  ijin

**OK**

#### 4.10 Sambungan Baja

Alat sambung yang digunakan adalah baut mutu tinggi (HTB) yang perencanaannya berdasarkan AISC-LRFD.

##### 4.10.1 Sambungan pada Gelagar Memanjang

Data-data perencanaan :

Profil gelagar memanjang WF 2700 x 800 x 40 x 80

Baut  $d_b$  = 24 mm ; A325 (830 Mpa)

Luas Baut = 4,52 cm<sup>2</sup> = 452,39 mm<sup>2</sup>

- Perhitungan gaya dalam pada sambungan :

a. Jarak sambungan dari perletakan  $L_s$  = 1,8 m

b.  $M_u$  = 18933,80 kN.m = 18933796,19 N.m

c.  $V_u$  = 190,91 kN = 190908,266 N

d.  $D_u$  =  $\frac{V_{max} \cdot 0,5L}{L_s}$   
 $= \frac{1514703,7 \text{ kN} \times 0,5 \times 50 \text{ m}}{8 \text{ m}}$   
 $= 4733449,05 \text{ N}$

e.  $M_u$  badan =  $\frac{I_{badan}}{I_{profil}} \cdot M_u$   
 $= \frac{0,274 \text{ m}^4}{0,060 \text{ m}^4} \cdot 18933796,19 \text{ N.m}$   
 $= 4137244,771 \text{ N.m}$

f.  $M_u$  sayap =  $M_u - M_u$  badan  
 $= 18933796,19 \text{ N.m} - 4137244,771 \text{ N.m}$   
 $= 14796551,42 \text{ N.m}$

### Perencanaan Sambungan Sayap

Digunakan pelat penyambung (tp) = 15 mm

a. Kuat geser tumpu baut :

$$\begin{aligned} V_f &= m \times r_1 \times f_u^b \times A_b \\ &= 2 \times 0,5 \times 830 \text{ MPa} \times 452 \text{ mm}^2 \\ &= 375483 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset.V_f &= 0,75 \times 292990 \text{ N} \\ &= 281612 \text{ N} \end{aligned}$$

b. Kuat geser tumpu plat :

$$\begin{aligned} V_b &= 2,4 \times D_f \times t_p \times f_u \\ &= 2,4 \times 24 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} \times 410 \text{ Mpa} \\ &= 354240 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset.V_b &= 0,75 \cdot 717120 \text{ N} \\ &= 265680 \text{ N} \end{aligned}$$

c. Jumlah baut yang diperlukan:

$$\begin{aligned} n &= \frac{M_u \text{ sayap}}{V_f} \\ &= \frac{14796551,42 \text{ N.m}}{281612,4 \text{ N}} \\ &= 52,542 \text{ buah} \quad (4 \text{ baris}) \end{aligned}$$

$$\text{Dalam 1 baris} = 13 \text{ buah}$$

$$\text{Baut yang terpasang} = 56 \text{ buah}$$

d. Kontrol syarat :

$$\begin{array}{rcl} V_f^* & < & \emptyset.V_f \\ V_u/n & < & 219742,5 \text{ N} \\ 3602,0 \text{ N} & < & 219742,5 \text{ N} \quad \mathbf{OK} \end{array}$$

e. Jarak baut

f Jarak antar pusat lubang baut

$$3.D_b < s < 15.t_p \quad \text{atau } 200 \text{ mm}$$

$$72 \text{ mm} < 112 \text{ mm} < 225 \text{ mm} \quad \text{atau } 200 \text{ mm}$$

$$S = 112 \text{ mm}$$



f Jarak antar baut tepi dengan ujung pelat

$$1,5.D_b < s < 4.t_p + 100 \quad \text{atau } 150 \text{ mm}$$

$$36 \text{ mm} < 40 \text{ mm} < 160 \text{ mm} \quad \text{atau } 150 \text{ mm}$$

$$S = 40 \text{ mm}$$

### Perencanaan Sambungan Badan

Digunakan pelat penyambung (tp) = 15 mm

a. Kuat geser tumpu baut :

$$\begin{aligned} V_f &= m \times r_1 \times f_u^b \times A_b \\ &= 2 \times 0,5 \times 830 \text{ MPa} \times 452 \text{ mm}^2 \\ &= 375483 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset.V_f &= 0,75 \times 292990 \text{ N} \\ &= 281612 \text{ N} \end{aligned}$$

b. Kuat geser tumpu plat :

$$\begin{aligned} V_b &= 2,4 \times D_f \times t_p \times f_u \\ &= 2,4 \times 24 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} \times 410 \text{ Mpa} \\ &= 354240 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset.V_b &= 0,75 \cdot 717120 \text{ N} \\ &= 265680 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Asumsikan } e = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu total} &= \text{Mu badan} + \text{Du.e} \\ &= 4137244,8 \text{ Nm} + (4733449 \text{ N} \times \\ &\quad 0,1 \text{ m}) \\ &= 4610589,68 \text{ N.m} \end{aligned}$$

Karena memikul beban kombinasi maka Ru direduksikan 0,7

Karena susunan baut lebih dari 1 baris maka Ru dinaikkan 1,2

Jumlah baut :

$$n = \sqrt{\frac{6.Mu}{\mu.Ru}}$$

$$= \sqrt{\frac{6 \times 4610589,68 \text{ N.m}}{0,2 \times 281612,365 \text{ N}}}$$

$$= 22,16 \text{ buah}$$

$$= 23 \text{ buah} \quad (4 \text{ baris})$$

$$\text{Jumlah baut per baris} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Baut yang terpasang} = 24 \text{ buah}$$

c. Jarak baut

f Jarak antar pusat lubang baut

$$3,5 \cdot D_b < s < 15 \cdot t_p \quad \text{atau } 200 \text{ mm}$$

$$72 \text{ mm} < 120 \text{ mm} < 225 \text{ mm} \quad \text{atau } 200 \text{ mm}$$

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

f Jarak antar baut tepi dengan ujung pelat

$$1,5 \cdot D_b < s < 4 \cdot t_p + 100 \quad \text{atau } 200 \text{ mm}$$

$$36 \text{ mm} < 160 \text{ mm} < 160 \text{ mm} \quad \text{atau } 200 \text{ mm}$$

$$S = 160 \text{ mm}$$

d. Kontrol syarat :

$$V_f^* < \phi \cdot V_f$$

$$V_u/n < 219742,5 \text{ N}$$

$$116515,7 \text{ N} < 219742,5 \text{ N} \quad \mathbf{OK}$$

#### 4.10.2 Sambungan pada Simpul 1



$$V_u = 1,54 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu baja} = \text{BJ-41}$$

$f_u$	= 410 Mpa
$f_y$	= 250 Mpa
Baut tipe	= tinggi (A325)
$D_b$	= 16 mm
$F_u$	= 825 Mpa
$A_e$	= 144 Mpa
$A_s$	= 157 mm <sup>2</sup>
$A_o$	= 201 mm <sup>2</sup>
$K_r$	= 1
$N_n$	= 1
$N_x$	= 1

- Gaya geser pada baut

$$\begin{aligned} V_f &= 0,62 \times f_u \times k_r (m.A_e + n_x.A_o) \\ &= 0,62.825.1(1. 144 + 1. 201) \\ &= 176467,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset.V_f &= 0,75 \cdot 176467,5 \text{ kN} \\ &= 132350,63 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya Tarik pada baut

$$\begin{aligned} N_{tf} &= A_s \times f_u \\ &= 157 \times 825 \\ &= 129525 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset.N_{tf} &= 0,75 \cdot 129525 \text{ kN} \\ &= 97143,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Jumlah baut :

$$\begin{aligned} n &= \frac{V_u}{\emptyset.V_f} \\ &= \frac{1,54 \text{ kN}}{132350,63 \text{ kN}} \\ &= 0,000012 = 2 \text{ baut} \end{aligned}$$

- Perhitungan kontrol baut  
Baut dalam geser  
Syarat,

$$\frac{Vu}{3} \leq \emptyset \cdot Vf$$

$$\frac{0,77 \text{ kN}}{3} \leq 132350,63 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Buat dalam Tarik  
Syarat,

$$\frac{Vu}{3} \leq \emptyset \cdot Ntf$$

$$\frac{0,77 \text{ kN}}{3} \leq 97143,75 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

- Syarat jarak baut  
Jarak antar baut  
Syarat,  
 $f$  Jarak antar baut  
 $2,5 \cdot df < s < 15 \cdot tp$  atau 200 mm  
 $40 \text{ mm} < 100 \text{ mm} < 225 \text{ mm}$  atau 200 mm  
 $S = 100 \text{ mm}$
  
- $f$  Jarak tepi baut  
 $1,5 \cdot Df < s < 4 \cdot tp$  atau 200 mm  
 $24 \text{ mm} < 40 \text{ mm} < 60 \text{ mm}$  atau 200 mm  
 $S = 40 \text{ mm}$
  
- Sambungan pelat simpul ke batang horizontal  
 $P_u = Vu \sin \alpha$   
 $\tan \alpha = 1,997 \text{ m} / 0,798 \text{ m} = 2,50$   
 $\alpha = 68,22$   
 $P = Vu \cos \alpha$   
 $= 0,961 \text{ kN}$   
 $= 96,131 \text{ kg}$   
Dipakai sambungan las sudut dengan design sebagai berikut :  
Digunakan las (a) = 10 mm  
Te = 0,707 a  
= 7,07

Kuat rencana las sudut ukuran 10 mm per mm panjang:

$$\begin{aligned}\Phi.Rnw &= \phi.Te.(0,6 fuw) \\ &= 0,75 \times 7,07 (0,6.490) \\ &= 1558,935 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

Panjang total las :

$$\frac{P}{\Phi.Rnw} = \frac{961,131 \text{ N}}{1558,935 \text{ N/mm}} = 0,62 \text{ mm} = 1 \text{ mm}$$

### 4.10.3 Sambungan pada Simpul 2



$$\begin{aligned}V_u &= 1,54 \text{ kN} \\ \text{Mutu baja} &= \text{BJ-41} \\ f_u &= 410 \text{ Mpa} \\ f_y &= 250 \text{ Mpa} \\ \text{Baut tipe} &= \text{tinggi (A325)} \\ D_b &= 16 \text{ mm} \\ F_u &= 825 \text{ Mpa} \\ A_e &= 144 \text{ Mpa} \\ A_s &= 157 \text{ mm}^2 \\ A_o &= 201 \text{ mm}^2 \\ K_r &= 1 \\ N_n &= 1 \\ N_x &= 1\end{aligned}$$

- Gaya geser pada baut

$$\begin{aligned}V_f &= 0,62.f_u.k_r(n_n.A_e + n_x.A_o) \\ &= 0,62.825.1(1. 144 + 1. 201) \\ &= 176467,5 \text{ kN} \\ \emptyset.V_f &= 0,75 \cdot 176467,5 \text{ kN} \\ &= 132350,625 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Gaya Tarik pada baut

$$\begin{aligned} N_{tf} &= A_s \times f_u \\ &= 157 \times 825 \\ &= 129525 \text{ kN} \\ \emptyset \cdot N_{tf} &= 0,75 \cdot 129525 \text{ kN} \\ &= 97143,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Jumlah baut :

$$\begin{aligned} n &= \frac{V_u}{\emptyset \cdot V_f} \\ &= \frac{1,54}{\frac{297693}{1,54}} \\ &= 0,000012 = 2 \text{ baut} \end{aligned}$$

- Perhitungan kontrol baut

Baut dalam geser

Syarat,

$$\frac{V_u}{2} \leq \emptyset \cdot V_f$$

$$\frac{1,54 \text{ kN}}{2} \leq 132350,625 \text{ kN}$$

**OK**

Baut dalam Tarik

Syarat,

$$\frac{V_u}{2} \leq \emptyset \cdot N_{tf}$$

$$\frac{1,54 \text{ kN}}{2} \leq 97143,75 \text{ kN}$$

**OK**

- Syarat jarak baut

Jarak antar baut

Syarat,

$$f \leq \text{Jarak antar baut}$$

$$2,5 \cdot d_f < s < 15 \cdot t_p$$

$$40 \text{ mm} < 132,5 \text{ mm} < 225 \text{ mm}$$

$$S = 132,5 \text{ mm}$$

atau 200 mm

atau 200 mm

$$\begin{aligned}
 f & \text{ Jarak tepi baut} \\
 1,5.Db & < s < 4.tp && \text{atau 200 mm} \\
 24 \text{ mm} & < 42 \text{ mm} < 60 \text{ mm} && \text{atau 200 mm} \\
 S & = 42 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Sambungan pelat simpul ke batang horizontal

$$\begin{aligned}
 P_u & = V_u \sin \alpha \\
 \tan \alpha & = 0,798 \text{ m} / 1,997 \text{ m} = 0,40 \\
 \alpha & = 21,78 \\
 P & = V_u \cos \alpha \\
 & = 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dipakai sambungan las sudut dengan design sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Digunakan las (a)} & = 10 \text{ mm} \\
 T_e & = 0,707 a \\
 & = 7,07
 \end{aligned}$$

Kuat rencana las sudut ukuran 10 mm per mm panjang:

$$\begin{aligned}
 \Phi.R_{nw} & = \phi.T_e.(0,6 f_{uw}) \\
 & = 0,75 \times 7,07 (0,6 \cdot 490) \\
 & = 1558,935 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

Panjang tota las :

$$\frac{P}{\Phi.R_{nw}} = \frac{0 \text{ N}}{1558,935 \text{ N/mm}} = 0 \text{ mm}$$

## 4.11 Elastomer / Bearing Pad

### 4.11.1 Beban yang Bekerja pada Elastomer

- e. Gaya vertikal yang bekerja

$$\begin{aligned}
 - \text{ Tiang dan pipa sandaran } Q_t & = 1.2516 \text{ kN} \\
 - \text{ Aspal, } Q_a & = t_a \times S \times L \times W_a \\
 & = 0,07 \text{ m} \times 1,75 \times 50 \times 22 \text{ kN/m}^3 \\
 & = 134,75 \text{ kN} \\
 - \text{ Air Hujan, } Q_h & = t_h \times S \times L \times W_w \\
 & = 0,05 \text{ m} \times 1,75 \times 50 \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\
 & = 42,875 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Pelat lantai, } Q_s &= t_s \times S \times L \times W_c \\
 &= 0,3 \text{ m} \times 1,75 \times 50 \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 656,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Diafragma

$$\begin{aligned}
 Q \text{ horizontal} &= W \times \text{jumlah diafragma} \times L \\
 &= 0,228 \text{ kN} \times 42 \times 50 \text{ m} \\
 &= 479,839 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q \text{ diagonal} &= W \times \text{jumlah diafragma} \times L \\
 &= 0,228 \text{ kN} \times 42 \times 50 \text{ m} \\
 &= 479,839 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Gelagar} &= W \times \text{jumlah gelagar} \times L \\
 &= 17,06 \text{ kN} \times 4 \times 50 \text{ m} \\
 &= 3412,640 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 \text{Beban garis (p)} &= 49 \text{ kN/m} \times S \\
 &= 49 \text{ kN/m} \times 1,75 \text{ m} \\
 &= 85,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban merata (q)} &= 9 \text{ kN/m} \times S \times L \\
 &= 9 \text{ kN/m} \times 1,75 \text{ m} \times 50 \text{ m} \\
 &= 787,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Total gaya vertikal} &= Q_t + Q_a + Q_h + Q_s + Q_{hor} \\
 &\quad + Q_{diag} + Q_{gel} + BTR + BGT \\
 &= 6080,696 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= q_v \times 0,5 \\
 &= 6080,696 \text{ kN} \\
 &= 3040,348 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya reaksi terhadap total girder} &= 3040,348 \text{ kN} / 7 \\
 &= 434,3306 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



- c. Gaya horizontal yang bekerja
- Akibat Gempa struktur atas = 3498,592 kN
  - Akibat rem = 104,771 kN
- $H$  total = 3603,363 kN

Untuk tiap tumpuan menahan gaya horizontal setengahnya

$$\begin{aligned}
 H &= 0,5 H_{\text{total}} \\
 &= 0,5 \times 3603,363 \text{ kN} \\
 &= 1801,681 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

#### 4.11.2 Tahap Perencanaan Dimensi Elastomer

Penentuan dimensi rencana elastomer menggunakan brosur *freysynet* direncanakan :

- a. Panjang elastomer = 150 mm
- b. Lebar elastomer = 300 mm
- c. Tebal pelat baja elastomer = 3 mm
- d. Tebal lapis elastomer = 8 mm
- e. Tebal total elastomer = 37 mm
- f. Tebal selimut atas dan bawah = 3 mm
- g. Daya dukung ( $V$  max) = 715 kN

**Tabel 4. 10** Dimensi perletakan elastomer

Jumlah Lapis karet	Tebal karet dalam	Tinggi Keseluruhan	Tebal selimut sisi	Tebal selimut atas	Tebal pelat baja
n	mm	mm	mm	mm	mm
8	4	37	5	3	3

**Tabel 4. 11** Data dan Spesifikasi elastomer

No	Deskripsi Besaran	Simbol	Nilai	Satuan
1	Kekerasan karet	IHRD	59	
2	Modulus Geser	G	0.69	Mpa
3	Modulus Total	B	2000	Mpa
4	Panjang Perletakan	a	150	mm
5	Lebar Perletakan	b	300	mm
6	Tebal Selimut	tc	10	mm
7	Tebal Lapis Dalam	ti	21	mm
8	Tebal lapis eff selimut	te	8	mm
9	Tebal lapis eff dalam	te	21	mm
10	Tebal pelat baja	ts	3	mm
11	Tebal total elastomer	t	37	mm
12	Jumlah lubang baut	N	-	-
13	Diamter lubang baut	D	-	-
14	Luas denah total karet	At	45000	mm <sup>2</sup>
15	Luas denah permukaan	A	-	-

#### 4.11.3 Kontrol Perletakan Elastomer

Sesuai dengan BMS BDM pasal 8.3 terdapat beberapa tahap pemeriksaan pada perletakan elastomer :

##### 1. Pemeriksaan tahap 1 (terhadap luas efektif minimum)

Menghitung gerakan tangential :

$$\begin{aligned} \delta a &= \delta b = \frac{H \times t}{1000 \times A_t \times G} \\ &= \frac{1801,681 \text{ kN} \times 37 \text{ mm}}{1000 \times 45000 \times 0,69} \\ &= 0,002147 \end{aligned}$$

Menghitung luas efektif minimum

$$\begin{aligned} A_{\text{eff}} &= A_t \times \left(1 - \frac{\delta a}{450} - \frac{\delta b}{600}\right) \\ &= 45000 \times \left(1 - \frac{0,00215}{150} - \frac{0,00215}{300}\right) \\ &= 44999,03 \end{aligned}$$

Kontrol tahap 1 :

$$\frac{A_{\text{eff}}}{0,80 A_t} \geq 1,0$$

$$\frac{44999,03}{0,80 \times 45000} \geq 1,0$$

$$1,25 \geq 1,0$$

**OK**

Kontrol faktor bentuk :  $4 \leq S \leq 12$

$$\begin{aligned} S &= \frac{a \times b}{2 \times (a+b) \times t_e} \\ &= \frac{150 \times 300}{2 \times (150+300) \times 16} \\ &= 3,125 \end{aligned}$$

**OK**

## 2. Pemeriksaan tahap 2 ( terhadap regangan max)

Untuk nilai  $A_{\text{eff}} > 0,9 A_t$ , maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut :

$$\varepsilon_{\text{sh max}} = 0,7$$

$$\varepsilon_{\text{sh}} = 0,000019$$

Kontrol :

$$\frac{\varepsilon_{\text{sh max}}}{\varepsilon_{\text{sh}}} \geq 1,0$$

$$\frac{0,7}{0,000019} \geq 1,0$$

$$36191,193 \geq 1,0$$

**OK**

### 3. Pemeriksaan tahap 3 (terhadap tegangan max rata - rata )

Kontrol

$$\frac{15 \times At}{V} \geq 1,0$$

$$\frac{15 \times 45000}{434330,657 \text{ kN}} \geq 1,0$$

$$1,55 \geq 1,0$$

**OK**

### 4. Pemeriksaan tahap 4 (terhadap stabilitas tekan)

Kontrol :

$$\frac{2 \times b \times G \times S \times A \text{ eff}}{1000 \times V} \geq 1,0$$

$$\frac{2 \times 300 \times 0,69 \times 3,125 \times 4999,03}{1000 \times 434,331} \geq 1,0$$

$$134,039 \geq 1,0$$

**OK**

### 5. Pemeriksaan tahap 5 ( tebal baja minimum )

ts (tebal pelat baja) = 3,0 mm

Kontrol:

$$\frac{ts}{3} \geq 1,0$$

$$\frac{3}{3} \geq 1,0$$

$$1,00 \geq 1,0$$

$$\frac{ts \times A \times fsy}{3000 \times V \times ti} \geq 1,0$$

$$\frac{3 \times 45000 \times 950}{3000 \times 434,330 \times 21} \geq 1,0$$

$$4,687 \geq 1,0$$

**OK**

**6. Pemeriksaan tahap 6 (tahanan gesek terhadap geseran )**

$$\frac{0,1 \cdot V + (3000 \cdot A_{eff})}{H \cdot 1000} \geq 1,0$$

$$\frac{43433,07 + 134997101,64}{1801681,433} \geq 1,0$$

$$74,962 \geq 1,0$$

**OK**

## BAB V PERHITUNGAN BANGUNAN BAWAH

### 5.1 Abutment

#### 5.1.1. Perencanaan Abutment (Kepala Jembatan)

Abutment (Kepala Jembatan) merupakan suatu bangunan bawah / bagian dari konstruksi jembatan yang menerima beban dari bangunan atas dan tekanan tanah yang selanjutnya akan disalurkan ke pondasi. Desain awal kepala jembatan secara umum harus disesuaikan dengan jenis pondasi yang digunakan dan ketinggian dari jembatan yang direncanakan.

### 5.2 Preliminari Abutment

#### 5.2.1 Pembebanan pada Abutment

##### 1. Beban Mati Bangunan Atas

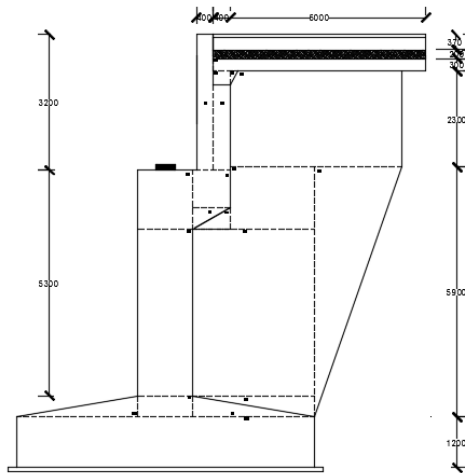
Beban yang diterima oleh satu abutment akibat beban sendiri bangunan atas sepanjang 25 m adalah sebagai berikut :

**Tabel 5.1** Berat Sendiri Bangunan Atas

Beban	Parameter Volume (m)			Berat Jenis kN/m <sup>3</sup>	Berat (kN)
	b	t	L		
Slab Jembatan	12	0.3	25	25	2250.0
Lapisan Aspal + Overlay	10	0.07	25	22	385.0
Balok Diafragma	0.003		25	77	5.775
Balok Baja	0.2296		25	77	441.980
Trotoar	1	0.25	25	25	156.250
Tiang Sandaran	0.2	1.2	25	25	150.0
Total berat sendiri struktur atas (Wms)					3389.005

##### 2. Beban Sendiri Abutment

Dalam perhitungan beban mati bangunan bawah dibagi atas beberapa segmen. Hal ini untuk memudahkan dalam analisis beban mat abutment. Pembagian segmen ditunjukkan pada gambar di bawah ini :



**Gambar 5.1** Dimensi Berat Sendiri Abutment

Analisis berat abutment didapat dari volume dikalikan dengan berat jenis. Kemudian dicari titik berat abutment dengan metode statis momen, perhitungan berat dan statis momen dapat dilihat pada tabel 5.2 di bawah :

**Tabel 5.2 Berat Sendiri Bangunan Bawah**

Bagian	Parameter berat bagian (m)		Y	Berat/W	lengan thd alas		W.x	W.z	
	Luas	L	kN/m <sup>3</sup>	kN	x (m)	z (m)	kN.m	kN.m	
ABUTMENT	A1	0.800	14	25	280.00	1.33	8.04	372.40	2251.20
	A2	1.280	14	25	448.00	0.93	8.63	416.64	3867.58
	A3	0.792	14	25	277.20	1.09	6.58	302.15	1823.98
	A4	0.220	14	25	77.00	0.17	7.17	12.83	551.83
	A5	1.820	14	25	637.00	0.00	6.33	0.00	4032.21
	A6	5.070	14	25	1774.50	0.00	3.64	0.00	6459.18
	A7	0.650	14	25	227.50	0.00	1.45	0.00	329.88
	A8	0.338	14	25	118.13	0.82	1.37	96.47	161.44
	A9	0.338	14	25	118.13	0.82	1.37	96.47	161.44
	A10	4.800	14	25	1680.00	0.00	0.60	0.00	1008.00
PELAT INJAK	P1	1.500	14	25	525.00	3.63	9.52	1905.75	4995.90
	P2	0.126	14	25	44.24	1.33	9.21	58.84	407.36
	P3	0.026	14	25	9.12	3.63	9.28	33.12	84.63
WINGWALL	W1	8.559	0.5	25	106.99	1.39	9.155	148.18	979.49
	W2	9.647	0.5	25	120.58	3.73	3.17	449.97	381.84
	W3	0.691	0.5	25	8.64	1.77	3.65	15.24	31.52
	W4	0.225	0.5	25	2.81	1.47	7	4.13	19.69
	W5	5.265	0.5	25	65.81	1.33	3.67	87.20	241.53
	W6	0.338	0.5	25	4.22	1.63	1.37	6.89	5.77
Berat Abutment Wh =					6524.86			4006.28	27794.46

Sehingga didapatkan titik berat atau titik tangkap gaya terhadap titik O :

$$X = \frac{\sum \text{Momen } x}{\sum \text{Berat}} = \frac{4006,28 \text{ kN.m}}{6524,86 \text{ m}} = 0.61 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum \text{Momen } Y}{\sum \text{Berat}} = \frac{27794,46 \text{ kN.m}}{6524,86 \text{ m}} = 4.26 \text{ m}$$

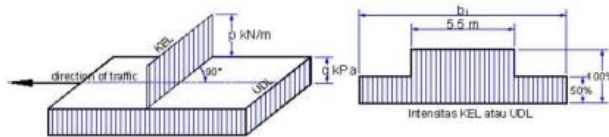
**Rekapitulasi Berat Sendiri**

No	Jenis Konstruksi	Pms (kN)
1	Struktur Atas	3389.005
2	Struktur Bawah	6524.86
Pms		9913.866



### 3. Beban Hidup Lalu Lintas

Beban lalu lintas ( lajur “D” ) berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.6** untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT dimana akan ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan.



**Gambar 5.2** Asumsi Beban Hidup Lalu-Lintas

Data teknis:

Panjang bentang jembatan (L) = 25 m

Lebar perkerasan (b) = 10 m

- Beban terbagi rata

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1** beban akibat terbagi rata sebagai berikut :

Panjang bentang yang ditinjau pada abutment adalah 25 meter maka digunakan

$$q = 9,0 \text{ kPa} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} P_{\text{BTR}} &= (5,5 \times q_{\text{BTR}}) + [(b - 5,5) \times \frac{1}{2}q_{\text{BTR}}] \times L \\ &= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + [(10\text{m} - 5,5\text{m}) \times \frac{1}{2} \times \\ &\quad 9 \text{ kN/m}^2] \times 25 \text{ m} \\ &= 555,750 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban lajur terpusat

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1** beban lajur terpusat (BGT) tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan, dengan posisi arah melintang jembatan.

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{DLA} = 40\% \text{ untuk } L = 25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
P_{BGT} &= 5,5 \times [P_{BGT} \times (1 + FBD) + (b - 5,5 \\
&\quad \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)))] \\
&= 5,5 \times [49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4) + (10\text{m} - \\
&\quad 5,5\text{m} \times (49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4)))] \\
&= 491,960 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Rekapitulasi, Ptotal dikalikan 2 karena terdapat 2 lajur.

$$\begin{aligned}
P_{TD} &= (P_{BTR} + P_{BGT}) \times 2 \\
&= (555,750 \text{ kN} + 491,960 \text{ kN}) \times 2 \\
&= 2095,420 \text{ kN}
\end{aligned}$$

#### 4. Beban Pejalan Kaki (Pedestrian)

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.9** beban pejalan kaki direncanakan  $5 \text{ kN/m}^2$ . Beban akan disalurkan seluas bidang trotoar dengan rumus :

$$P_{TP} = A \times q \text{ pejalan kaki}$$

Dimana,

$$A = \text{Luas trotoar (m}^2\text{)}$$

$$q = \text{beban pejalan kaki (5 kN/m}^2\text{)}$$

sehingga di dapatkan beban pejalan kaki pada trotoar sebesar :

$$\text{Panjang jembatan, L} = 25 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar, b} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah trotoar, n} = 2$$

$$\text{Luas trotoar, A} = 25\text{m} \times 1 \text{ m} \times 2$$

$$= 50 \text{ m}^2$$

$$P_{TP} = 50 \text{ m}^2 \times 5 \text{ kN/m}^2$$

$$= 250 \text{ Kn}$$

### 5. Gaya Rem

Gaya rem berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 8.7**, pada bentang dengan 2 lajur lalu lintas sebesar 5% dari total beban lajur “D” tanpa faktor beban dinamis. Pengaruh pengereman lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang.

Faktor beban ultimit  $K_{TB} = 2,0$

$$\begin{aligned} P_{TB} &= 5\% \times (P_{BTR} + P_{BGT}) \times K_{TB} \\ &= 104,771 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lengan gaya rem terhadap pondasi (Ytb)} \\ &= \text{hgirder} + \text{h dinding abutmen} + \text{pilecap abutmen} \\ &= 2,7 \text{ m} + 5,3 \text{ m} + 1,7 \text{ m} \\ &= 9,7 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem

$$\begin{aligned} M_{TB} &= P_{TB} \times Y_{TB} \\ &= 104,771 \text{ Kn} \times 9,7 \text{ m} \\ &= 1016,279 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### 6. Beban Angin

Terdapat dua beban angin yaitu beban angin melintang jembatan dan beban angina yang meniup kendaraan yang berjalan di atas jembatan.

Beban angin dengan arah melintang jembatan dihitung dengan rumus :

$$Tew = 0,0006 \times Cw \times Vw^2 \times Ab$$

**Tabel 5.3** Beban Angin ( $V_w$ ) Abutment

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

Berdasarkan **SNI 1725 – 2016** didapat nilai koefisien

seret,  $C_w = 1,2$

Beban angin,  $V_w$  (tabel 5.3)

Kondisi layan = 25 m/s

Kondisi ultimit = 30 m/s

Luasan bidang yang terkena gaya akibat angin,

$Ab_1 = \text{tinggi bangunan atas} \times \text{panjang bentang}$

$$= 1,5 \text{ m} \times 25 \text{ m}$$

$$= 37,5 \text{ m}$$

Beban angin pada struktur atas,

$$T_{EW1} = 0,0006 \times 1,2 \times (25\text{m/s})^2 \times 37,5 \text{ m}^2$$

$$= 16,875 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{EW1} = \text{tinggi pilecap} + h \text{ dinding abutment} + \frac{Ha}{2}$$

$$= 1,7 \text{ m} + 5,3 \text{ m} + 5,3/2 \text{ m}$$

$$= 9,650 \text{ m}$$

Momen terhadap pondasi,

$$M_{EW1} = T_{EW1} \times Y_{EW1}$$

$$= 162,844 \text{ kN.m}$$

Beban angin yang meniup kendaraan dihitung dengan rumus:

$$T_{EW} = 0,00012 \times C_w \times V_w^2$$

$$= 0,00012 \times 1,2 \times 25^2$$

$$= 0,9 \text{ kN}$$

Tinggi bidang samping kendaraan,  $h_k = 1,5 \text{ m}$   
 Jarak antara roda kendaraan,  $x = 1,75 \text{ m}$   
 Gaya pada abutment akibat transfer beban angin ke lantai jembatan

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 2 \times \frac{0,5 \times h}{x} \times T_{EW} \times L \\ &= 2 \times \frac{0,5 \times 1,5 \text{ m}}{1,75 \text{ m}} \times 0,9 \text{ kN} \times 25 \text{ m} \\ &= 19,286 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,  
 $Y_{EW2} = h \text{ pilecap} + h \text{ dinding abutment} + h_a$   
 $= 1,7 \text{ m} + 5,3 \text{ m} + 5,3 \text{ m}$   
 $= 12,3 \text{ m}$

Momen terhadap pondasi,  
 $M_{EW2} = T_{EW2} \times Y_{EW2}$   
 $= 237,214 \text{ kN.m}$

Rekapitulasi beban angin total

Total beban angin pada abutment	$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2}$	36.161 kN
Total momen pada abutment	$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2}$	400.058 kN.m

## 7. Tekanan Tanah Aktif

Beban akibat tekanan tanah berdasarkan **SNI 1725 – 2016 Pasal 7.4**, dihitung berdasarkan sifat-sifat tanah (kepadatan, kadar kelembapan, kohesi sudut geser, dan lain sebagainya). Pada bagian tanah di belakang dinding abutment terdapat beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,7 m berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Beban tekanan tanah akan membebani tembok penahan tanah dari kepala jembatan dengan arah horizontal, sehingga tekanan tanah ini dapat menimbulkan efek guling pada

abutment.

Data teknis :

$$\text{Berat jenis tanah, } \gamma t = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Tinggi timbunan, } H = 9,0 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser tanah, } \phi = 26,11^\circ$$

$$\text{Lebar abutmen, } B_y = 14 \text{ m}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,7 m, merupakan ekuivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned} q &= 0,7 \text{ m} \times \gamma t \\ &= 0,7 \times 17 \text{ kN/m}^3 \\ &= 11,9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \\ &= \tan^2 (45^\circ - 26,11^\circ/2) \\ &= 0,389 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta_1} &= q \times K_a \times H \times B_y \\ &= 11,9 \text{ kN/m}^2 \times 0,389 \times 9,0 \text{ m} \times 14 \text{ m} \\ &= 582,961 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ta_1} &= P_{Ta_1} \times H/2 \\ &= 2623,326 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta_2} &= \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times B_y \\ &= 11,9 \text{ kN/m}^2 \times 0,389 \times (9\text{m})^2 \times 14 \text{ m} \\ &= 3474,609 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ta_2} &= P_{Ta_2} \times H/3 \\ &= 11241,862 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Rekapitulasi beban tekanan tanah

Total beban akibat tekanan tanah	$T_a = T_{a_1} + T_{a_2}$	4330.570 kN.m
Total momen pada abutment	$M = M_{Ta_1} + M_{Ta_2}$	13866.151 kN.m

## 8. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Pada perhitungan tekanan tanah aktif akibat gempa, diasumsikan tembok penahan tanah bersifat Pada perhitungan tekanan tanah aktif akibat gempa, diasumsikan tembok penahan tanah bersifat flexibel sesuai dengan **RSNI Gempa Jembatan 2833 – 2013 Pasal 9.6.**

Data teknis :

Tinggi timbunan	(H)	= 9,0 m
Berat jenis tanah	( $\gamma_t$ )	= 17 kN/m <sup>3</sup>
Sudut geser tanah	( $\phi$ )	= 26,11 °
Rencana sudut geser tembok	( $\delta$ )	= 20°
Sudut Kemiringan timbunan	( $\alpha$ )	= 0,00°
Sudut kemiringan tepi belakang tembok( $\beta$ )		= 0,00°
Koefisien tanah aktif ( $K_a$ )		= 0,389
Koefisien gempa horizontal ( $K_h$ )		= $A_s \times 0,5$ = 0,188
Sudut geser tanah nominal ( $\theta$ )		= $\tan^{-1} K_h$ = 10,640°

a. Koefisien Tekanan tanah dinamis (  $K_{AE}$  )

$$\begin{aligned} \mu &= \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2 \\ &= \left( 1 + \sqrt{\frac{0,192}{0,693}} \right)^2 \\ &= 2,330 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{AE} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos \theta \cos 2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \\ &= \frac{0,929}{2,330 \times 0,983 \times 1 \times 0,801} \\ &= 0,506 \end{aligned}$$

b. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_V) \times K_{AE} \\
 &= \frac{18 \times 9^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,506 \\
 &= 348,482 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari hasil diatas dikalikan dengan lebar abutment (By)

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= 348,482 \text{ kN/m} \times 14 \text{ m} \\
 &= 4878,747 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

9. Beban Gempa

Perencanaan ketahanan gempa merupakan bagian yang penting dalam rangka pembangunan konstruksi jembatan. Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada **SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 9.6**.

Beban gempa dianggap sebagai gaya horizontal koefisien elastic (Csm) dengan berat struktur ekuivalen kemudian dibagi dengan faktor modifikasi respon (R).

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \text{ (RSNI Gempa 2833 – 2013 pasal 5.1)}$$

Menentukan kelas situs tanah

**Tabel 5.4** Hasil Pengolahan Data N-SPT Tanah Abutment

Tebal lapisan tanah (t)	Jenis Tanah	Nilai hasil uji penetrasi (N)	ti/N
2.5	Lempung	4	0.630
4.5	Lempung	13	0.150
6.5	Lempung	13	0.150
8.5	Lanau Kepasiran	16	0.130
10.5	Lempung	20	0.100
12.5	Padas Muda	42	0.050
14.5	Padas	51	0.040
30		Jumlah	1.558



$$N = \frac{\sum t_i}{\sum \left(\frac{t_i}{N}\right)} = \frac{30,5}{1,558} = 19,57$$

Dengan nilai  $N = 19,57$  maka dari tabel dibawah didapatkan kelas situs, tanah sedang.

**Tabel 5.5** Kelas situs (SNI Gempa 2833 - 2013 tabel 2)

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (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	$350 < \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sengah	$175 < \bar{v}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
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 $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah teresmentasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3m$ ) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5m$ dengan $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35m$		

### Menentukan faktor situs

Penentuan faktor amplikasi periode pendek didapatkan dari **Peta Zona Gempa Indonesia 2010** sesuai daerah lokasi jembatan.

**Tabel 5.6** Faktor amifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt (FPGA / Fa)

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 Sengah (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

Didapat dari peta Gempa PUSJATAN

$$PGA = 0,332$$

$$S_s = 0,642$$

$$S_1 = 0,335$$

Interval F PGA	
0.2	1.4
0.335	1.13
0.3	1.2

Interval Fa	
0.5	1.4
0.642	1.29
0.75	1.2

Didapat nilai  $F_{PGA} = 1,13$  dan  $F_a = 1,29$  dengan menggunakan interpolasi.

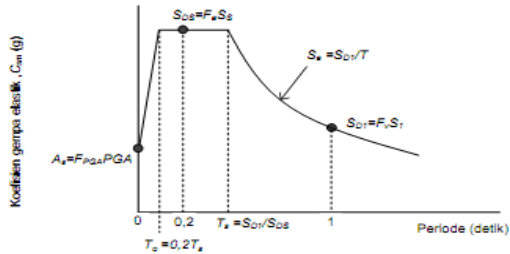
**Tabel 5.7** Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik ( $F_v$ )

Kelas situs	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
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

Interval Fv	
0.2	2
0.335	1.73
0.3	1.8

Didapat nilai  $F_v = 1,73$  dengan menggunakan interpolasi.

### Menentukan Respons Spektrum



**Gambar 5.3** Bentuk tipikal respons spektra di permukaan

Respon spektrum rencana

Dengan nilai yang didapat dari PGA, S<sub>s</sub>, dan S<sub>1</sub> serta nilai faktor implifikasi F<sub>PGA</sub>, F<sub>a</sub>, F<sub>v</sub>. Maka dapat dihitung

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,13 \times 0,332 \\ &= 0,375 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,286 \times 0,642 \\ &= 0,826 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,730 \times 0,335 \\ &= 0,580 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas dapat digunakan menghitung periode (T)

$$T = 0,2 \text{ (Periode pendek)}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,580}{0,826} = 0,702$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,702 \\ &= 0,140 \end{aligned}$$

Didapatkan nilai  $T_0 = 0,14 < T=0,2 < T_s= 0,702$ , berdasarkan **RSNI Gempa Jembatan 2833 – 2013 Pasal 5.4.2**, memenuhi syarat ke dua sehingga nilai  $C_{SM}$  adalah  $C_{SM} = S_{DS} = 0,826$

Menentukan faktor modifikasi respons (R)

**Tabel 5.8** Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

Hubungan elemen struktur	Semua katagori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0.8
Sambunga muai (diatas) pada bangunan atas	0.8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1.0
Kolom atau pilar dengan pondasi	1.0

Maka didapat R sebesar 0,8, sehingga beban gempa akibat bangunan atas sebesar :

$W_T =$  Berat sendiri bangunan atas + Beban mati tambahan

$$W_T = 3389,005 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} E_{Q1} &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_T \\ &= \frac{0,826}{0,8} \times 3389,005 \text{ kN} \\ &= 3498,592 \text{ kN} \end{aligned}$$

**Tabel 5.9** Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Bangunan Bawah

Bangunan bawah	Katagori 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

Catatan:

Pilar tipe dinding direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

Maka didapat R sebesar 1,5, sehingga beban gempa akibat bangunan bawah sebesar :

$W_T =$  Beban mati abutment

$W_T = 6524,861$  kN

$$\begin{aligned}
 E_{Q1} &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_T \\
 &= \frac{0,826}{1,5} \times 6524,861 \text{ kN} \\
 &= 3592,453 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga beban gempa total yang terjadi adalah

$$\begin{aligned}
 \text{Total } E_Q &= E_{Q1} + E_{Q2} \\
 &= 3498,592 \text{ kN} + 3592,453 \text{ kN} \\
 &= 7091,045 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 5.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Dari beberapa analisi yang dihasilkan, langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya dipusatkan pada center poer.

**Tabel 5. 10** Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment

URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m
<b>Beban Tetap</b>					
Struktur atas	3389.005				
Struktur abutment	6524.86			6524.86	
Tek. Tanah Aktif 1		582.961		2623.326	
Tek. Tanah Aktif 2		3747.609		11242.826	
<b>Pengaruh beban hidup</b>					
BTR +BGT	1047.71				
Pejalan kaki	250				
Beban Rem		52.3855		1016.279	
Beban Angin			36.161		400.058
<b>Aksi Lingkungan</b>					
Eq Struktur Atas		3498.592	3498.592	31487.327	31487.327
Eq Struktur Bawah		3592.453	3592.453	15303.051	15303.051
Eq. Tek.Tanah dinamis		4878.747		14636.240	

Kombinasi-kombinasi untuk perhitungan kekuatan pondasi :

Kombinasi 1 (MS+MA+TD+TP+TA)

**Tabel 5. 11** Kombinasi 1 beban tegangan kerja pada abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	9913.87			6524.861	
2	Pejalan kaki	1.0	250				
3	Beban lajur	1.0	1047.71				
5	Tek. Tanah	1.0		4330.570		13866.151	
Total			11211.58	4330.570		20391.012	

## Kombinasi 2 (MS+MA+TB+TD+TA)

**Tabel 5.12** Kombinasi 2 beban tegangan kerja pada abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	9913.866			6524.861	
2	Beban Rem	1.0		52.386		1016.279	
3	Beban lajur	1.0	1047.710				
4	Tek. Tanah	1.0		4330.570		13866.151	
Total			10961.576	4382.955		21407.291	

## Kombinasi 3 (MS+MA+TB+TD+TA+EW)

**Tabel 5.13** Kombinasi 3 beban tegangan kerja pada abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	9913.866			6524.861	
2	Beban Rem	1.0		52.386		1016.279	
3	Beban lajur	1.0	1047.710				
4	Tek. Tanah	1.0		4330.570		13866.151	
5	Beban Angin	1.0			36.161		400.058
Total			10961.576	4382.955	36.161	21407.291	400.058

## Kombinasi 4 (MS+MA+EQ+TAQ)

**Tabel 5.14** Kombinasi 4 beban tegangan kerja pada abutment

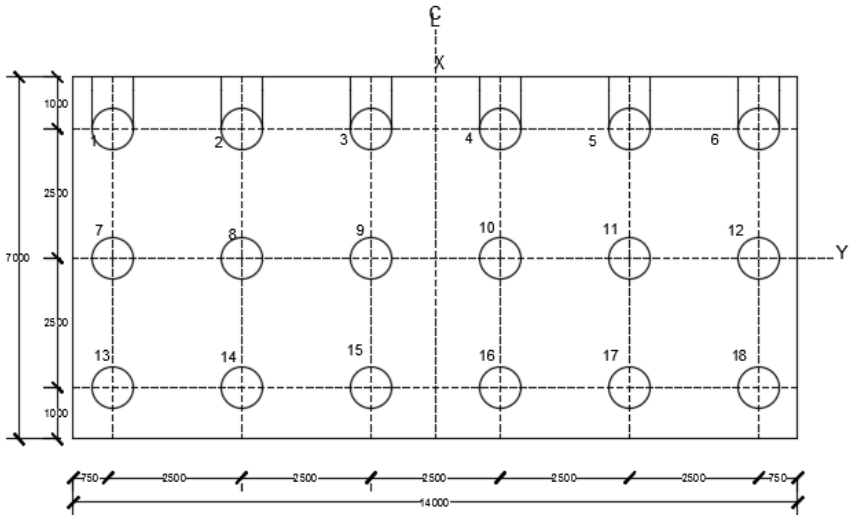
No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	9913.866			6524.861	
2	Beban Gempa	1.0		7091.045	2127.313	46790.378	14037.113
3	Tek.Dinamis Axial Gempa	1.0		4878.747		14636.240	
Total			9913.866	11969.791	2127.313	67951.479	14037.113

### Kombinasi 5 (MS+MA+EQ)

**Tabel 5.15** Kombinasi 5 beban tegangan kerja pada abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	9913.866			6524.861	
2	Beban Gempa	1.0		2127.313	7091.045	14037.113	46790.378
3	Tek.Dinamis Axial Gempa	1.0		4878.747		14636.240	
Total			9913.866	7006.060	7091.045	35198.215	46790.378

### Konfigurasi tiang pancang



**Gambar 5.4** Konfigurasi Tiang Pancang Abutment

Tiang-tiang dalam satu kelompok disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka beban tegangan kerja (Pv) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$\begin{aligned}
 X &= \text{jarak tiang terhadap sumbu X (m)} \\
 &= 2,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$



$Y$  = jarak tiang terhadap sumbu  $Y$  (m)  
 = 2,5 m  
 $n$  = jumlah tiang pancang  
 = 18

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X}{\sum Y^2} + \frac{M_x \cdot Y}{\sum X^2}$$

Dimana,

$V$  = beban vertical dari kolom  
 $n$  = banyak tiang dalam 1 group  
 $M_x$  = Momen terhadap sumbu  $X$   
 $M_y$  = Momen terhadap sumbu  $Y$   
 $X$  = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang  
 $Y$  = koordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang  
 $\sum X$  = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group  
 $\sum Y$  = jumlah dari kuadrat koordinat tiap tiang terhadap garis netral group

**Tabel 5.16** Perhitungan Kemampuan Gaya Aksial Per Tiang  
Abutment

No	x	y	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>	Komb.1	Komb.2	Komb.3	Komb.4	Komb.5
1	2.50	-6.25	6.250	39.063	234.465	201.219	214.554	-275.640	832.799
2	2.50	-3.75	6.250	14.063	389.825	364.322	377.657	242.086	1189.297
3	2.50	-1.25	6.250	1.563	545.185	527.425	540.760	759.811	1545.795
4	2.50	1.25	6.250	1.563	700.545	690.528	703.863	1277.537	1902.293
5	2.50	3.75	6.250	14.063	855.905	853.631	866.966	1795.262	2258.791
6	2.50	6.25	6.250	39.063	1011.266	1016.734	1030.070	2312.988	2615.289
7	0.00	-6.25	0.000	39.063	234.465	201.219	201.219	-743.544	-340.475
8	0.00	-3.75	0.000	14.063	389.825	364.322	364.322	-225.818	16.023
9	0.00	-1.25	0.000	1.563	545.185	527.425	527.425	291.908	372.521
10	0.00	1.25	0.000	1.563	700.545	690.528	690.528	809.633	729.019
11	0.00	3.75	0.000	14.063	855.905	853.631	853.631	1327.359	1085.518
12	0.00	6.25	0.000	39.063	1011.266	1016.734	1016.734	1845.084	1442.016
13	-2.50	-6.25	6.250	39.063	234.465	201.219	187.883	-1211.447	-1513.749
14	-2.50	-3.75	6.250	14.063	389.825	364.322	350.986	-693.722	-1157.251
15	-2.50	-1.25	6.250	1.563	545.185	527.425	514.090	-175.996	-800.753
16	-2.50	1.25	6.250	1.563	700.545	690.528	677.193	341.729	-444.254
17	-2.50	3.75	6.250	14.063	855.905	853.631	840.296	859.455	-87.756
18	-2.50	6.25	6.250	39.063	1011.266	1016.734	1003.399	1377.180	268.742
			75.00	328.13					

Dari perhitungan di atas gaya yang terjadi pada 1 pilar tiang pancang adalah

$$P \text{ max gempa} = 2615,289 \text{ kN} = 261,529 \text{ ton}$$

$$P \text{ max tanpa gempa} = 1030,070 \text{ kN} = 103,007 \text{ ton}$$

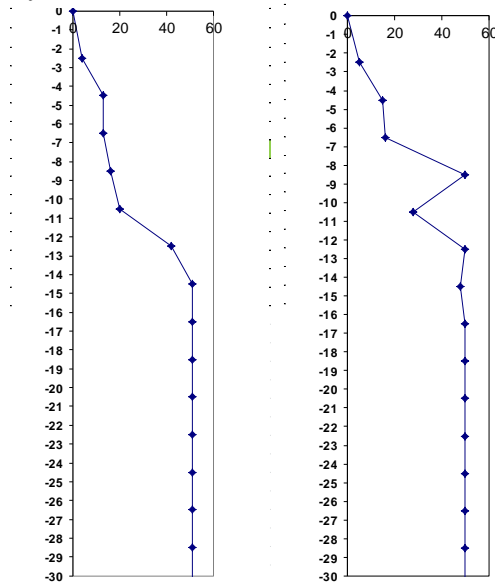
$$P \text{ cabut gempa} = 1513,749 \text{ kN} = 151,375 \text{ ton}$$

$$P \text{ cabut tanpa gempa} = 187,883 \text{ kN} = 18,788 \text{ ton}$$

### 5.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.16 dapat diketahui nilai maksimum gaya aksial tiang pancang ( $P_{max}$ ) akibat beban tetap (Kombinasi 1,2,3,4,5) sebesar 2615,29 kN. Dalam hal ini di dapatkan berupa kemampuan tiang dalam menahan gaya aksial tekan saja, maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung berdasarkan tiang bor (*bored pile*) dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor B2 (Abutment kiri) dan B1 (Abutment kanan). Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *kazuto nakazawa* (Suyono sosrodarsono & Kazuto Nakazawa, 2000 : hal 99) yang akan ditunjukkan hasilnya dalam tabel 5.17 dan tabel 5.18

Berikut adalah perhitungan daya dukung tanah berdasarkan penyelidikan data tanah SPT.



Gambar 5.5 Data Tanah SPT B1 dan B2

Ru	=	qd . A + U . $\sum$ li . fi
Ra	=	$\frac{1}{n}$ (Ru - Ws) + Ws - W
qd . A	=	Daya dukung ujung tanah/ <i>End bearing</i> (T)
U . $\sum$ li . fi	=	Daya dukung lekatan tanah/ <i>slide friction</i> (T)
qd	=	Daya dukung terpusat tiang bor (T)
A	=	Luas penampang tiang (m <sup>2</sup> )
U	=	Panjang keliling tiang (m)
li	=	Tebal lapisan tanah yang ditinjau (m)
fi	=	Gaya geser pada selimut tiang cor
n	=	Tanah pasir N/2 ≤ 12 (T)
n	=	Tanah kohesif N/2 atau C/2 ≤ 12 (T)
Ws	=	Berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)
W	=	Berat efektif tiang dan tanah di dalam tiang (ton)

#### Data Perencanaan Tiang Pancang Baja:

D	=	100 cm
	=	1 m
A	=	0,785 m <sup>2</sup>
U	=	3,142 m
n	=	2, untuk beban gempa
n	=	3, untuk beban tetap

*Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter***Tabel 5.17** Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah titik bor B1

<b>Depth</b> (m)	<b>Jenis Tanah</b>	<b>Kode</b>	<b>N</b> (SPT)	<b>f<sub>i</sub></b> (t/m <sup>2</sup> )	<b>li . tebal</b> (t/m)	<b>U .Σli . fi</b> (t/m)
0	Lempung	C	0	0	0.00	0.00
-2.5	Lempung	C	4	2	4.00	4.00
-4.5	Lempung	C	13	6.5	13.00	53.41
-6.5	Lempung	C	13	6.5	13.00	94.25
-8.5	Lanau Kepasiran	C	16	8	16.00	144.51
-10.5	Lempung	C	20	10	20.00	207.35
-12.5	Padas Muda	S	42	8.4	16.80	260.12
-14.5	Padas	S	51	10	20.00	322.96
-16.5	Padas	S	51	10	20.00	385.79
-18.5	Padas	S	51	10	20.00	448.62
-20.5	Padas	S	51	10	20.00	511.45
-22.5	Padas	S	51	10	20.00	574.28
-24.5	Padas	S	51	10	20.00	637.11
-26.5	Padas	S	51	10	20.00	699.95
-28.5	Padas	S	51	10	20.00	762.78
-30.5	Padas	S	51	10	20.00	825.61

***Lanjutan*** Perhitungan Daya Dukung Tanah titik bor B1

<b>Depth</b> <b>(m)</b>	<b>qd</b> <b>(t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>A . Qd</b> <b>(t/m2)</b>	<b>Ru</b> <b>(ton)</b>	<b>Ra = Ru / n</b>	
				<b>n = 2</b>	<b>n = 3</b>
0	0.00	0.00	0.00	-1.26	-1.02
-2.5	15.60	12.25	11.34	4.42	2.76
-4.5	50.70	39.82	84.39	40.94	27.11
-6.5	50.70	39.82	121.30	59.40	39.41
-8.5	62.40	49.01	176.83	87.16	57.92
-10.5	78.00	61.26	247.99	122.74	81.64
-12.5	300.00	235.62	471.20	234.34	156.05
-14.5	300.00	235.62	530.10	263.80	175.68
-16.5	300.00	235.62	589.01	293.25	195.32
-18.5	300.00	235.62	647.91	322.70	214.95
-20.5	300.00	235.62	706.82	352.15	234.59
-22.5	300.00	235.62	765.72	381.61	254.22
-24.5	300.00	235.62	824.63	411.06	273.86
-26.5	300.00	235.62	883.53	440.51	293.49
-28.5	300.00	235.62	942.44	469.96	313.13
-30.5	300.00	235.62	1001.34	499.42	332.76

**Tabel 5. 18** Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah titik bor B2

<b>Depth</b>	<b>Jenis Tanah</b>	<b>Kode</b>	<b>N</b>	<b>f<sub>i</sub></b>	<b>li . tebal</b>	<b>U .Σli . f<sub>i</sub></b>
<b>(m)</b>			<b>(SPT)</b>	<b>(t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>(t/m)</b>	<b>(t/m)</b>
0	Lempung	C	0	0	0.00	0.00
-2.5	Lempung	C	5	2.5	5.00	5.00
-4.5	Lempung	C	15	7.5	15.00	62.83
-6.5	Lempung	C	16	8	16.00	113.10
-8.5	Batu	S	50	10	20.00	175.93
-10.5	Pasir	S	28	5.6	11.20	211.12
-12.5	Gravel	S	50	10	20.00	273.95
-14.5	Padas	S	48	9.6	19.20	334.27
-16.5	Padas	S	50	10	20.00	397.10
-18.5	Padas	S	50	10	20.00	459.93
-20.5	Padas	S	50	10	20.00	522.76
-22.5	Padas	S	50	10	20.00	585.59
-24.5	Padas	S	50	10	20.00	648.42
-26.5	Padas	S	50	10	20.00	711.26
-28.5	Padas	S	50	10	20.00	774.09
-30.5	Padas	S	50	10	20.00	836.92

**Lanjutan** Perhitungan Daya Dukung Tanah titik bor B2

Depth (m)	qd (t/m <sup>2</sup> )	A . Qd (t/m2)	Ru (ton)	Ra = Ru / n	
				n = 2	n = 3
0	0.00	0.00	0.00	-1.26	-1.02
-2.5	19.50	15.32	15.41	6.45	4.11
-4.5	58.50	45.95	99.94	48.71	32.29
-6.5	62.40	49.01	149.34	73.42	48.76
-8.5	300.00	235.62	394.86	196.17	130.60
-10.5	28.00	21.99	212.49	104.99	69.81
-12.5	300.00	235.62	485.02	241.25	160.65
-14.5	300.00	235.62	541.41	269.45	179.45
-16.5	300.00	235.62	600.32	298.90	199.09
-18.5	300.00	235.62	659.22	328.36	218.72
-20.5	300.00	235.62	718.13	357.81	238.36
-22.5	300.00	235.62	777.03	387.26	257.99
-24.5	300.00	235.62	835.94	416.71	277.63
-26.5	300.00	235.62	894.84	446.17	297.26
-28.5	300.00	235.62	953.75	475.62	316.90
-30.5	300.00	235.62	1012.65	505.07	336.53

**5.2.4 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang**

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisien. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Seiler Keeney :

$$\eta = \left( 1 - \frac{36 \times s \times (m+n-2)}{(75 \times s^2 - 7) \times (m+n-1)} \right) + \left( \frac{0,3}{m+n} \right)$$

Dimana,

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

s = Jarak antar tiang (m)



$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 2,5 \times (6+3-2)}{(75 \times (2,5)^2 - 7) \times (6+3-1)}\right) + \left(\frac{0,3}{6+3}\right)$$

$$= 0,863$$

$$\begin{aligned} \text{Daya dukung tiang} &= \eta \times \text{jumlah tiang} \times \text{DDT}_1 \\ &= 0,863 \times 18 \times 293,248 \text{ ton} \\ &= 4554,188 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \eta \times \text{jumlah tiang} \times \text{DDT}_2 \\ &= 0,863 \times 18 \times 298,903 \text{ ton} \\ &= 4642,009 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Efisiensi tiang} &> \text{Gaya vertikal} \\ 4554,188 \text{ ton} &> 1121,158 \text{ ton} \end{aligned}$$

## 5.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Tiang pancang yang akan didesain harus memiliki kekuatan tiang yang bisa menahan gaya aksial P, momen serta geser pons. Selanjutnya dilakukan analisa dari tiang pancang dengan spek beton tulangan dan diameter yang telah dipilih.

Berikut spek yang dipakai :

- Diameter Pancang baja (D) = 1000 mm
- Decking beton (d') = 75 mm
- Mutu beton (fc') = 25 MPa
- Mutu tulangan (fy) = 390 MPa

### 5.2.5.1 Kontrol terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah tempat tiang bor yang akan di cor. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

- Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan maximum tiang pancang terhadap gaya aksial yang terjadi akibat struktur atas dan struktur bawah dihitung berdasarkan persamaan

berikut :

$$\begin{aligned} \text{Pu bahan} &= (0,45 \times f_c \times 10) \times A_{\text{tiang}} \\ &= (0,45 \times f_c \times 10) \times \left( \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) \\ &= 565486.68 \text{ kg} \\ &= 565,487 \text{ ton} \end{aligned}$$

Didapatkan kekuatan tekan maximum tiang pancang sebesar 565,487 ton sedangkan gaya aksial terjadi yang diterima tiang pancang sebesar 261,529 ton untuk masing-masing tiang pancang abutment kiri dan abutment kanan.

- Berdasarkan daya dukung tanah  
Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang diameter 0,8 m. Qijin seperti yang ditabelkan berikut ini :

**Tabel 5. 19** Resume Pijin tiang bor  $\varnothing 0,8$  m

Data Tanah	P ijin beban SF : 2 (kN)	P ijin beban SF:3 (kN)	Kedalaman (m)
B1	2932.48	1953.15	16.5
B2	2989.03	1990.85	16.5

P DDT	>	P aksial terjadi	
SF2: 2932,48 kN	>	2615,29 kN	<b>OK</b>
SF3: 1953,15 kN	>	1030,07 kN	<b>OK</b>

### 5.2.5.2 Kontrol terhadap Beban Horizontal

Gaya yang bekerja searah sumbu x diantaranya :

Beban rem, 100% beban akibat gempa (struktur atas dan struktur bawah), tekanan tanah dinamis aktif

Mencari gaya-gaya Horizontal yang Bekerja

- a. Gaya-gaya horizontal ( $H_x$ ) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya :

**Tabel 5. 20** Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu X pada Beban Sementara

Beban ( $H_x$ )	Gaya (kN)
Beban Rem	52.3855
Beban 100% akibat Gempa (Struktur Atas + Abutment)	7091.045
Tekanan Tanah Dinamis Gempa	4878.747
Total	12022.18

- b. Gaya-gaya horizontal ( $H_y$ ) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu y, diantaranya :

**Tabel 5. 21** Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu Y pada Beban Sementara

Beban ( $H_y$ )	Gaya (kN)
30% Beban Gempa struktur atas	1049.578
30% Beban Gempa abutment	1077.736
Beban Angin	36.161
Total	2163.475

Kontrol Daya Dukung Horizontal

Total beban Horizontal yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} \\
 &= ((12022,177 \text{ kN})^2 + (2163,474 \text{ kN})^2)^{0,5} \\
 &= 12215,292 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Horizontal yang diterima per tiang :

$$H \text{ tiang} = \frac{12215,292 \text{ kN}}{18} = 678,627 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang untuk menahan gaya horizontal yang diijinkan adanya pergeseran ujung tiang sebesar d.

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2}$$

$$\beta = \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \times \delta_a$$

Dimana ,

$H_a$  = Daya Dukung horizontal yang diijinkan (kg)

$K$  = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan(kg)

$D$  = Diameter tiang ( cm )

$EI$  = Kekakuan lentur tiang ( kg/cm-1 )

$\delta_a$  = Besarnya pergeseran tiang normal ( 1cm )

$y$  = Besarnya pergeseran yang akan dicari (1cm )

$E_o$  = Modulus deformasi tanah

= 28 N-SPT rata-rata pada kedalaman tiang pancang

Mencari Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2}$$

$E_o$  = 28 N-SPT rata-rata

$$= 28. 18,590$$

$$= 520,525 \text{ kg/cm}^2$$

$$D^{-0,75} = 100^{-0,75}$$

$$\begin{aligned}\delta^{-0,5} &= 0,0316 \text{ cm} \\ &= 1^{-0,5} \\ &= 1 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k &= 0,2 \times E_0 \times D^{-3/4} \times y^{-1/2} \\ &= 0,2 \times 520,525 \text{ kg/cm}^2 \times 0,0316 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} \\ &= 3,292 \text{ kg/cm}^3\end{aligned}$$

Mencari Nilai Karakteristik Tiang

$$\beta = \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$k = 3,292 \text{ kg/cm}^3$$

$$D = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}E &= 4700 \times f_c^{0,5} \times 10 \\ &= 4700 \times \sqrt{25} \times 10 \\ &= 235000 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}I &= \pi/64 \times D^4 \\ &= \pi/64 \times (100 \text{ cm})^4 \\ &= 4908739 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25} \\ &= \left( \frac{3,292 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \times 100 \text{ cm}}{4 \times 235000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 4908739 \text{ cm}^4} \right)^{0,25} \\ &= 0,00291\end{aligned}$$

Mencari Daya Dukung Mendatar yang Diijinkan

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \times \delta_a$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{3,291 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \times 100 \text{cm}}{0,00291} \times 1 \text{ cm} \\
 &= 113273,4 \text{ kg} = 1132,734 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl}
 H_{\text{pertiang}} & < & H_a \\
 678,627 \text{ kN} & < & 1132,734 \text{ kN}
 \end{array}
 \quad \text{OK}$$

### 5.2.5.3 Kontrol Daya Dukung Tiang Miring

Daya dukung vertikal yang diijinkan sebesar

**Tabel 5. 22** Daya dukung ijin vertikal

Data Tanah	P ijin beban SF : 2 (kN)	P ijin beban SF:3 (kN)	Kedalaman (m)
B1	2932.48	1953.15	16.5
B2	2989.03	1990.85	16.5

Gaya horizontal yang terjadi pada abutment sebesar 678,862 kN. Tiang pancang direncanakan sebanyak 18 buah dengan perincian PM (Pancang Miring) sebanyak 6 titik pancang dan PT (Pancang Tegak) sebanyak 12 titik pancang.

Jadi untuk menahan gaya horizontal yang terjadi sebesar  $H = 67,862$  ton, digunakan tiang pancang miring dengan perbandingan 1:10 dengan perhitungan :

$$\begin{aligned}
 PM_2 &= 293,248 \text{ ton} \times \tan 5,71^\circ \\
 &= 29,321 \text{ ton} \times 6 \text{ titik pancang} \\
 &= 175,930 \text{ ton} > 67,863 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 PM_3 &= 195,315 \text{ ton} \times \tan 5,71^\circ \\
 &= 19,529 \text{ ton} \times 6 \text{ titik pancang} \\
 &= 117,177 \text{ ton} > 67,863 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### 5.2.6 Kontrol Stabilitas Abutment

Pada kontrol stabilitas abutment terdiri dari kontrol stabilitas guling dan kontrol stabilitas geser.

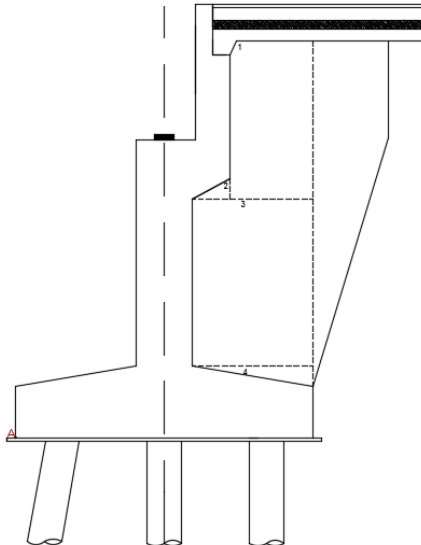
#### 5.2.6.1 Kontrol Stabilitas Guling

Kontrol guling untuk mengetahui perbandingan besarnya gaya yang menahan abutment dan yang mendorong/menggulingkan abutment. Titik guling berada di ujung pilecap.

$$\frac{\Sigma \text{ Momen Penahan}}{\Sigma \text{ Momen Guling}} > 1,1$$

##### 1. Momen Penahan Guling

Momen penahan merupakan jumlah total dari gaya bekerja untuk menahan abutmen agar tidak terjadi guling dan dikalikan dengan faktor ultimit dari gaya.



**Gambar 5.6** Titik Guling A pada Abutment

**Tabel 5. 23** Berat timbunan tanah diatas pilecap

Segmen	H	B	L	Vol	Berat	x	Momen
	m	m	m	m <sup>3</sup>	Kn	m	kN.m
1	3.680	0.470	14.000	24.214	435.859	1.782	776.701
2	0.500	0.450	14.000	3.150	56.700	1.467	83.160
3	3.930	1.350	14.000	74.277	1336.986	1.325	1771.506
4	0.500	0.440	14.000	3.080	55.440	1.633	90.552
Total							2721.920

**Tabel 5. 24** Rekapitulasi momen penahan abutment

Gaya Penahan	V	Lengan	Faktor	Momen
	kN	m	Ultimit	kN.m
Beban Bangunan Atas	3389.01	9.00	1.30	39651.36
Beban Abutmen	6524.86	0.61	1.30	5208.164
Beban tanah poer 1	435.86	1.78	1.25	970.8764
Beban tanah poer 2	56.70	1.47	1.25	103.95
Beban tanah poer 3	1336.99	1.33	1.25	2214.383
Beban tanah poer 4	55.44	1.63	1.25	113.19
Total				48261.92

## 2. Momen penyebab guling

Momen penyebab guling diambil dari beban tekanan tanah akibat beban rencana kendaraan (tanah timbunan setinggi 0,7 m) dan tekanan tanah aktif akibat timbunan.

**Tabel 5. 25** Rekapitulasi momen guling abutment

Gaya Guling	V	Lengan	Faktor	Momen
	kN	m	Ultimit	kN.m
Tekanan tanah aktif 1	582.961	4.50	1.25	3279.157
Tekanan tanah aktif 2	3747.609	3.00	1.25	14053.53
Total				17332.69



$$\frac{\Sigma \text{ Momen Penahan}}{\Sigma \text{ Momen Guling}} > 1,1$$

$$\frac{48261,922}{17332,689} > 1,1$$

$$\frac{2,784}{2,784} > 1,1 \quad \text{OK}$$

### 5.2.6.2 Kontrol Stabilitas Geser

Kontrol geser abutment dengan cara membandingkan besarnya gaya tahanan lateral ultimit dengan gaya lateral ultimit pada dinding abutment.

$$\frac{\Sigma \text{ Penahan Lateral}}{\Sigma \text{ Gaya Lateral}} > 1,1$$

#### 1. Tahanan lateral ultimit

Berat sendiri abutment (P) = 6524,86 kN  
 Sudut geser tanah ( $\phi$ ) = 26,11°  
 Nilai kohesi tanah ( $C_u$ ) = 5 kPa  
 Nilai kohesi tanah direduksi ( $C_u'$ ) =  $K_{rc} \times C_u$   
 = 0,7 x 5 kPa  
 = 3,5 kPa = 3,5 kN/m<sup>2</sup>

Luas bidang kontak efektif (A<sub>ef</sub>) =  $B_{eff} \times L_{eff}$   
 = 14 m x 7 m  
 = 98 m<sup>2</sup>

- Kondisi tanah timbunan di belakang abutment merupakan tanah non kohesif

$$R_s = P \times \tan\phi$$

$$= 6524,86 \text{ kN} \times 0,490$$

$$= 3197,909 \text{ kN}$$

- Kondisi tanah timbunan dibelakang abutment merupakan tanah kohesif

$$\begin{aligned}
 R_s &= 0,4 \times A_{\text{eff}} \times C_u' \\
 &= 0,4 \times 98 \text{ m}^2 \times 3,5 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 137,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Total gaya penahan lateral ultimit} \\
 &= 3197,909 \text{ kN} + 137,2 \text{ kN} \\
 &= 3335,109 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 2. Gaya Lateral Ultimit

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi timbunan (H)} &= 9,0 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis tanah} &= 17 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Sudut geser tanah } (\phi) &= 26,11^\circ \\
 \text{Tan } (\phi) &= 0,490 \\
 \text{Sudut geser yang direduksi} &= \text{Tan}^{-1}(K_{rc} \times \phi) \\
 &= \text{Tan}^{-1}(0,7 \times 0,490) \\
 &= 21,41^\circ \\
 \text{Nilai kohesi tanah (C}_u\text{)} &= 5 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

- Kondisi tanah timbunan di belakang abutment merupakan tanah non kohesif

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \frac{1 - \sin 21,41^\circ}{1 + \sin 21,41^\circ} = 0,465$$

$$\begin{aligned}
 P_a &= \text{Tekanan lateral tanah} \\
 &= 0,5 \times \gamma_t \times H^2 \times K_a \\
 &= 0,5 \times 17 \text{ kN/m}^3 \times (9,0 \text{ m})^2 \times 0,465 \\
 &= 320,262 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{aT} &= \text{Tekanan tanah akibat lapisan 0,7} \\
 &= \gamma_t \times H \times K_a \\
 &= 17 \text{ kN/m}^3 \times 9,0 \text{ m} \times 0,465 \\
 &= 47,702 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma \text{ Gaya Lateral} &= 320,262 \text{ kN} + 47,702 \text{ kN} \\
 &= 362,964 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Kondisi tanah timbunan dibelakang abutment merupakan tanah kohesif

$$\begin{aligned}
 PT &= (\gamma t \times H_p) - (2C_u) \\
 &= (17 \text{ kN/m}^3 \times 9,0 \text{ m}) - (7) \\
 &= 146,00 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

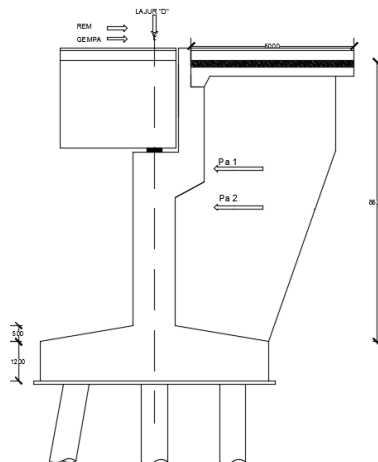
$$\begin{array}{rcl}
 \frac{\Sigma \text{ Penahan Lateral}}{\Sigma \text{ Gaya Lateral}} & > & 1,1 \\
 \frac{3335,109 \text{ kN}}{362,964 \text{ kN}} & > & 1,1 \\
 9,19 & > & 1,1
 \end{array}$$

**OK**

### 5.2.8 Perhitungan Pile Cap (Poer)

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung darai beban P yang terjadi pada tiang pancang, berikut dibawah ini analisis perencanaan pile cap.

#### 5.2.7.1 Analisis Pembebanan Pile Cap



**Gambar 5.7** Beban pada Poer Abutment

**Tabel 5.26** Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer abutment

URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m
<b>Beban Tetap</b>					
Struktur atas	3389.005				
Struktur abutment	6524.86			6524.861	
Tek. Tanah Aktif 1		582.961		2623.326	
Tek. Tanah Aktif 2		3747.609		11242.826	
<b>Pengaruh beban hidup</b>					
BTR +BGT	1047.71				
Pejalan kaki	250				
Beban Rem		52.3855		1016.279	
Beban Angin			36.161		400.058
<b>Aksi Lingkungan</b>					
Eq Struktur Atas		3498.592	3498.592	31487.327	31487.327
Eq Struktur Bawah		3592.453	3592.453	15303.051	15303.051
Eq. Tek.Tanah dinamis		4878.747		14636.240	

Kombinasi yang digunakan untuk kekuatan pondasi adalah :

**Kombinasi 1 (1,3MS + 1,8TD + 1,8TB + 1,2 T<sub>EW</sub> + 1,25Ta)**

**Tabel 5.27** Kombinasi 1 ultimit pada pile cap

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.30	12888.026			8482.319	
2	Beban lajur	1.80	1885.878				
4	Beban Rem	1.80		94.294		1829.302	
5	Beban Angin	1.20			43.393		480.070
6	Tek. Tanah	1.25		5413.212		17332.689	
Total			14773.904	5413.212		27644.310	480.070

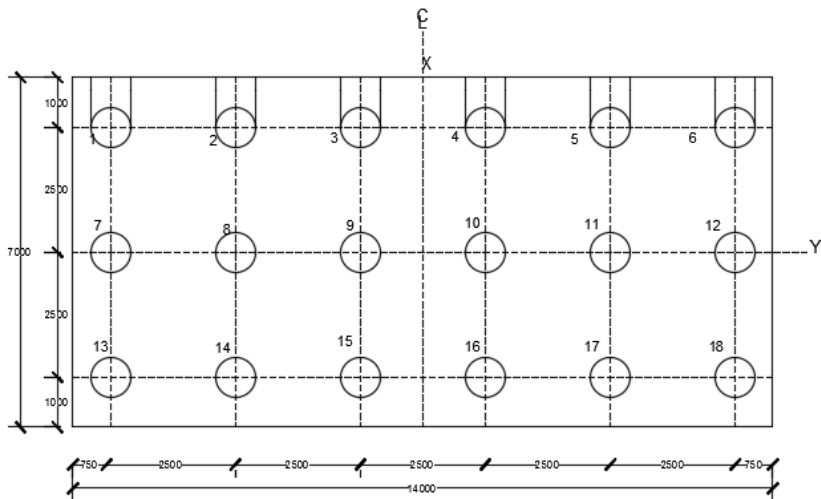
**Kombinasi 2 (1,3MS + 30% EQ<sub>x</sub> + Taq)**

**Tabel 5.28** Kombinasi 2 ultimit pada pile cap

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.3	12888.026			8482.319	
2	Beban Gempa	1.0		2127.313	7091.045	14037.113	46790.378
3	Tek.Dinamis Axial Gempa	1.0		4878.747		14636.240	
Total			12888.026	7006.060	7091.045	37155.673	46790.378

**Kombinasi 3 (1,3MS + 30% EQ<sub>Y</sub> + Taq)****Tabel 5.29** Kombinasi 3 ultimit pada pile cap

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.3	12888.026			19893.966	
2	Beban Gempa	1.0		7091.045	2127.313	46790.378	14037.113
3	Tek.Dinamis Axial Gempa	1.0		4878.747		14636.240	
Total			12888.026	11969.791	2127.313	81320.584	14037.113

**Gambar 5.8** Konfigurasi Tiang Pancang Abutment

Konfigurasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut :

Konfigurasi Tiang Pancang Abutment

- X = jarak tiang terhadap sumbu X (m)  
= 2,5 m
- Y = jarak tiang terhadap sumbu Y (m)  
= 2,5 m
- n = jumlah tiang pancang

= 18

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X}{\sum Y^2} + \frac{M_x \cdot Y}{\sum X^2}$$

Dimana,

V = beban vertikal dari kolom

n = banyak tiang dalam 1 group

M<sub>x</sub> = Momen terhadap sumbu X

M<sub>y</sub> = Momen terhadap sumbu Y

X = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Y = koordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

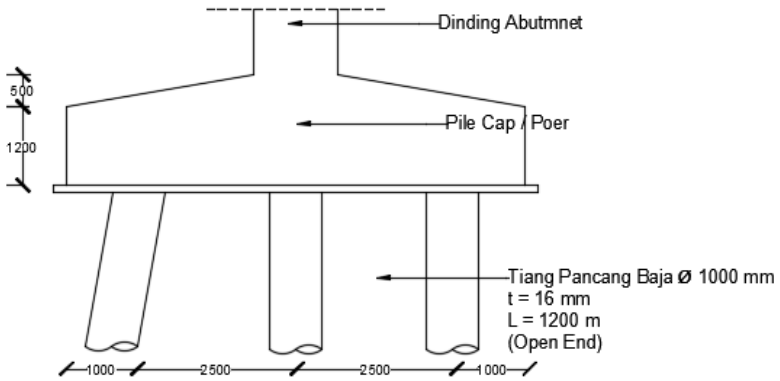
$\sum X$  = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum Y$  = jumlah dari kuadrat koordinat tiap tiang terhadap garis netral group

**Tabel 5.30** Beban Ultimit Gaya Aksial Satu Tiang Abutment

No	x	y	$x^2$	$y^2$	Komb.1	Komb.2	Komb.3
1	2.50	-6.25	6.25	39.063	-68.800	2772.689	-287.150
2	2.50	-3.75	6.25	14.063	150.600	3067.575	358.252
3	2.50	-1.25	6.25	1.563	369.999	3362.462	1003.653
4	2.50	1.25	6.25	1.563	589.398	3657.348	1649.055
5	2.50	3.75	6.25	14.063	808.798	3952.234	2294.456
6	2.50	6.25	6.25	39.063	1028.197	4247.120	2939.857
7	0.00	-6.25	0.00	39.063	-100.804	-346.669	-1222.957
8	0.00	-3.75	0.00	14.063	118.595	-51.783	-577.556
9	0.00	-1.25	0.00	1.563	337.994	243.103	67.846
10	0.00	1.25	0.00	1.563	557.394	537.989	713.247
11	0.00	3.75	0.00	14.063	776.793	832.876	1358.648
12	0.00	6.25	0.00	39.063	996.192	1127.762	2004.050
13	-2.50	-6.25	6.25	39.063	-132.809	-3466.028	-2158.765
14	-2.50	-3.75	6.25	14.063	86.590	-3171.142	-1513.364
15	-2.50	-1.25	6.25	1.563	305.990	-2876.255	-867.962
16	-2.50	1.25	6.25	1.563	525.389	-2581.369	-222.561
17	-2.50	3.75	6.25	14.063	744.788	-2286.483	422.841
18	-2.50	6.25	6.25	39.063	964.188	-1991.597	1068.242
			75.00	302.4			

## Perhitungan Momen



**Gambar 5.9** Analisis Gaya dan Momen pada Poer Abutment

**Tabel 5.31** Perhitungan reaksi tiang pancang abutment

Tiang Pancang	P Komb 1 (kN)	P Komb 2 (kN)	P Komb 3 (kN)
$\sum P1$	2878.19	21059.43	7958.12
$\sum P2$	2686.16	2343.28	2343.28
$\sum P3$	2494.14	-16372.87	-3271.57

**Tabel 5.32** Perhitungan momen Poer abutment

Reaksi Akibat	Jarak thd Center Poer	Momen		
		Komb 1	Komb 2	Komb 3
$\sum P1$	2.50	3597.74	26324.29	9947.65
$\sum P2$	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sum P3$	2.50	3117.67	-20466.09	-4089.46



Maka momen dalam keadaan batas (ultimit) yang digunakan dalam merencanakan pile cap adalah hasil dari kombinasi 2 (1,3MS + 30% EQ<sub>x</sub> + Taq) yaitu :

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \frac{\text{Momen max pada baris pancang}}{\text{Lebar abutment}} \\ &= \frac{26324,29 \text{ kN}}{14 \text{ m}} \\ &= 1880,306 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

### 5.2.7.2 Perhitungan Penulangan Pile Cap Abutment

#### 1. Tulangan Lentur :

Mutu Beton	$f_c$	= 25 MPa
Mutu Baja Tulangan	$f_y$	= 390 MPa
Tinggi yang ditinjau	$h$	= 1700 mm
Lebar yang ditinjau	$b$	= 1000 mm
Selimit Beton	$d'$	= 50 mm
Tebal Efektif	$d$	= 1650 mm
Faktor Reduksi Lentur	$\phi$	= 0,8

$$\text{Mu} = 1880,306 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{1880,306}{0,8} = 2350,383 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{bd^2} = \frac{2350,383 \times 10^6}{1000 \times 2722500} = 0,863 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{390} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 390} \end{aligned}$$

$$= 0.028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,004$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,028$$

$$= 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 0,863}{390}} \right) \\ &= 0,0022 \end{aligned}$$

Cek,

$$\begin{array}{l} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,004 > 0,002 < 0,021 \end{array}$$

**NO OK**

Maka diambil  $\rho_{\min} = 0,004$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,004 \times 1000 \times 1650 \\ &= 5923,077 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 29

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 29^2 \\ &= 660,520 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak terjauh antar tulangan untuk,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$s = \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}}$$

$$= \frac{660,520 \times 1000}{5923,077}$$

$$= 111,516 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan D29 – 100 ( $\text{As} = 6605,20 \text{ mm}^2$ )

## 2. Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\text{As}' = 20\% \times \text{As}$$

$$= 20\% \times 5923,077$$

$$= 1184,615 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan bagi D 16

$$\text{As} = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0,25 \times \pi \times 16^2$$

$$= 201,062 \text{ mm}^2$$

Jarak terjauh antar tulangan untuk,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$s = \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}}$$

$$= \frac{201,062 \times 1000}{1184,615}$$

$$= 169,728 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan D 16 – 150 ( $\text{As} = 1340,413 \text{ mm}^2$ )

## 3. Tulangan Tekan

Luas tulangan yang diperlukan

$$\text{As} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 1000 \times 1650$$

$$= 5923,077 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Utama D 29

$$\text{As} = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0,25 \times \pi \times 29^2$$

$$= 660,519 \text{ mm}^2$$

Jarak terjauh antar tulangan untuk,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$s = \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}}$$

$$= \frac{660,519 \times 1000}{5923,077}$$

$$= 111,516 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan D29 – 100 ( $\text{As} = 6605,20 \text{ mm}^2$ )

#### 4. Kontrol Geser Pons

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$b = \text{keliling tiang bor} + \text{tebal pilecap (mm)}$$

$$= (\pi \times \text{Ø bored pile}) + H$$

$$= 2513,274 \text{ mm} + 1700 \text{ mm}$$

$$= 4213,274 \text{ mm}$$

$$d = \text{Tebal efektif poer} + d'$$

$$= h \text{ pons} + d'$$

$$= 1700 + 50$$

$$= 1750 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 4213,274 \times 1750$$

$$= 6144358,1 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{P \text{ maks}}{\phi} = \frac{3825698 \text{ N}}{0,7} = 5465283,5 \text{ N}$$

Kontrol,			
$V_c$	$>$	$V_u$	
6144358,1 N	$>$	5465283,5 N	<b>OK</b>

### 5. Penulangan Geser

$f_c'$	= 25 MPa	$d'$	= 50 mm
$f_y$	= 390 MPa	$d$	= 1650 mm
$H$	= 1700 mm	$\phi$	= 0,8 mm
$b$	= 1000 mm		
$V_u$	= $\frac{5465283,5}{14} = 390377,4$ N		

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1650$$

$$= 1375000 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{b \times d}{3}$$

$$= \frac{1000 \times 1650}{3}$$

$$= 566666,7 \text{ N}$$

#### Cek kondisi Geser

1. $V_u$	$<$	$0.5 \times \phi \times V_c$	
390377,4 N	$<$	550000 N	<b>(OK)</b>

2. $0.5 \times \phi \times V_c$	$<$	$V_u$	$<$	$\phi \times V_c$
550000 N	$<$	390377,4 N	$<$	1100000 N

**(NOT OK)**

3. $\phi \times V_c$	$<$	$V_u$	$<$	$\phi (V_c + V_{smin})$
1100000 N	$<$	390377,4 N	$<$	1553333 N

**(NOT OK)**

4. $\phi (V_c + V_{smin})$	$<$	$V_u$	$<$	$\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d)$
1553333 N	$<$	390377,4 N	$<$	1101333 N

**(NOT OK)**

$$5. \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$$

$$1101333 \text{ N} < 390377,4 \text{ N} < 5500000 \text{ (NOT OK)}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis.

Direncanakan tulangan geser 6 kaki diameter  $\emptyset 13$

$$A_v = 6 \times 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 6 \times 0,25 \times \pi \times 13^2$$

$$= 796,394 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$A_{v \text{ min}} = D \times 500/3f_y$$

$$= 705,13 \text{ mm}^2$$

Jarak antar sengkang

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_{s \text{ min}}}$$

$$= \frac{796,394 \times 390 \times 1650}{566666,7}$$

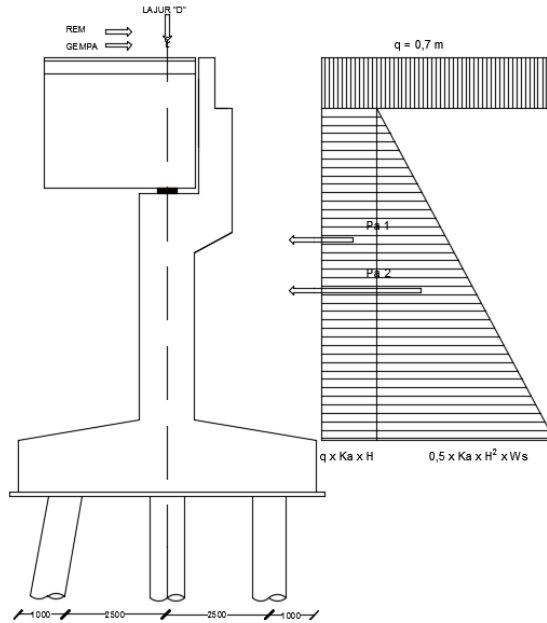
$$= 904,375 \text{ mm}$$

$$S_{\text{min}} = d/2 = 825 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser  $\emptyset 13 - 500 \text{ mm}$

### 5.2.9 Perhitungan Dinding Abutment

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut ini analisis perencanaan dinding abutment.



Gambar 5.10 Analisa Pembebanan pada Dinding Abutment

#### 5.2.8.1 Analisis Pembebanan Dinding Abutment

##### a. Beban Sendiri Dinding Abutment

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 5,3 \times 1,3 \times 25 \\ &= 172,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

##### b. Berat Korbel

$$\begin{aligned} q &= (H_1 + H_2) / 2 \times L \times Wc \\ &= 3,17 \times 0,4 \times 25 \\ &= 31,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**c. Berat Longitudinal Stopper**

$$\begin{aligned}q &= H \times L \times Wc \\ &= 3,2 \times 0,4 \times 25 \\ &= 32 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

**d. Beban Lajur “D”**

Panjang bentang jembatan (L) = 25 m

Lebar perkerasan (b) = 10 m

- Beban terbagi rata

$$q = 9,0 \text{ kPa} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}P_{\text{BTR}} &= (5,5 \times q_{\text{BTR}}) + [(b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}] \times L \\ &= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + [(10\text{m} - 5,5\text{m}) \times 0,5 \times \\ &\quad 0,9 \text{ kN/m}^2] \times 25 \text{ m} \\ &= 555,750 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Beban lajur terpusat

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{DLA} = 40\% \text{ untuk } L = 25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}P_{\text{BGT}} &= 5,5 \times [P_{\text{BGT}} \times (1 + \text{FBD}) + (b - 5,5 \times (P_{\text{BGT}} \\ &\quad \times (1 + \text{DLA}))) \\ &= 5,5 \times [49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4) + (10\text{m} - 5,5\text{m} \times \\ &\quad (49 \text{ kN/m} \times (1 + 0,4)))] \\ &= 491,960 \text{ Kn}\end{aligned}$$

$$q_{\text{BTR}} = \frac{V_{\text{BTR}}}{b} = \frac{555,750}{10} = 55,575 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{BGT}} = \frac{V_{\text{BGT}}}{b} = \frac{491,960}{10} = 49,196 \text{ kN/m}$$

**e. Beban ½ Struktur Atas**

$$q_{\text{Abt}} = \frac{V_{\text{Abt}}}{B_y} = \frac{3389,01 \text{ kN}}{14 \text{ m}} = 242,072 \text{ kN/m}$$

**f. Beban Tekanan Tanah Aktif**

Data teknis :



Berat jenis tanah, $\gamma_t$	= 17 kN/m <sup>3</sup>
Tinggi timbunan, H	= 9,0 m
Sudut geser tanah, $\phi$	= 26,11°
Koefisien Tanah aktif	= 0,389

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,7 m, merupakan ekivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned}
 q &= 0,7 \text{ m} \times \gamma_t \\
 &= 0,7 \times 17 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 11,9 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta_1} &= q \times K_a \times H \times \\
 &= 11,9 \text{ kN/m}^3 \times 0,389 \times 9,0 \text{ m} \\
 &= 36,251 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta_2} &= \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,389 \times 17 \text{ kN/m}^3 \times (9,0 \text{ m})^2 \\
 &= 267,686 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### g. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Data teknis :

Tinggi timbunan (H)	= 9,0 m
Berat jenis tanah ( $\gamma_t$ )	= 17 kN/m <sup>3</sup>
Sudut geser tanah ( $\phi$ )	= 26,11 °
Rencana sudut geser tembok ( $\delta$ )	= 20°
Koefisien tanah aktif ( $K_a$ )	= 0,389
Koefisien gempa horizontal ( $K_h$ )	= 0,188
Koefisien Tekanan tanah dinamis	= 0,506

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 &= \frac{17 \times (9,0)^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,506 \\
 &= 348,482 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

#### **h. Beban Gempa**

Csm	= 0,826
R Bangunan Bawah	= 1,5
R Bangunan Atas	= 0,8
Berat ½ Struktur Atas	= 3389,01 kN
Berat Dinding Abutment	= 2411,50 kN
Berat Longitudinal Stopper	= 448,00 kN
Berat Korbek	= 443,80 kN

- Beban Gempa Akibat Bangunan Atas :

$$\begin{aligned} E_q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,826}{0,8} \times 3389,01 \\ &= 3498,592 \text{ kN} \end{aligned} \qquad \begin{aligned} q &= \frac{E_q}{B_y} \\ &= \frac{3498,592}{14} \\ &= 249,899 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban Gempa Akibat Berat Sendiri Dinding Abutment

$$\begin{aligned} E_q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,826}{1,5} \times 2411,50 \\ &= 1327,722 \text{ kN} \end{aligned} \qquad \begin{aligned} q &= \frac{E_q}{B_y} \\ &= \frac{1327,722}{14} \\ &= 94,837 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban Gempa Akibat Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned} E_q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,826}{1,5} \times 448,00 \\ &= 246,659 \text{ kN} \end{aligned} \qquad \begin{aligned} q &= \frac{E_q}{B_y} \\ &= \frac{246,659}{14} \\ &= 17,453 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban Gempa Akibat Korbel

$$\begin{aligned} E_q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,826}{1,5} \times 443,80 \\ &= 246,659 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{E_q}{B_y} \\ &= \frac{246,659}{14} \\ &= 17,619 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### 5.2.8.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Dinding Abutment

Kombinasi 1 (1,3MS + 1,8TD + 1,8TB + 1,25TA)

**Tabel 5.33** Kombinasi 1 ultimit dinding abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Lengan	Mx
			kN/m	kN/m	m	kN.m
1	Berat sendiri	1.30	223.93			
2	Berat korbrel	1.30	41.21		1.33	54.81
3	Berat Long Stop	1.30	41.60		0.93	38.69
4	BTR + BGT	1.80	188.59			
5	Beban Rem	1.80		13.47	9.00	121.24
6	Tek. Aktif 1	1.25		52.05	4.50	234.23
7	Tek. Aktif 2	1.25		334.61	3.00	1003.82
Total			495.32	400.13		1452.78

Kombinasi 2 (1,3MS + 1Eq + 1Taq)

**Tabel 5.34** Kombinasi 2 ultimit dinding abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Lengan	Mx
			kN/m	kN/m	m	kN.m
1	Berat sendiri	1.30	223.93			
2	Gempa Bag. Atas	1.00		249.899	5.33	1331.964
3	Gempa breast wall	1.00		94.8373	2.67	252.7413
4	Gempa Korbrel	1.00		17.4534	5.77	100.7059
5	Gempa Long Stop	1.00		17.6185	6.93	122.1493
6	Tek. Tanah Dinamis	1.00		348.482	3.75	1306.807
Total			223.93	728.29		3114.37

### 5.2.8.3 Perhitungan Penulangan Dinding Abutment

#### 1. Penulangan Lentur

Mutu Beton	$f_c$	= 25 MPa
Mutu Baja Tulangan	$f_y$	= 390 MPa
Tinggi yang ditinjau	$h$	= 1300 mm
Lebar yang ditinjau	$b$	= 1000 mm
Selimit Beton	$d'$	= 50 mm
Tebal Efektif	$d$	= 1250 mm
Faktor Reduksi Lentur	$\phi$	= 0,8

$$M_u = 3114,37 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3114,37}{0,8} = 3892,959 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{3892,959 \times 10^6}{1000 \times 1562500} = 2,491 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_{c'}}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{390} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,028 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,004$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,028$$

$$= 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 2,491}{390}} \right) \\ &= 0,0068 \end{aligned}$$

Cek,

$$\begin{array}{l} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \\ 0,004 < 0,007 < 0,021 \end{array}$$

**OK**

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,007 \times 1000 \times 1250 \\ &= 8518,236 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 32^2 \\ &= 804,248 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak terjauh antar tulangan untuk,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{804,248 \times 1000}{8518,236} \\ &= 94,415 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D32 – 90 mm ( $A_s = 8936,09 \text{ mm}^2$ )

## 2. Penulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 8518,24 \text{ mm}^2 \\ &= 1703,647 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 16

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak terjauh antar tulangan untuk,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{201,062 \times 1000}{1703,647} \end{aligned}$$

= 118,019 mm  
 Dipasang tulangan D16 – 100 mm ( $A_s = 2010,619$   
 $\text{mm}^2$ )

### 3. Penulangan Geser

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ f_y &= 390 \text{ MPa} & d &= 1250 \text{ mm} \\ H &= 1300 \text{ mm} & \phi &= 0,8 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} & V_u &= 495322,8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1250 \\ &= 1041666,67 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= \frac{b \times d}{3} \\ &= \frac{1000 \times 1250}{3} \\ &= 433333,33 \text{ N} \end{aligned}$$

#### Cek kondisi Geser

$$\begin{aligned} 1. \quad V_u &< 0.5 \times \phi \times V_c \\ 495322,8 \text{ N} &< 416666,7 \text{ N} \quad \text{(NOT OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad 0.5 \times \phi \times V_c &< V_u < \phi \times V_c \\ 416666,7 \text{ N} &< 495322,8 \text{ N} < 833333,3 \text{ N} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad \phi \times V_c &< V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}}) \\ 833333,3 \text{ N} &< 495322,8 \text{ N} < 1180000 \text{ N} \quad \text{(NOT OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4. \quad \phi (V_c + V_{s \text{ min}}) &< V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d) \\ 1180000 \text{ N} &< 495322,8 \text{ N} < 834666,7 \text{ N} \quad \text{(NOT OK)} \end{aligned}$$

$$5. \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$834666,7 \text{ N} < 495322,8 \text{ N} < 4166667 \text{ (NOT OK)}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis.

Direncanakan tulangan geser 6 kaki diameter  $\emptyset 12$

$$\begin{aligned} A_v &= 6 \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 6 \times 0,25 \times \pi \times 12^2 \\ &= 678,584 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= D \times 500/3f_y \\ &= 534,188 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_{smin}} \\ &= \frac{678,584 \times 390 \times 1250}{433333,33} \\ &= 763,407 \text{ mm} \end{aligned}$$

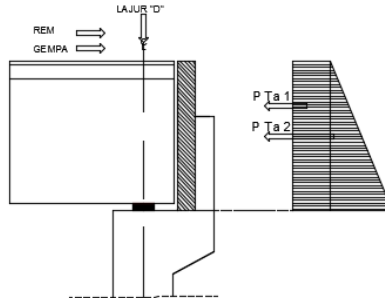
$$S_{min} = d/2 = 625 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser  $\emptyset 12 - 500 \text{ mm}$



## 5.2.10 Perhitungan Longitudinal Stopper

### 5.2.10.1 Analisis pembebanan longitudinal stopper



**Gambar 5.11** Pembebanan pada Longitudinal Stopper Abutment

#### 1. Beban Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 3,2 \times 0,4 \times 25 \\ &= 32 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 2. Berat Korbel

$$\begin{aligned} q &= (H_1 + H_2) / 2 \times L \times Wc \\ &= 3,17 \times 0,4 \times 25 \\ &= 31,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 3. Beban Tekanan Tanah Aktif

Data teknis :

$$\text{Berat jenis tanah, } \gamma t = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Tinggi timbunan, } H = 3,2 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser tanah, } \phi = 26,11^\circ$$

$$\text{Koefisien Tanah aktif} = 0,389$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,7 m, merupakan ekuivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned} q &= 0,7 \text{ m} \times \gamma t \\ &= 0,7 \times 17 \text{ kN/m}^3 \\ &= 11,9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P \text{ Ta}_1 &= q \times K_a \times H \times \\
 &= 11,9 \text{ kN/m}^3 \times 0,389 \times 3,2 \text{ m} \\
 &= 14,805 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P \text{ Ta}_2 &= \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma t \times H^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,389 \times 17 \text{ kN/m}^3 \times (3,2 \text{ m})^2 \\
 &= 33,841 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

#### 4. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Data teknis :

Tinggi timbunan (H)	= 3,2 m
Berat jenis tanah ( $\gamma t$ )	= 17 kN/m <sup>3</sup>
Sudut geser tanah ( $\phi$ )	= 26,11 °
Rencana sudut geser tembok ( $\delta$ )	= 20°
Koefisien tanah aktif ( $K_a$ )	= 0,389
Koefisien gempa horizontal ( $K_h$ )	= 0,188
Koefisien Tekanan tanah dinamis	= 0,506

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 &= \frac{17 \times 3,2^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,506 \\
 &= 44,055 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

#### 5. Beban Gempa

Csm	= 0,826
R Bangunan Bawah	= 1,5
R Bangunan Atas	= 0,8
Berat ½ Struktur Atas	= 3389,005 kN
Berat Longitudinal Stopper	= 448,00 kN
Berat Korbel	= 443,80 kN

- Beban Gempa Akibat Bangunan Atas :

$$\begin{aligned}
 E_q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,826}{0,8} \times 3389,005 \\
 &= 3498,592 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \qquad
 \begin{aligned}
 q &= \frac{E_q}{B_y} \\
 &= \frac{3498,592}{14} \\
 &= 249,899 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban Gempa Akibat Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned}
 E_q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,826}{1,5} \times 448,00 \\
 &= 246,659 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \qquad
 \begin{aligned}
 q &= \frac{E_q}{B_y} \\
 &= \frac{246,659}{14} \\
 &= 17,619 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban Gempa Akibat Korbek

$$\begin{aligned}
 E_q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,826}{1,5} \times 457,80 \\
 &= 244,347 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \qquad
 \begin{aligned}
 q &= \frac{E_q}{B_y} \\
 &= \frac{244,347}{14} \\
 &= 17,453 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 6. Beban Rem

$$\begin{aligned}
 T_b &= 104,771 \text{ kN} \\
 q &= \frac{T_b}{B_y} = \frac{104,771 \text{ kN}}{14 \text{ m}} = 7,484 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### 5.2.10.2 Perhitungan Gaya dan Momen Long Stopper

#### 1. Kombinasi 1 (1,3MS + 1,8TB + 1,25Ta)

Tabel 5.35 Kombinasi 1 ultimit Long Stopper abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Lengan	Mx
			kN/m	kN/m	m	kN.m
1	Berat sendiri	1.3	41.60		1.60	66.56
2	Berat korbek	1.3	41.21		0.40	16.48
3	Tek. Aktif 1	1.25		18.51	1.60	29.61
4	Tek. Aktif 2	1.25		42.30	1.07	45.12
5	Beban Rem	1.8		13.47	1.60	21.55
Total			82.81	74.28		179.33

#### 2. Kombinasi 2 (1,3MS + 1,25Eq+ 1,25 Taq)

Tabel 5.36 Kombinasi 2 ultimit Long Stopper abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Lengan	Mx
			kN/m	kN/m	m	kN.m
1	Berat sendiri	1.3	41.60		1.60	66.56
2	Berat korbek	1.3	41.21		0.40	16.48
3	Beban Gempa	1.25		356.21	1.60	569.94
4	Tek. Tanah Dinamis	1.25		55.07	1.07	58.74
Total			82.81	411.28		711.73

### 5.2.10.3 Perhitungan Penulangan Longitudinal Stopper

#### 1. Penulangan Lentur

Mutu Beton	$f_c$	= 25 MPa
Mutu Baja Tulangan	$f_y$	= 390 MPa
Tinggi yang ditinjau	$h$	= 400 mm
Lebar yang ditinjau	$b$	= 1000 mm
Selimit Beton	$d'$	= 30 mm
Tebal Efektif	$d$	= 370 mm
Faktor Reduksi Lentur	$\phi$	= 0,8

$$M_u = 711,73 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{711,73}{0,8} = 889,658 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{889,658 \times 10^6}{1000 \times 136900} = 6,499 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{390} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,028 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 5,900}{390}} \right) \\ &= 0,018 \end{aligned}$$

Cek,

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,004 < 0,021 = 0,021 \quad \text{NO OK}$$

Maka diambil  $\rho_{\min} = 0,021$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,021 \times 1000 \times 370 \\ &= 7596,565 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 32^2 \\ &= 804,248 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak terjauh antar tulangan untuk,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{804,248 \times 1000}{7596,565} \\ &= 105,869 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D32 – 100mm ( $A_s = 8042,477 \text{ mm}^2$ )

## 2. Penulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 7596,565 \text{ mm}^2 \\ &= 1519,313 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 16

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

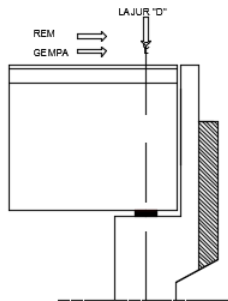
Jarak terjauh antar tulangan untuk,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{201,062 \times 1000}{1519,313} \\
 &= 132,337 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16 – 100mm ( $\text{As} = 2010,62 \text{ mm}^2$ )

## 5.2.11 Perhitungan Korbel Belakang

### 5.2.11.1 Analisa Pembebanan Korbel



**Gambar 5.12** Pembebanan pada Korbel Abutment

#### 1. Berat Sendiri Korbel

$$\begin{aligned}
 q &= (H_1 + H_2) / 2 \times L \times Wc \\
 &= 3,17 \times 0,4 \times 25 \\
 &= 31,7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

#### 2. Berat Pelat Injak

$$\begin{aligned}
 q_1 &= H \times L \times Wc \\
 &= 0,316 \times 5 \times 25 \\
 &= 39,5 \text{ kN/m} \\
 q_2 &= H \times L \times Wc \\
 &= 0,3 \times 0,48 \times 25 \\
 &= 7,2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= q_1 + q_2 \\
 &= 39,5 \text{ kN/m} + 7,2 \text{ kN/m} \\
 &= 46,7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### 3. Beban Aspal + Overlay

$$\begin{aligned}
 q &= t_a \times L \times W_a \\
 &= 0,07 \times 5 \times 22 \\
 &= 7,7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### 4. Beban Genangan Air

$$\begin{aligned}
 q &= t_h \times L \times W_w \\
 &= 0,1 \times 5 \times 9,8 \\
 &= 4,9 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### 5. Beban BTR

$$\begin{aligned}
 q &= q \times L \\
 &= 9 \times 5 \\
 &= 45 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 5.2.11.2 Perhitungan Gaya Dan Momen Korbel Kombinasi 1 (1,3MS + 2MA + 1,8TD)

Tabel 5.37 Kombinasi 1 ultimit korbel abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Lengan	Mx
			kN/m	m	kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	41.21	1.55	63.88
2	Berat Pelat injak	1.30	60.71	1.55	94.10
3	Berat Aspal	2.00	15.40	0.20	3.08
4	Beban Air Hujan	2.00	9.80	0.20	1.96
5	Beban BTR	1.80	81.00	3.42	277.02
Total			208.12		440.04



### 5.2.11.3 Perhitungan Penulangan Korbek

#### 1. Penulangan Lentur

Mutu Beton	$f_c$	= 25 MPa
Mutu Baja Tulangan	$f_y$	= 390 MPa
Tinggi yang ditinjau	$h$	= 400 mm
Lebar yang ditinjau	$b$	= 1000 mm
Selimit Beton	$d'$	= 30 mm
Tebal Efektif	$d$	= 370 mm
Faktor Reduksi Lentur	$\phi$	= 0,8

$$M_u = 440,04 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{440,04}{0,8} = 550,045 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{550,045 \times 10^6}{1000 \times 136900} = 4,018 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{390} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,028 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 4,018}{390}} \right) \\ &= 0,012 \end{aligned}$$

Cek,

$$\begin{array}{rclcl} \rho_{min} < \rho < \rho_{maks} & & & & \\ 0,004 < 0,012 < 0,021 & & & & \text{OK} \end{array}$$

Maka diambil  $\rho_{min} = 0,012$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,012 \times 1000 \times 370 \\ &= 4262,408 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 25

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 25^2 \\ &= 490,874 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak terjauh antar tulangan untuk,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{490,874 \times 1000}{4262,408} \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D25 – 100 mm ( $A_s = 4908,739 \text{ mm}^2$ )

## 2. Penulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 4262,408 \text{ mm}^2 \\ &= 852,482 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 13

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 132,732 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak terjauh antar tulangan untuk,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{132,732 \times 1000}{852,482} \\ &= 155,701 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D13 – 150mm ( $A_s = 884,882 \text{ mm}^2$ )

## 3. Penulangan Geser

$f_c'$	= 25 MPa	$d' = 30 \text{ mm}$
$f_y$	= 390 MPa	$d = 1250 \text{ mm}$
H	= 1200 mm	$\phi = 0,8 \text{ mm}$
b	= 1000 mm	$V_u = 208120 \text{ N}$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1170 \\ &= 1068059 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{b \times d}{3} \\ = \frac{1000 \times 1200}{3} \\ = 400000\text{N}$$

Cek kondisi Geser

1.  $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$   
208120 N < 427223,59N ( **OK**)
2.  $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$   
427223,59N N < 208120N < 854447,189 N ( **NOT OK**)
3.  $\phi \times V_c < V_u < \phi ( V_c + V_{smin} )$   
854447,189 N < 2208120N < 1174447,19 N (**NOT OK**)
4.  $\phi ( V_c + V_{smin} ) < V_u < \phi ( V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d )$   
1174447,19 N < 208120N < N (**NOT OK**) 855907,783
5.  $\phi ( V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b d ) < V_u < \phi ( V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d )$   
855907,783 N < 208120N < 4272235,949 N (**NOT OK**)

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis.

Direncanakan tulangan geser 4 kaki diameter  $\emptyset$  13

$$A_v = 4 \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\ = 4 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ = 530,929 \text{ mm}^2$$

**OK**

$$A_v \text{ min} = D \times 500/3f_y \\ = 479,167 \text{ mm}^2$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_{smin}} \\ &= \frac{530,929 \times 390 \times 1150}{400000} \\ &= 610,569 \text{ mm} \end{aligned}$$

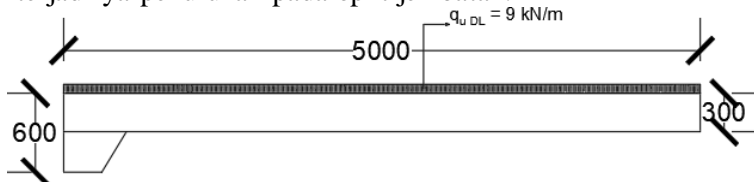
$$S_{min} = d/2 = 575 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser  $\emptyset 13 - 500 \text{ mm}$

## BAB VI PERHITUNGAN BANGUNAN LENGKAP

### 6.1 Perhitungan Pelat Injak

Plat injak merupakan konstruksi yang terletak menempel pada abutment dengan ditumpu pada satu sisi oleh korbel belakang abutment. Fungsi pelat adalah mencegah terjadinya penurunan pada oprit jembatan.



**Gambar 6.1** Analisa pembebanan pada pelat injak

#### 6.1.1 Analisa Pembebanan Pelat Injak

##### 1. Berat Sendiri Pelat Injak

$$\begin{aligned}q_1 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,316 \times 5 \times 25 \\ &= 39,5 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q_2 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,3 \times 0,3 \times 25 \\ &= 7,2 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q &= q_1 + q_2 \\ &= 39,5 \text{ kN/m} + 7,2 \text{ kN/m} \\ &= 46,7 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

##### 2. Berat Aspal + Overlay

$$\begin{aligned}q &= t_a \times L \times W_a \\ &= 0,07 \times 5 \times 22 \\ &= 7,7 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

### 3. Berat Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned} q &= t_h \times L \times W_w \\ &= 0,1 \times 5 \times 9,8 \\ &= 4,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### 4. Beban Btr

$$\begin{aligned} q &= q \times L \\ &= 9 \times 5 \\ &= 45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

## 6.1.2 Perhitungan Gaya dan Momen Pelat Injak

Kombinasi 1 (1,3MS + 2MA + 1,8TD)

Tabel 6. 1 Kombinasi ultimit pelat injak

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	Vu	Bentang	Mu
			kN/m	m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.30	60.710	5.0	189.719
2	Beban BTR	1.30	58.500	5.0	182.813
3	Beban Aspal	2.00	15.400	5.0	48.125
4	Beban Air Hujan	2.00	9.800	5.0	30.625
Total			144.41		451.281

## 6.1.3 Perhitungan Penulangan Pelat Injak

### 1. Penulangan Lentur

Mutu Beton	$f_c$	= 25 MPa
Mutu Baja Tulangan	$f_y$	= 390 MPa
Tinggi yang ditinjau	$h$	= 350 mm
Lebar yang ditinjau	$b$	= 5000 mm
Selimit Beton	$d'$	= 30 mm
Tebal Efektif	$d$	= 320 mm
Faktor Reduksi Lentur	$\phi$	= 0,8

$$Mu = 451,28 \text{ kN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{451,28}{0,8} = 564,102 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{564,102 \times 10^6}{1000 \times 102400} = 1,101 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_{c'}}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{390} \times 0,85 \times \frac{600}{600+390} \\ &= 0,028 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 1,101}{390}} \right) \\ &= 0,003 \end{aligned}$$

Cek,

$$\begin{array}{ccccc} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,004 & > & 0,003 & < & 0,021 \end{array}$$

Maka diambil  $\rho_{\min} = 0,004$

**NO OK**

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d$$



$$\begin{aligned}
 &= 0,004 \times 1000 \times 320 \\
 &= 5743,590 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 16

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times \pi \times 16^2 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{201,062 \times 1000}{5743,590} \\
 &= 175,031 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16 – 150mm (As = 6702,064 mm<sup>2</sup>)

#### 4. Penulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned}
 \text{As}' &= 20\% \times \text{As} \\
 &= 20\% \times 5743,590 \text{ mm}^2 \\
 &= 1148,718 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 13

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times \pi \times 13^2 \\
 &= 132,732 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

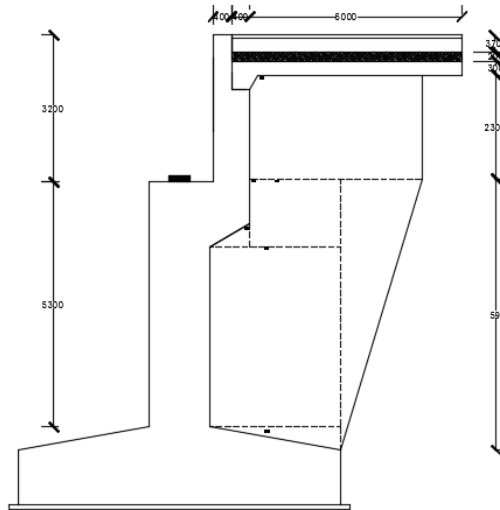
Jarak terjauh antar tulangan untuk, b = 1000 mm

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{132,732 \times 1000}{1148,718} \\
 &= 145,363 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D13 – 100mm (As = 1327,323 mm<sup>2</sup>)

## 6.2 Perhitungan Wing Wall

Wing wall menahan berat sendiri dan tekanan aktif sebagai beban ultimate.



Gambar 6.2 Analisa Pembebanan pada Wing Wall

### 6.2.1 Analisa Pembebanan Wing Wall

#### 1. Berat Sendiri Wing Wall

Tabel 6.2 Berat Sendiri Wing Wall

Bidang	Volume	Berat	L	Faktor Beban	Mu
	m <sup>3</sup>	kN	m		kN.m
1	4.28	106.99	4.10	1.3	570.231
2	4.82	120.58	1.78	1.3	278.502
3	0.35	8.64	0.74	1.3	8.252
4	0.11	2.81	0.17	1.3	0.609
5	2.63	65.81	0.68	1.3	57.750
6	0.17	4.22	0.17	1.3	0.914
		309.05		Total	916.2597

## 2. Beban Tekanan Tanah Aktif

Data teknis :

$$\begin{aligned} \text{Berat jenis tanah, } \gamma t &= 17 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Tinggi timbunan, } H &= 9,0 \text{ m} \\ \text{Lebar wing wall, } Bx &= 4 \text{ m} \\ \text{Sudut geser tanah, } \phi &= 26,11^\circ \end{aligned}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,7 m, merupakan ekuivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned} q &= 0,7 \text{ m} \times \gamma t \\ &= 0,7 \times 17 \text{ kN/m}^3 \\ &= 11,9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \\ &= \tan^2 (45^\circ - 26,11^\circ/2) \\ &= 0,389 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ Ta}_1 &= q \times K_a \times H \times B \\ &= 11,9 \text{ kN/m}^2 \times 0,389 \times 9,0 \text{ m} \times 4 \text{ m} \\ &= 166,560 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ Ta}_2 &= \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times B \\ &= \frac{1}{2} \times 0,389 \times 17 \text{ kN/m}^3 \times (9,0 \text{ m})^2 \times 4 \text{ m} \\ &= 1070,745 \text{ kN} \end{aligned}$$

**Tabel 5.38** Tekanan dan Momen akibat tekanan tanah aktif wing wall

Bagian	Gaya	L	Faktor	Mu
	kN	m	Beban	kN.m
P Ta 1	166.560	4.500	1.25	936.902
P Ta 1	1070.745	3.000	1.25	4015.295
			Total	4952.197

## 6.2.2 Perhitungan Penulangan Wing Wall

### 1. Penulangan Lentur

Mutu Beton	$f_c$	= 25 MPa
Mutu Baja Tulangan	$f_y$	= 390 MPa
Tinggi yang ditinjau	$h$	= 400 mm
Lebar yang ditinjau	$b$	= 9000 mm
Selimit Beton	$d'$	= 30 mm
Tebal Efektif	$d$	= 370 mm
Faktor Reduksi Lentur	$\phi$	= 0,8

$$M_u = 5868,46 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5868,46}{0,8} = 7335,6 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{7335,6 \times 10^6}{1000 \times 136900} = 5,954 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{390} \times 0,85 \times \frac{600}{600+390} \end{aligned}$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,028$$

$$= 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 5,954}{390}} \right) \\ &= 0,014\end{aligned}$$

Cek,

$$\begin{array}{rclcl} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,004 & > & 0,018 & < & 0,021 \end{array} \quad \mathbf{OK}$$

Maka diambil  $\rho = 0,018$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,018 \times 1000 \times 370 \\ &= 61134,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned}A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 32^2 \\ &= 804,248 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}s &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{804,248 \times 1000}{61134,9} \\ &= 118,398 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipasang tulangan D32 – 100mm ( $A_s = 72381,3 \text{ mm}^2$ )

## 2. Penulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned}As' &= 50\% \times As \\ &= 50\% \times 61134,9 \text{ mm}^2 \\ &= 30567,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D 22

$$\begin{aligned}As &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 22^2 \\ &= 380,133 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak terjauh antar tulangan untuk,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}s &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{380,133 \times 1000}{30567,5} \\ &= 111,92 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipasang tulangan D22 – 100 mm ( $As = 34211,9 \text{ mm}^2$ )

***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## **BAB VII PENUTUP**

### **7.1 Kesimpulan**

Dari hasil perhitungan yang telah kami lakukan didapat desain modifikasi struktur Jembatan Plapar dengan bentang 50 m sebagai berikut :

Desain modifikasi struktur bangunan atas jembatan sebagai berikut :

2. Tiang sandaran
  - Dimensi : 150 x 200 mm
  - Tulangan pokok : 4 D 12
  - Tulangan geser :  $\emptyset 10 - 100$  mm
3. Trotoar
  - Tebal trotoar : 200 mm
  - Tulangan pokok : D 12 – 150 mm
  - Tulangan geser : 4  $\emptyset 8$
4. Kerb
  - Tebal kerb : 200 mm
  - Tulangan pokok : D 12 – 150 mm
  - Tulangan geser : 4  $\emptyset 8$
5. Pelat Lantai
  - Tebal pelat : 300 mm
  - Tulangan pokok : D 16 – 200 mm
  - Tulangan geser : D 13 - 150 mm
6. Gelagar
  - Profil W : 2700 x 800 x 40 x 80
7. Diafragma
  - Profil L : 120 x 120 x 13

Desain modifikasi struktur bangunan bawah jembatan sebagai berikut :

1. Abutment
  - Dimensi breast wall : 1300 mm x 3930 m
  - Tulangan pokok : D 32 – 90 mm
  - Tulangan bagi : D 16 – 100 mm



- |                     |                  |
|---------------------|------------------|
| Tulangan geser      | : Ø 12 – 500 mm  |
| 2. Pilecap abutment |                  |
| Dimensi             | : 1200 x 2650 mm |
| Tulangan pokok      | : D 32 – 100 mm  |
| Tulangan bagi       | : D 13 – 150 mm  |
| Tulangan geser      | : Ø 13 – 500 mm  |
| 3. Tiang pancang    |                  |
| Jenis               | : Bored pile     |
| Diameter            | : 800 mm         |
| Tulangan pokok      | : 30 D 29        |
| Tulangan geser      | : D 16 - 150 mm  |

Desain modifikasi struktur bangunan pelengkap jembatan sebagai berikut :

1. Pelat injak
  2. Wingwall
 

Tulangan pokok	: D 32 – 100 mm
Tulangan bagi	: D 22 – 100 mm
- Dengan gambar dan detail terlampir.

## DAFTAR PUSTAKA

- x **Standar Nasional Indonesia (SNI) 1725-2016.** Standar Pembebanan Untuk Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum.
- x **Standar Nasional Indonesia (SNI) T-02-2005.** Standar Pembebanan Untuk Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum.
- x **Standar Nasional Indonesia (SNI) T-03-2005.** Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum.
- x **Standar Nasional Indonesia (SNI) T-12-2004.** Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan. Departemen Pekerjaan Umum.
- x **Standar Nasional Indonesia (SNI) 2833:201X.** Perancangan Jembatan terhadap beban gempa. Departemen Pekerjaan Umum.
- x Nasution, Thamrin. 2011. Struktur Baja 1 Modul 6. Malang: Departement Teknik Sipil ITM.
- x Taulu, L (Penterjemah). dkk. 2000. *Mekanka Tanah & Teknik Pondasi*. Jakarta: PT Pradya Paramita.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# LAMPIRAN

## DIMENSIONS

The figures provided in this table relate to Type B and Type C bearings in accordance with EN 1337-3. The different values shown below may be changed as a function of the actual stresses on the bearing involved.

Plan dimensions of bearings	Compression load under area displacement	Layer thickness	Number of layers	Number of reinforcing plates (TPE E)	Reinforcing plates thickness	TYPE B			TYPE C				Allowable rotation
						Total elastomer thickness	Total thickness of bearing	Allowable displacement	Thickness of thicker steel plates	Total elastomer thickness	Total thickness of bearing	Allowable displacement	
width B	D	d	n	nx	lx	lx	T	w	Ta	Tb	Tc	w	R
mm	mm	mm			mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
100x150 150x200	120 170	0	2 2	3 3	3	21 20	30 31	21 20	15	56 60	69 60	56 60	21 21
150x200 150x250 200x300	160 210 255	0	2 3 3	3 3 3	3	21 20 20	30 31 30	21 20 20	15	56 60 60	69 60 60	56 60 60	21 21 21
200x250 200x300 200x350 200x400	250 300 345 395	0	3 4 5 6	3 3 4 7	3	20 17 15 12	31 32 33 34	20 17 15 12	10	51 52 53 54	60 61 62 63	51 51 51 51	21 21 21 21
4000	425	0	3 4 5	3 3 3	3	21 20 17	30 31 32	21 20 17	15	56 60 60	69 60 60	56 60 60	21 21 21
6000	650	0	2 3 4	3 3 3	3	21 20 17	30 31 32	21 20 17	15	56 60 60	69 60 60	56 60 60	21 21 21
200x300 250x350	300 345	0	3 4 5 6 7	3 3 4 7 8	3	20 17 15 12 9	31 32 33 34 35	20 17 15 12 9	10	51 52 53 54 55	60 61 62 63 64	51 51 51 51 51	21 21 21 21 21
4000	2200	0	3 4 5 6 7	3 3 4 7 8	3	17 15 12 9 7	32 33 34 35 36	17 15 12 9 7	10	52 53 54 55 56	61 62 63 64 65	52 52 52 52 52	21 21 21 21 21
6000	2000	0	3 4 5 6 7 8	3 3 4 7 8 9	3	20 17 15 12 9 7	31 32 33 34 35 36	20 17 15 12 9 7	15	56 60 60 60 60 60	69 60 60 60 60 60	56 60 60 60 60 60	21 21 21 21 21 21
300x400 300x500 300x600	200 250 300	10	3 4 5 6 7	3 3 4 7 8	4	11 10 9 8 7	17 18 19 20 21	11 10 9 8 7	20	36 40 44 48 52	44 50 56 62 68	36 40 44 48 52	7 7 7 7 7
1000x0	1000	10	3 4 5 6 7 8	3 3 4 7 8 9	4	11 10 9 8 7 6	17 18 19 20 21 22	11 10 9 8 7 6	20	36 40 44 48 52 56	44 50 56 62 68 74	36 40 44 48 52 56	7 7 7 7 7 7
4000	3200	10	3 4 5 6 7	3 3 4 7 8	4	11 10 9 8 7	17 18 19 20 21	11 10 9 8 7	20	36 40 44 48 52	44 50 56 62 68	36 40 44 48 52	7 7 7 7 7
600x600	650	10	3 4 5 6 7 8 9	3 3 4 7 8 9 9	4	11 10 9 8 7 6 5	17 18 19 20 21 22 23	11 10 9 8 7 6 5	20	36 40 44 48 52 56 60	44 50 56 62 68 74 80	36 40 44 48 52 56 60	7 7 7 7 7 7 7
600x600	670	10	3 4 5 6 7 8 9	3 3 4 7 8 9 9	4	11 10 9 8 7 6 5	17 18 19 20 21 22 23	11 10 9 8 7 6 5	20	36 40 44 48 52 56 60	44 50 56 62 68 74 80	36 40 44 48 52 56 60	7 7 7 7 7 7 7
4000	3200	10	3 4 5 6 7	3 3 4 7 8	4	11 10 9 8 7	17 18 19 20 21	11 10 9 8 7	20	36 40 44 48 52	44 50 56 62 68	36 40 44 48 52	7 7 7 7 7
600x600	690	10	3 4 5 6 7 8 9	3 3 4 7 8 9 9	4	11 10 9 8 7 6 5	17 18 19 20 21 22 23	11 10 9 8 7 6 5	20	36 40 44 48 52 56 60	44 50 56 62 68 74 80	36 40 44 48 52 56 60	7 7 7 7 7 7 7

## STANDARD SIZE AND WEIGHT ASTM A 252 / JIS A 5525 - STEEL PIPE PILE

OUTSIDE DIAMETER		THICKNESS	WEIGHT	CROSS SECTIONAL WALL AREA	MODULUS OF INERTIA	MODULUS OF SECTION	RADIUS OF GYRATION
Inch	mm	mm	Kg/m	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Z (cm <sup>3</sup> )	r (cm)
	318,5	6,0	46,24	58,9	719 x 10 <sup>2</sup>	452	9,1
		9,0	68,69	87,5	105 x 10 <sup>3</sup>	609	10,9
12 <sub>5/8</sub>	323,9	7,1	55,47	70,6	887 x 10 <sup>2</sup>	54,8 x 10	11,2
		9,0	69,89	89,0	110 x 10 <sup>3</sup>	88,2 x 10	11,1
14	355,6	6,0	51,73	65,1	105 x 10 <sup>3</sup>	593	12,4
		9,0	76,92	98,00	147 x 10 <sup>3</sup>	828	12,3
	400	9,0	86,78	110,6	211 x 10 <sup>3</sup>	105,7 x 10	13,8
		12,0	114,82	146,3	276 x 10 <sup>3</sup>	137,8 x 10	13,7
16	408,4	9,0	88,20	112,4	222 x 10 <sup>3</sup>	109,7 x 10	14,1
		12,0	116,71	148,7	289 x 10 <sup>3</sup>	142,4 x 10	14,0
20	508,0	9,0	110,75	141,1	439 x 10 <sup>3</sup>	178 x 10	17,6
		12,0	146,78	187,0	575 x 10 <sup>3</sup>	227 x 10	17,5
		14,0	170,35	217,3	680 x 10 <sup>3</sup>	281 x 10	17,5
24	609,6	9,0	133,30	169,8	766 x 10 <sup>3</sup>	251 x 10	21,2
		12,0	176,84	229,3	101 x 10 <sup>4</sup>	330 x 10	21,1
		14,0	205,62	262,0	126 x 10 <sup>4</sup>	381 x 10	21,1
		16,0	234,21	298,4	152 x 10 <sup>4</sup>	431 x 10	21,0
28	711,2	9,0	155,85	198,7	122 x 10 <sup>4</sup>	344 x 10	24,8
		12,0	206,91	263,6	161 x 10 <sup>4</sup>	453 x 10	24,7
		14,0	240,70	306,6	188 x 10 <sup>4</sup>	524 x 10	24,7
		16,0	274,60	349,4	211 x 10 <sup>4</sup>	594 x 10	24,6
32	812,8	9,0	178,40	227,1	184 x 10 <sup>4</sup>	452 x 10	28,4
		12,0	236,97	303,9	242 x 10 <sup>4</sup>	596 x 10	28,3
		14,0	275,78	351,1	280 x 10 <sup>4</sup>	690 x 10	28,2
		16,0	314,39	400,5	318 x 10 <sup>4</sup>	782 x 10	28,2
36	914,4	12,0	267,64	340,7	346 x 10 <sup>4</sup>	758 x 10	31,9
		14,0	310,83	396,0	401 x 10 <sup>4</sup>	876 x 10	31,8
		16,0	354,47	451,6	456 x 10 <sup>4</sup>	997 x 10	31,8
		19,0	419,53	534,5	536 x 10 <sup>4</sup>	117 x 10 <sup>3</sup>	31,7
40	1016,0	12,0	297,10	378,5	477 x 10 <sup>4</sup>	999 x 10	35,5
		14,0	345,93	440,7	553 x 10 <sup>4</sup>	109 x 10 <sup>3</sup>	35,4
		16,0	394,56	502,7	628 x 10 <sup>4</sup>	124 x 10 <sup>3</sup>	35,4
		19,0	467,13	785,1	740 x 10 <sup>4</sup>	146 x 10 <sup>3</sup>	35,3
44	1117,6	12,0	327,17	416,8	637 x 10 <sup>4</sup>	114 x 10 <sup>3</sup>	39,1
		14,0	381,61	485,4	739 x 10 <sup>4</sup>	132 x 10 <sup>3</sup>	39,0
		16,0	434,65	553,7	840 x 10 <sup>4</sup>	150 x 10 <sup>3</sup>	39,0
		19,0	514,74	655,8	990 x 10 <sup>4</sup>	177 x 10 <sup>3</sup>	38,8
	1200	14,0	405,45	521,6	917 x 10 <sup>4</sup>	153 x 10 <sup>3</sup>	41,9
		16,0	467,16	595,1	104 x 10 <sup>4</sup>	174 x 10 <sup>3</sup>	41,9
		19,0	553,35	704,9	123 x 10 <sup>4</sup>	205 x 10 <sup>3</sup>	41,8
		22,0	639,69	814,2	141 x 10 <sup>4</sup>	235 x 10 <sup>3</sup>	41,7
48	1219,2	14,0	416,68	530,1	963 x 10 <sup>4</sup>	158 x 10 <sup>3</sup>	42,6
		16,0	474,73	604,8	109 x 10 <sup>4</sup>	180 x 10 <sup>3</sup>	42,5
		19,0	562,34	716,4	129 x 10 <sup>4</sup>	212 x 10 <sup>3</sup>	42,4
		22,0	649,50	827,4	148 x 10 <sup>4</sup>	243 x 10 <sup>3</sup>	42,3
1300		14,0	443,98	565,6	117 x 10 <sup>4</sup>	180 x 10 <sup>3</sup>	45,5
		16,0	508,62	645,4	133 x 10 <sup>4</sup>	205 x 10 <sup>3</sup>	45,4
		19,0	600,30	764,6	157 x 10 <sup>4</sup>	241 x 10 <sup>3</sup>	45,3
		22,0	692,34	882,2	180 x 10 <sup>4</sup>	274 x 10 <sup>3</sup>	45,2



LAMPIRAN GAMBAR TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

## MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PLAPAR KAB. PONOROGO

ERWIN HAIDY PRASOJO  
NRP. 10111500000064

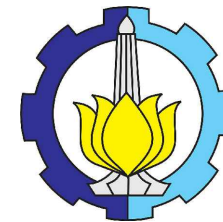
DITA ROSALINA ANGGRAENI HIMAWAN  
NRP. 10111500000092

DOSEN PEMBIMBING  
Ir. SUNGKONO, CES  
NIP.19591130 198601 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA III  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2018

# DAFTAR GAMBAR

<b>NO</b>	<b>NAMA GAMBAR</b>	<b>KODE</b>
1.	SITE PLAN	ARS 1
2.	TAMPAK ATAS JEMBATAN	ARS 2
3.	POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN	ARS 2
4.	POTONGAN MELINTANG JEMBATAN	ARS 3
5.	DENAH BALOK GIRDER	STR 1
6.	POTONGAN A-A	STR 1
7.	DENAH ABUTMENT	STR 2
8.	POTONGAN 1-1(A1&2)	STR 2
9.	POTONGAN 2-2(A1&A2)	STR 2
10.	DENAH TIANG PANCANG	STR 3
11.	DETAIL TULANGAN PONDASI TIANG PANCANG	STR 3
12.	POTONGAN 3-3	STR 3
13.	DETAIL PENULANGAN PLAT LANTAI	STR 4
14.	POTONGAN 4-4	STR 4
15.	DETAIL SAMBUNGAN ANTAR GELAGAR	STR 5
16.	KEYPLAN	STR 6
17.	DETAIL SAMBUNGAN DIAFRAGMA	STR 6
18.	DETAIL PENULANGAN ABUTMENT	STR 7
19.	DETAIL PENULANGAN WINGWALL	STR 7
20.	DETAIL PENULANGAN PLAT INJAK	STR 8
21.	TAMPAK ATAS ELASTOMER	STR 8
22.	POTONGAN 4-4	STR 8
23.	TAMPAK ATAS STIFFENER	STR 9
24.	DENAH STIFFENER	STR 9
25.	DETAIL 1	STR 9
26.	DETAIL 2	STR 9



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER

FAK.VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR  
JEMBATAN PLAPAR MENGGUNAKAN  
GELAGAR BAJA KOMPOSIT DI KAB.  
PONOROGO

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES

MAHASISWA

ERWIN HAIDY P. (10111500000064)

DITA ROSALINA A.H (10111500000066)

JUDUL GAMBAR

SKALA

1. SITE PLAN

1:500

REVISI

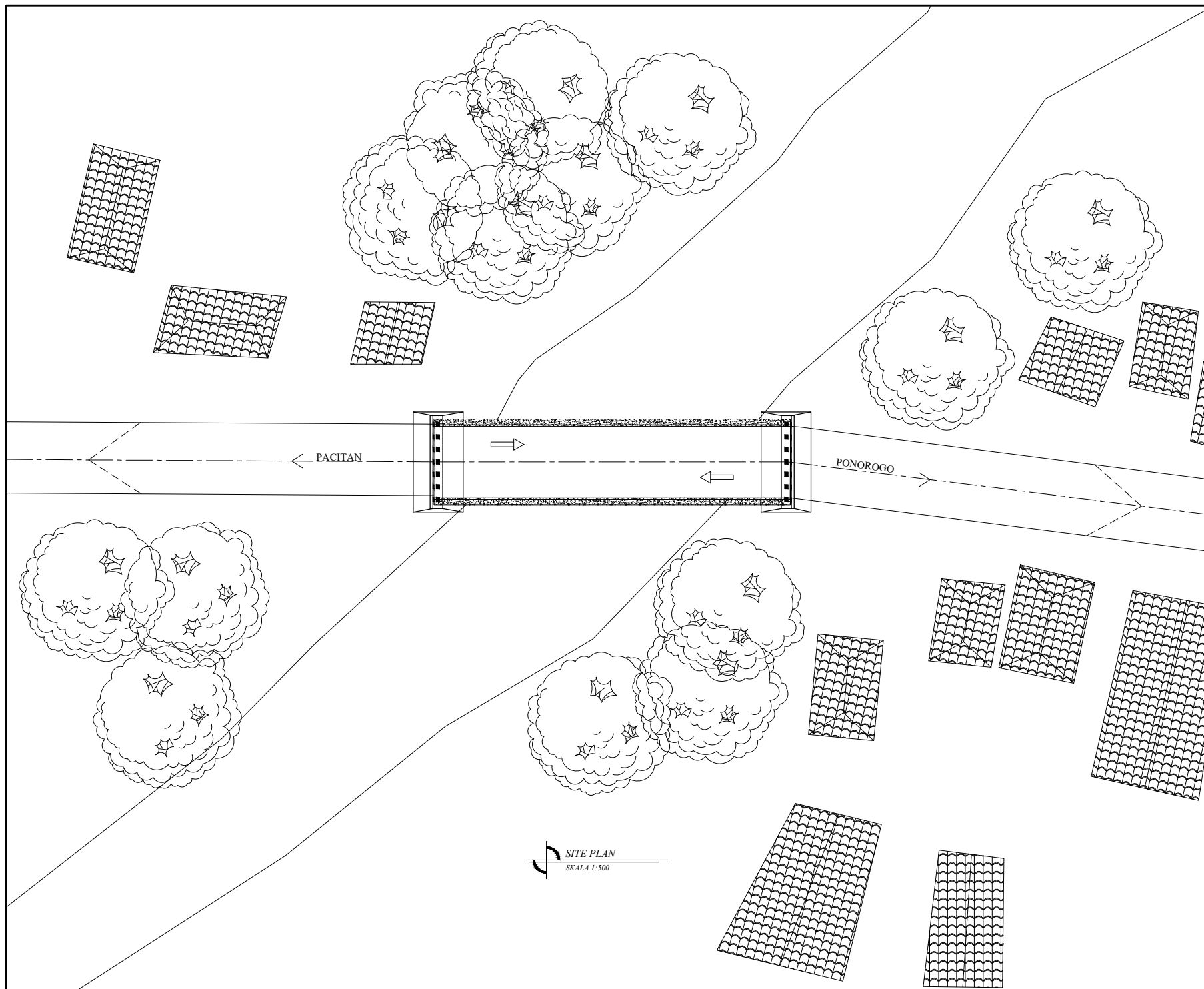
TANGGAL

KODE GAMBAR

NO. GAMBAR

ARS

1







INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER

FAK. VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR  
JEMBATAN PLAPAR MENGGUNAKAN  
GELAGAR BAJA KOMPOSIT DI KAB.  
PONOROGO

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES

MAHASISWA

ERWIN HAIDY P. (10111500000064)

DITA ROSALINA A.H (10111500000066)

JUDUL GAMBAR

SKALA

1. TAMPAK ATAS JEMBATAN  
2. POTONGAN MEMANJANG  
JEMBATAN

1:200  
1:200

REVISI

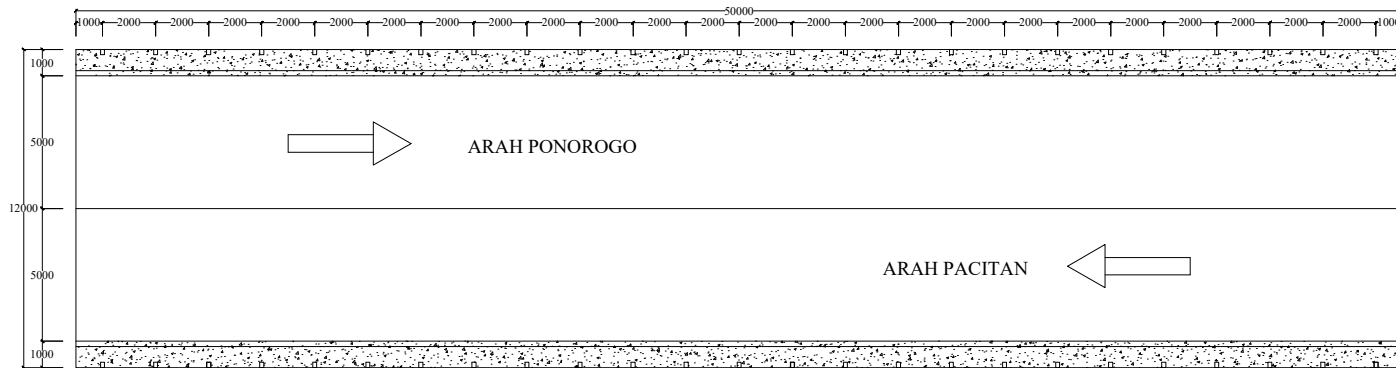
TANGGAL

KODE GAMBAR

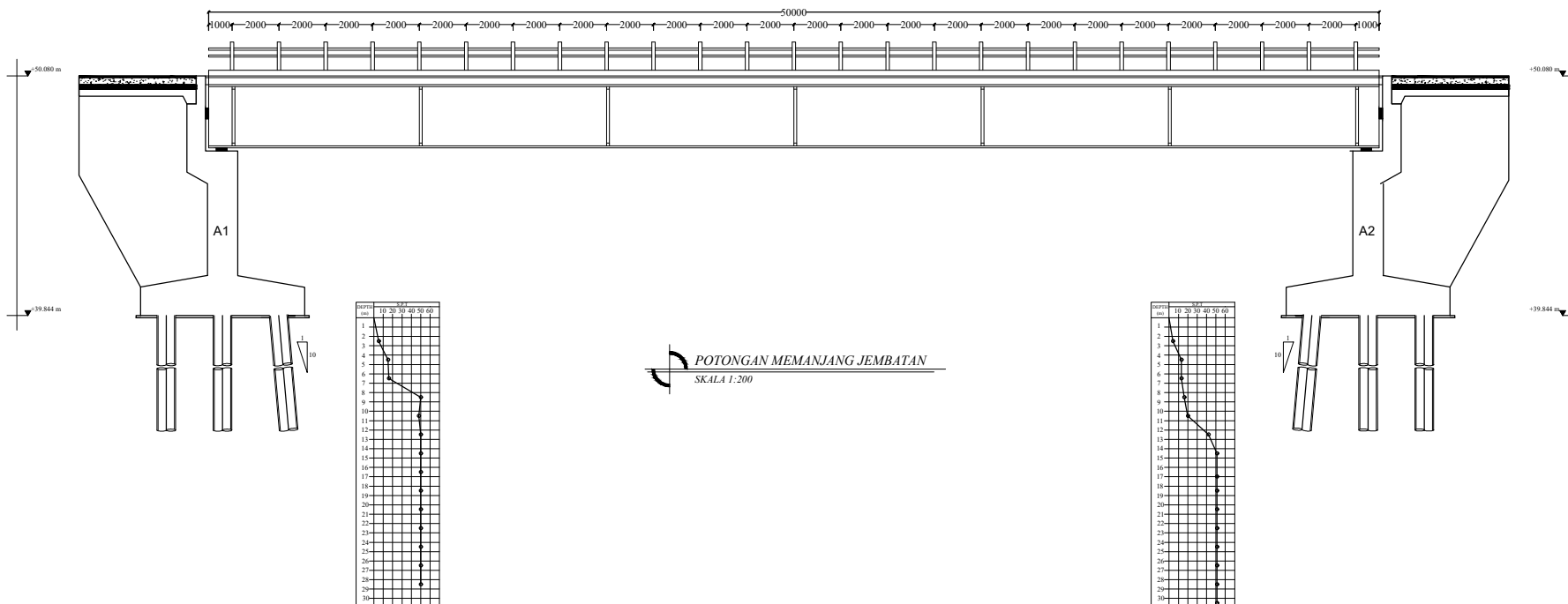
NO. GAMBAR

ARS

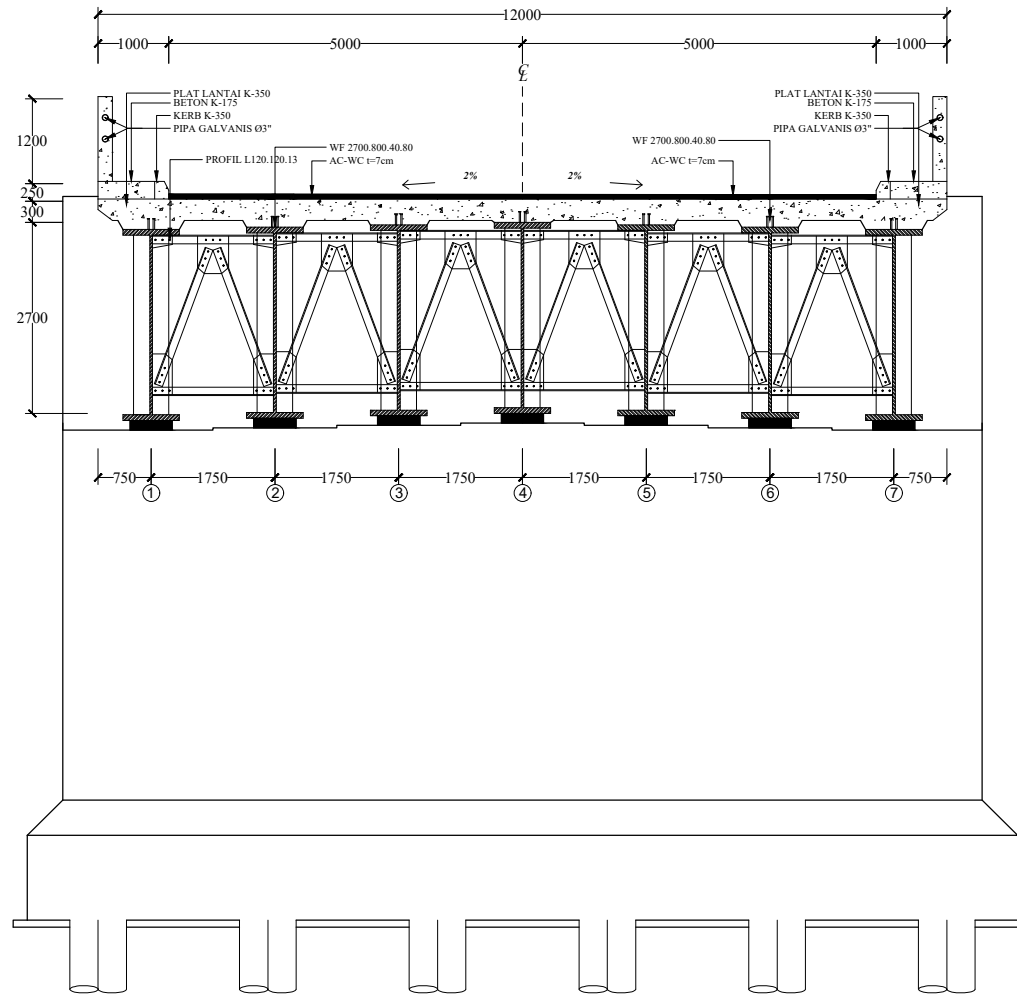
2



TAMPAK ATAS JEMBATAN  
SKALA 1:200



POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN  
SKALA 1:200



POTONGAN MELINTANG JEMBATAN  
SKALA 1:75



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER

FAK.VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR  
JEMBATAN PLAPAR MENGGUNAKAN  
GELAGAR BAJA KOMPOSIT DI KAB.  
PONOROGO

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES

MAHASISWA

ERWIN HAIDY P. (10111500000064)

DITA ROSALINA A.H (10111500000066)

JUDUL GAMBAR

SKALA

1. POTONGAN MELINTANG  
JEMBATAN

1:75

REVISI

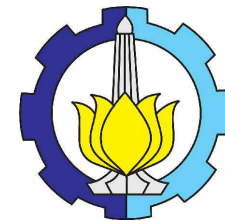
TANGGAL

KODE GAMBAR

NO. GAMBAR

ARS

3



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER

FAK.VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR  
JEMBATAN PLAPAR MENGGUNAKAN  
GELAGAR BAJA KOMPOSIT DI KAB.  
PONOROGO

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES

MAHASISWA

ERWIN HAIDY P. (10111500000064)

DITA ROSALINA A.H (10111500000066)

JUDUL GAMBAR

SKALA

1. DENAH BALOK GIRDER

1:200

2. POTONGAN A-A

1:75

REVISI

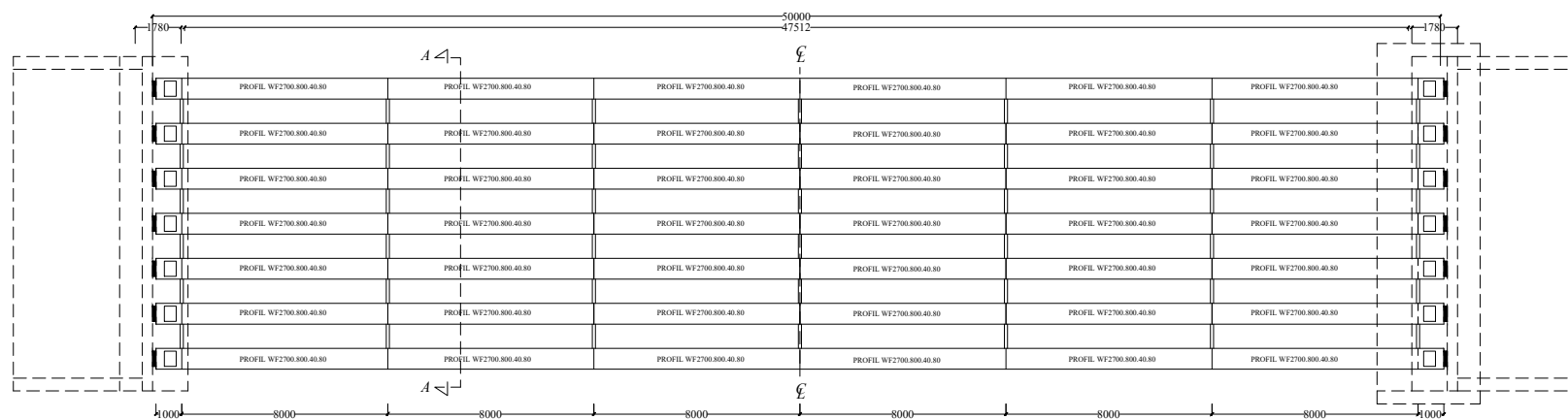
TANGGAL

KODE GAMBAR

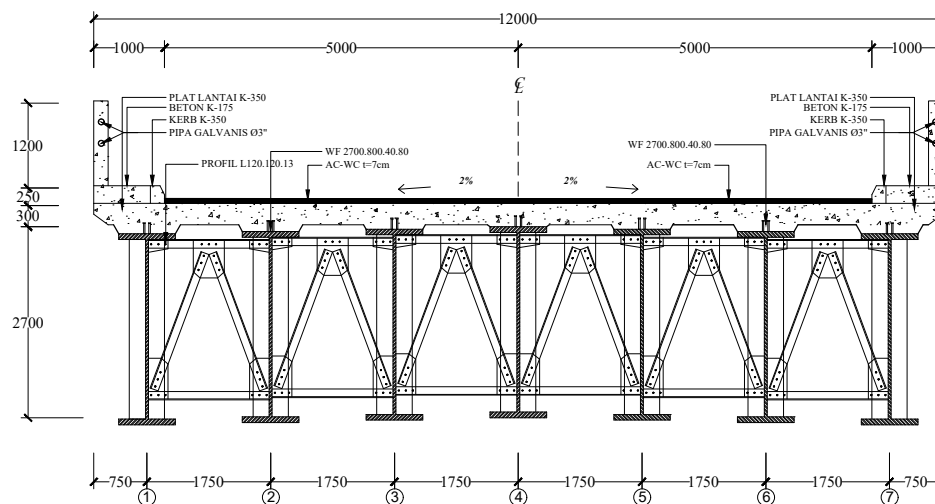
NO. GAMBAR

STR

1



DENAH BALOK GIRDER  
SKALA 1:200



POTONGAN A-A  
SKALA 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER

FAK. VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR  
JEMBATAN PLAPAR MENGGUNAKAN  
GELAGAR BAJA KOMPOSIT DI KAB.  
PONOROGO

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES

MAHASISWA

ERWIN HAIDY P. (10111500000064)

DITA ROSALINA A.H (10111500000066)

JUDUL GAMBAR

SKALA

- |                        |       |
|------------------------|-------|
| 1. DENAH ABUTMENT      | 1:200 |
| 2. POTONGAN 1-1(A1&A2) | 1:100 |
| 3. POTONGAN 2-2(A1&A2) | 1:100 |

REVISI

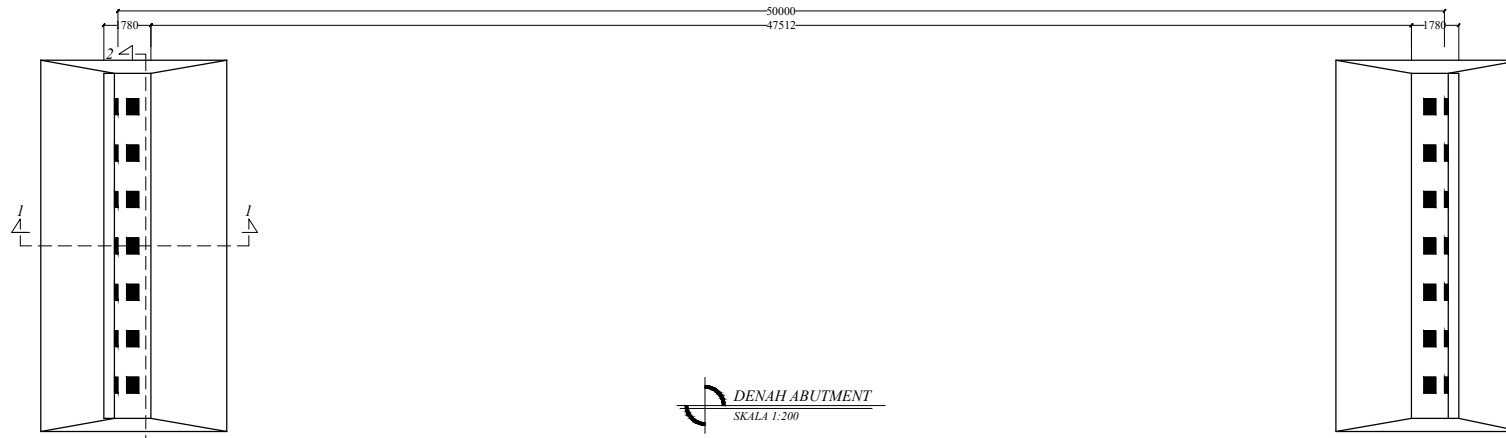
TANGGAL

KODE GAMBAR

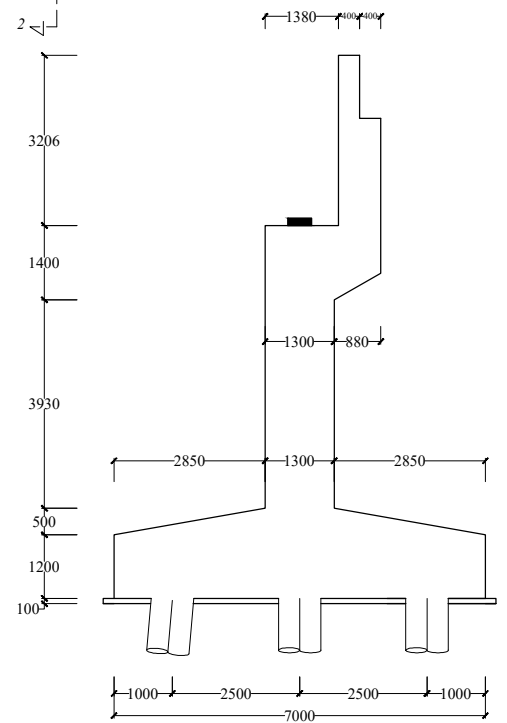
NO. GAMBAR

STR

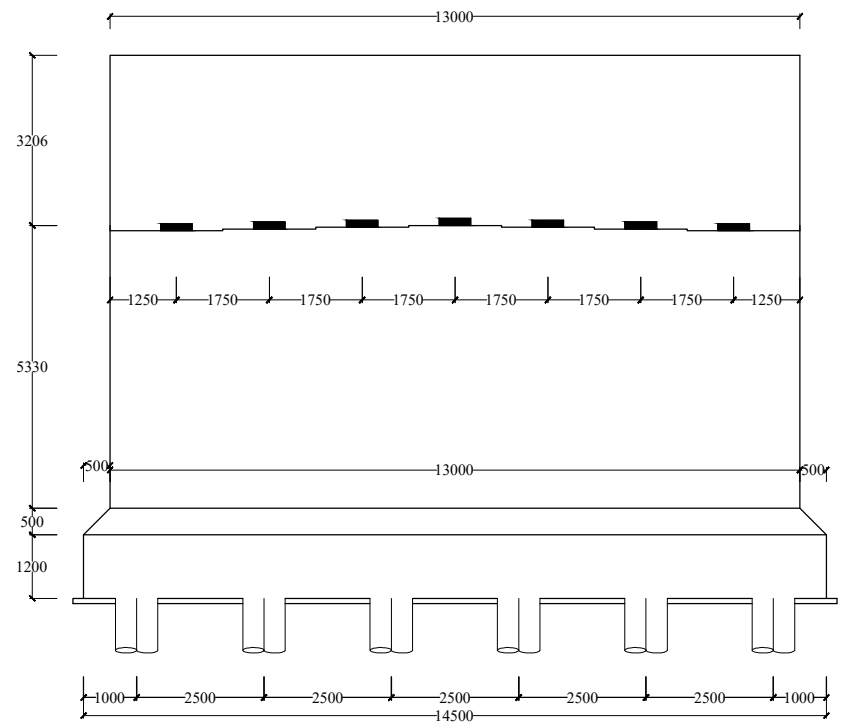
2



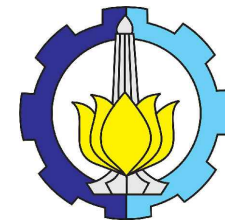
DENAH ABUTMENT  
SKALA 1:200



POTONGAN 1-1 (A1&A2)  
SKALA 1:100



POTONGAN 2-2(A1&A2)  
SKALA 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER

FAK. VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR  
JEMBATAN PLAPAR MENGGUNAKAN  
GELAGAR BAJA KOMPOSIT DI KAB.  
PONOROGO

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES

MAHASISWA

ERWIN HAIDY P. (10111500000064)

DITA ROSALINA A.H (10111500000066)

JUDUL GAMBAR

SKALA

1. DENAH TIANG PANCANG
2. DETAIL TULANGAN PONDASI TIANG PANCANG
3. POTONGAN 3-3

1:200  
1:20  
1:40

REVISI

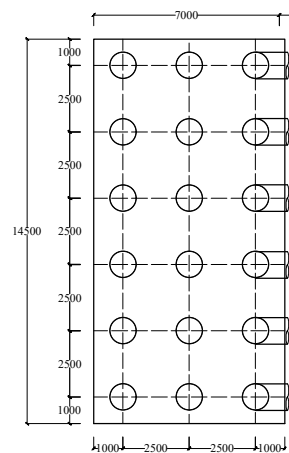
TANGGAL

KODE GAMBAR

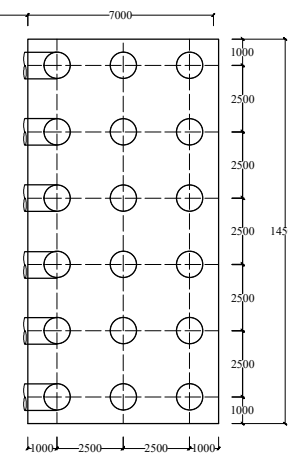
NO. GAMBAR

STR

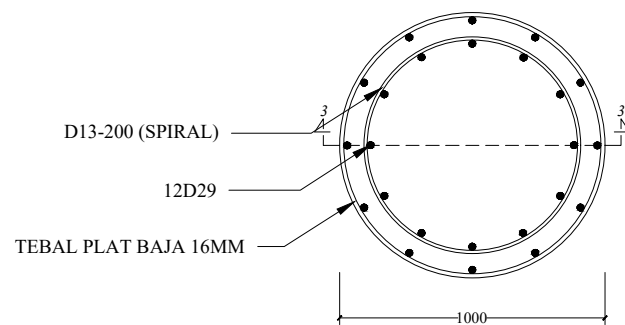
3



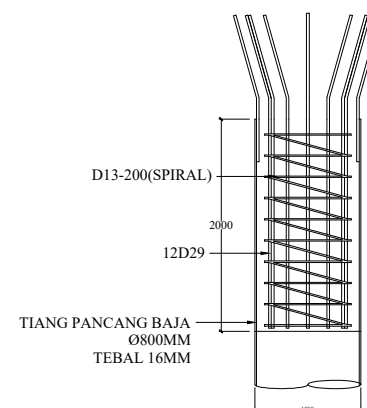
41812



**DENAH TIANG PANCANG**  
SKALA 1:200



**DETAIL TULANGAN PONDASI TIANG PANCANG**  
SKALA 1:20



**POTONGAN 3-3**  
SKALA 1:40



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER

FAK. VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR  
JEMBATAN PLAPAR MENGGUNAKAN  
GELAGAR BAJA KOMPOSIT DI KAB.  
PONOROGO

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES

MAHASISWA

ERWIN HAIDY P. (10111500000064)

DITA ROSALINA A.H (10111500000066)

JUDUL GAMBAR

SKALA

1. DETAIL TULANGAN PLAT LANTAI
2. POTONGAN 4-4

1:200

1:40

REVISI

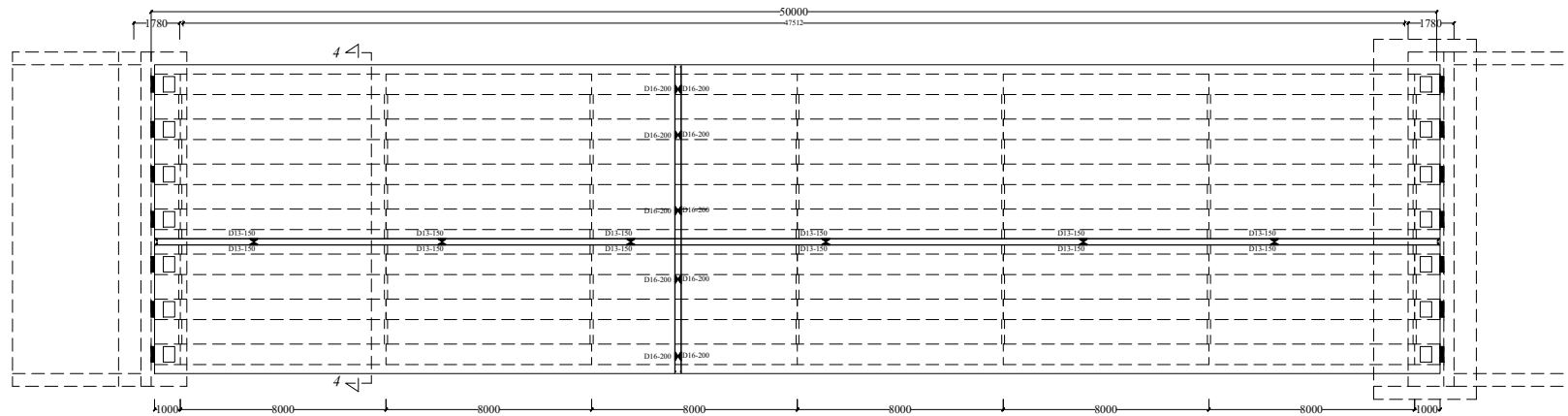
TANGGAL

KODE GAMBAR

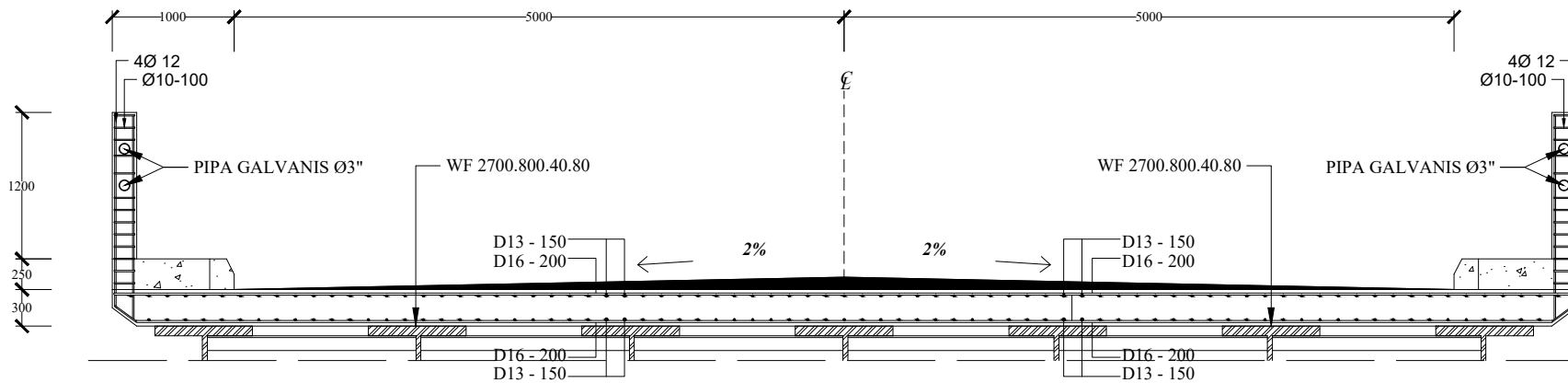
NO. GAMBAR

STR

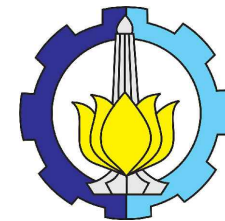
4



DETAIL TULANGAN PLAT LANTAI  
SKALA 1:200



POTONGAN 4-4  
SKALA 1:40



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER

FAK. VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR  
JEMBATAN PLAPAR MENGGUNAKAN  
GELAGAR BAJA KOMPOSIT DI KAB.  
PONOROGO

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES

MAHASISWA

ERWIN HAIDY P. (10111500000064)

DITA ROSALINA A.H (10111500000066)

JUDUL GAMBAR

SKALA

1. DETAIL SAMBUNGAN

1:25

REVISI

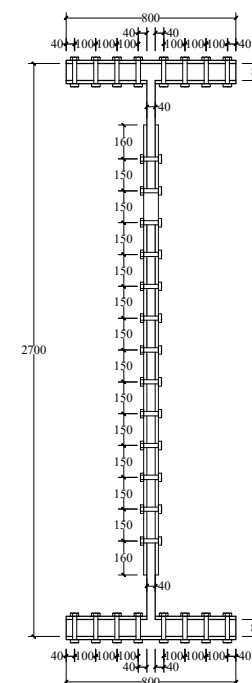
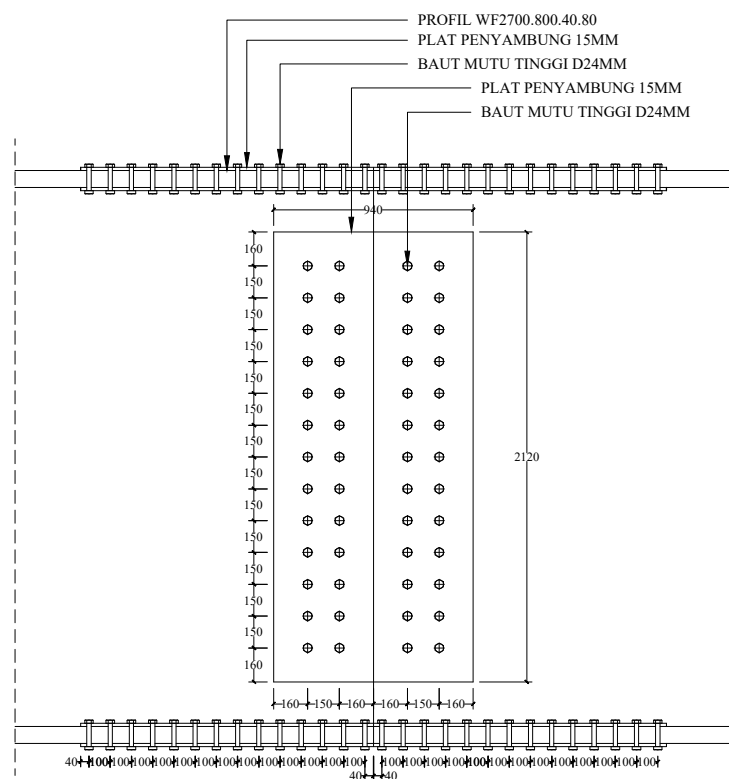
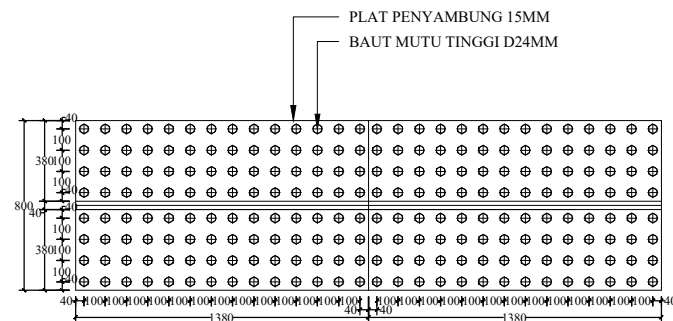
TANGGAL

KODE GAMBAR

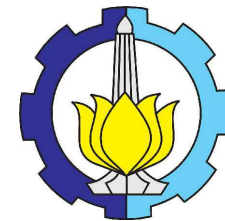
NO. GAMBAR

STR

5



**DETAIL SAMBUNGAN ANTAR GELAGAR**  
SKALA 1:25



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER

FAK.VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR  
JEMBATAN PLAPAR MENGGUNAKAN  
GELAGAR BAJA KOMPOSIT DI KAB.  
PONOROGO

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES

MAHASISWA

ERWIN HAIDY P. (10111500000064)  
DITA ROSALINA A.H (10111500000066)

JUDUL GAMBAR SKALA

1. KEYPLAN
2. DETAIL SAMBUNGAN DIAFRAGMA

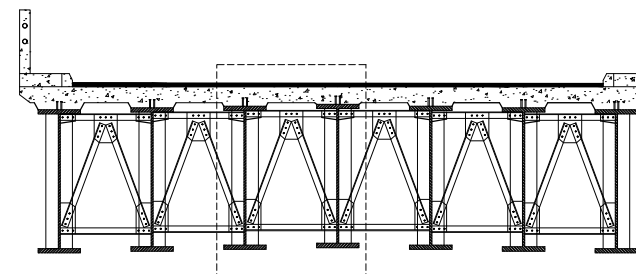
1:100  
1:20

REVISI TANGGAL

KODE GAMBAR NO. GAMBAR

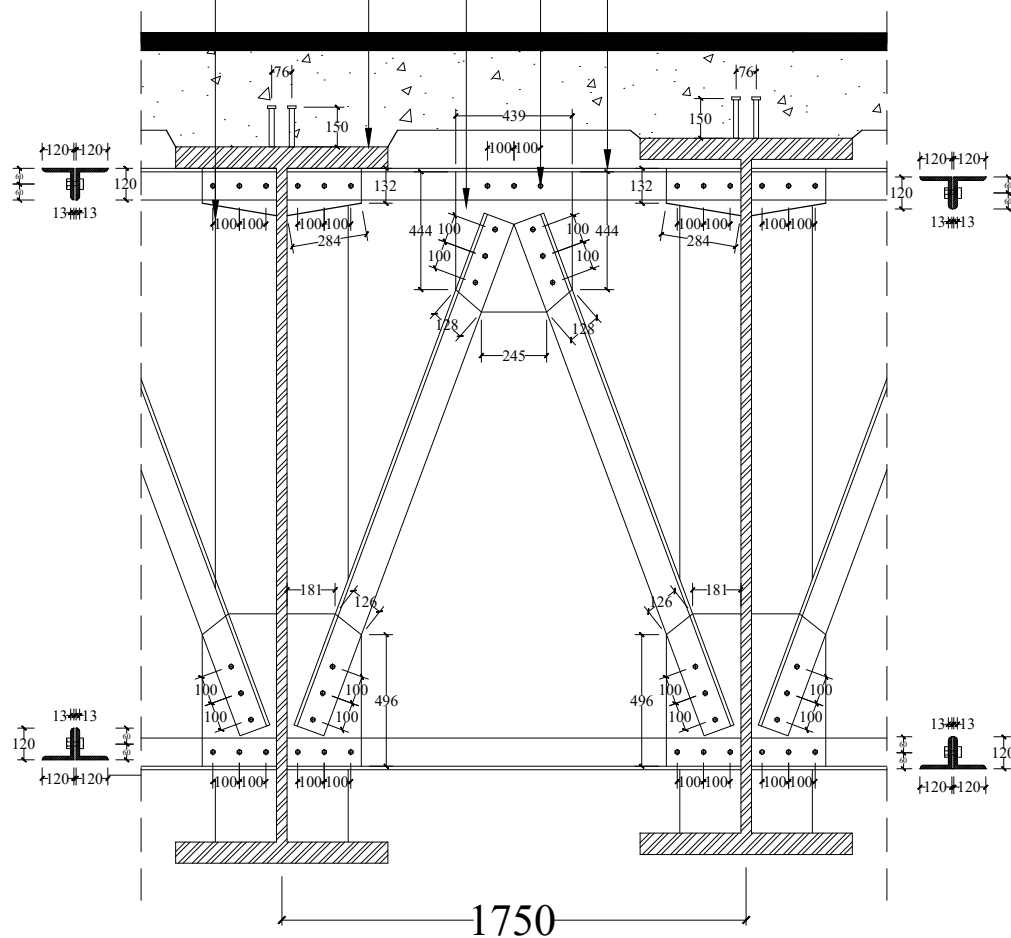
STR

6



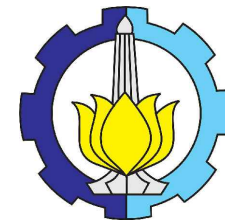
KEYPLAN  
SKALA 1:100

TEBAL STIFFENER 20MM  
PROFIL WF2700.800.40.80  
PLAT SAMBUNG 8MM  
BAUT HTB Ø16  
PROFIL SIKU GANDA 120.120.13



DETAIL SAMBUNGAN DIAFRAGMA  
SKALA 1:20





INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER

FAK. VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR  
JEMBATAN PLAPAR MENGGUNAKAN  
GELAGAR BAJA KOMPOSIT DI KAB.  
PONOROGO

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES

MAHASISWA

ERWIN HAIDY P. (10111500000064)

DITA ROSALINA A.H (10111500000066)

JUDUL GAMBAR

SKALA

1. DETAIL PENULANGAN PILE CAP
2. DETAIL PENULANGAN WINGWALL

1:75  
1:75

REVISI

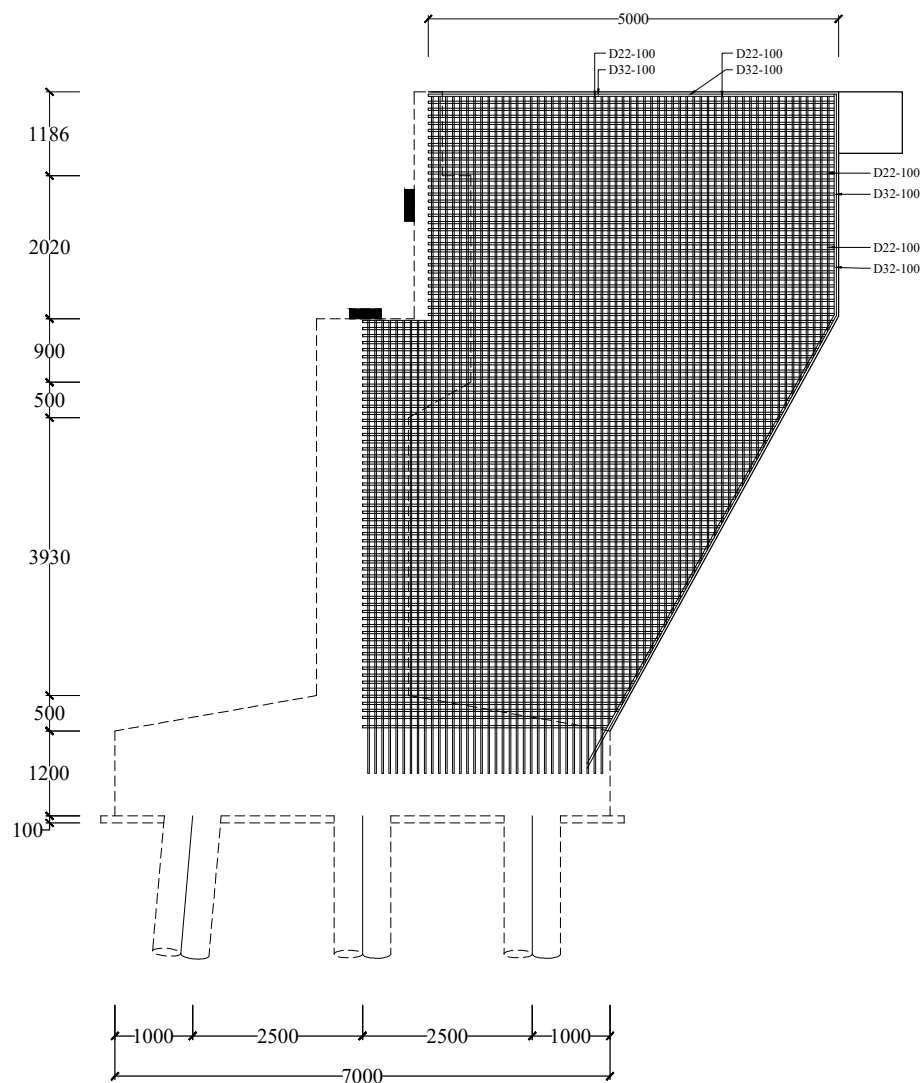
TANGGAL

KODE GAMBAR

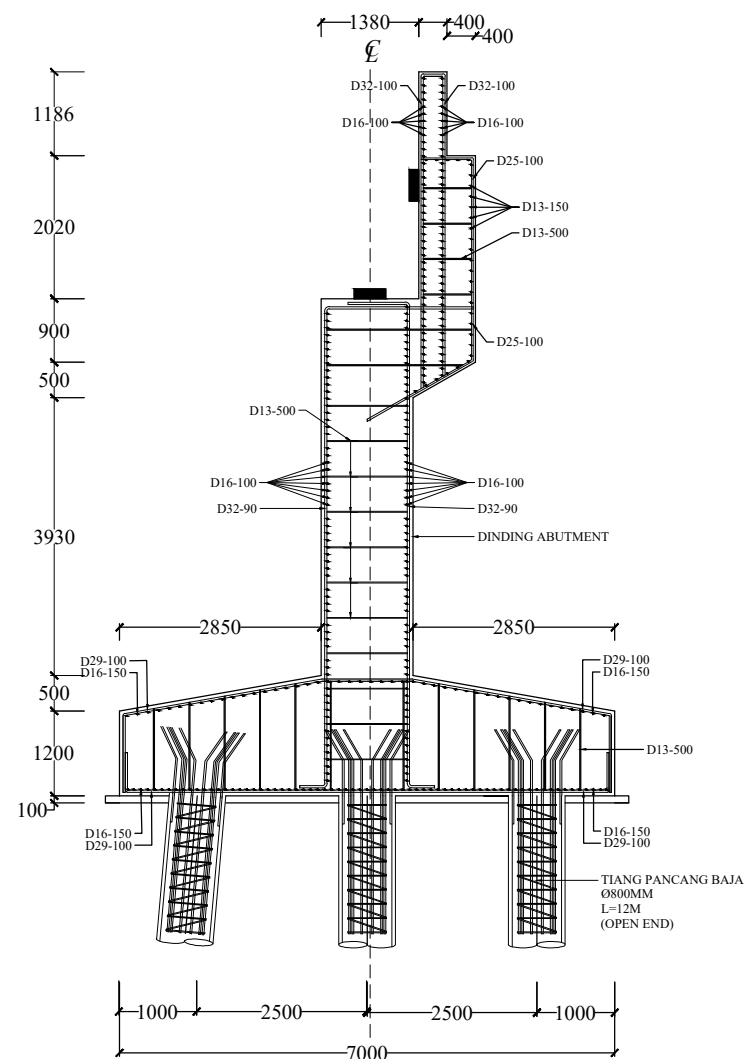
NO. GAMBAR

STR

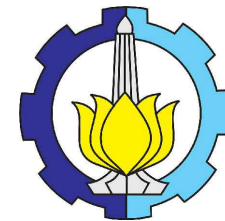
7



DETAIL PENULANGAN WINGWALL  
SKALA 1:75



DETAIL PENULANGAN ABUTMENT  
SKALA 1:75



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER

FAK. VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR  
JEMBATAN PLAPAR MENGGUNAKAN  
GELAGAR BAJA KOMPOSIT DI KAB.  
PONOROGO

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES

MAHASISWA

ERWIN HAIDY P. (10111500000064)

DITA ROSALINA A.H (10111500000066)

JUDUL GAMBAR

SKALA

1. DETAIL PENULANGAN PLAT INJAK
2. TAMPAK ATAS ELASTOMER
3. POTONGAN 4-4

1:50

1:10

1:10

REVISI

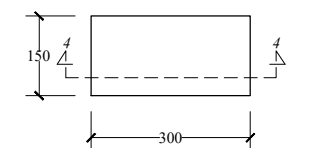
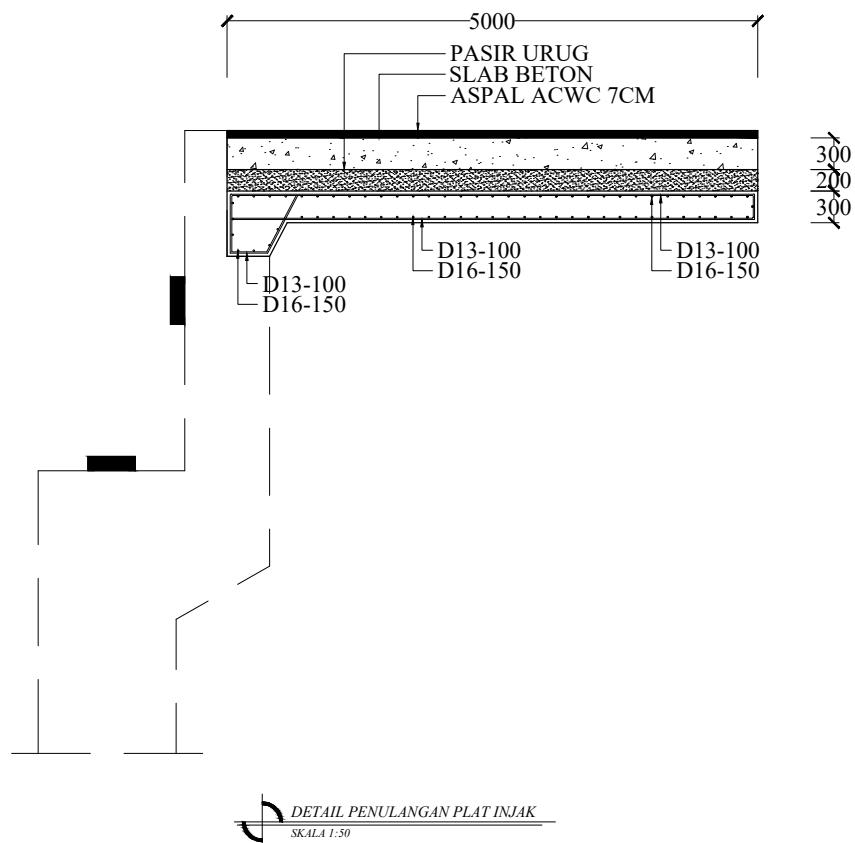
TANGGAL

KODE GAMBAR

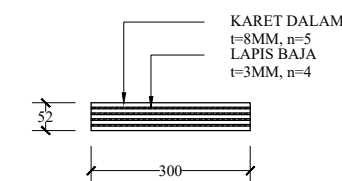
NO. GAMBAR

STR

8



TAMPAK ATAS ELASTOMER  
SKALA 1:10



POTONGAN 4-4  
SKALA 1:10



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
FAK.VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR  
JEMBRAN PLAPAR MENGGUNAKAN  
GELAGAR BAJA KOMPOSIT DI KAB.  
PONOROGO

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES

MAHASISWA

ERWIN HAIDY P. (10111500000064)

DITA ROSALINA A.H (10111500000066)

JUDUL GAMBAR

SKALA

1. TAMPAK ATAS STIFFENER
2. DENAH STIFFENER
3. DETAIL 1
4. DETAIL 2

1:200  
1:200  
1:50  
1:50

REVISI

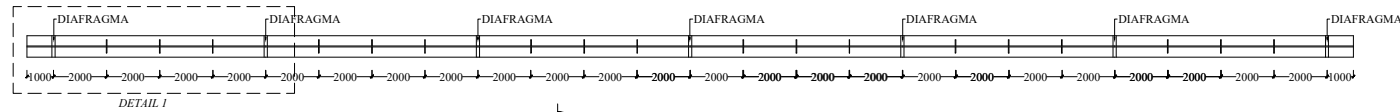
TANGGAL

KODE GAMBAR

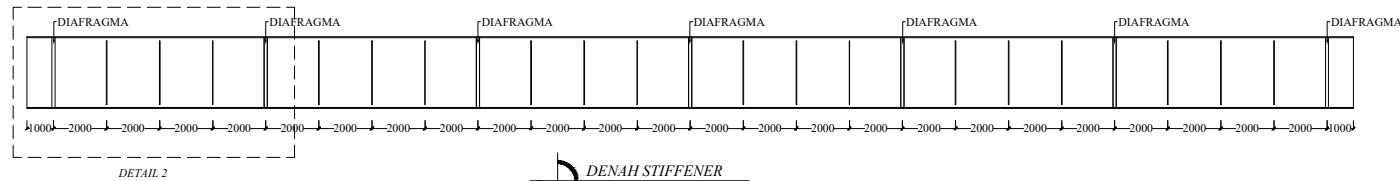
NO. GAMBAR

STR

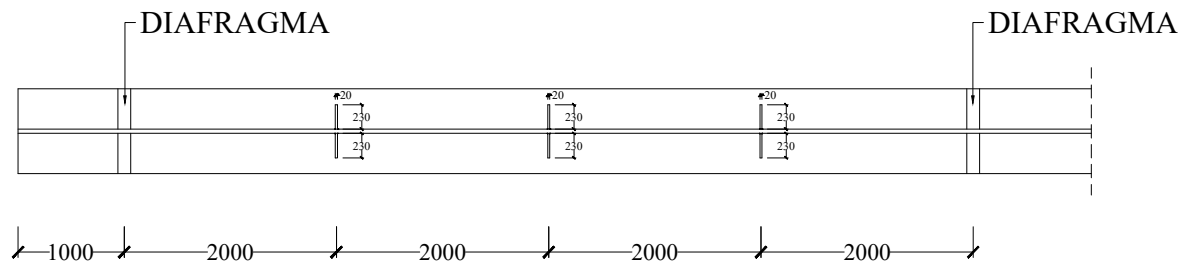
9



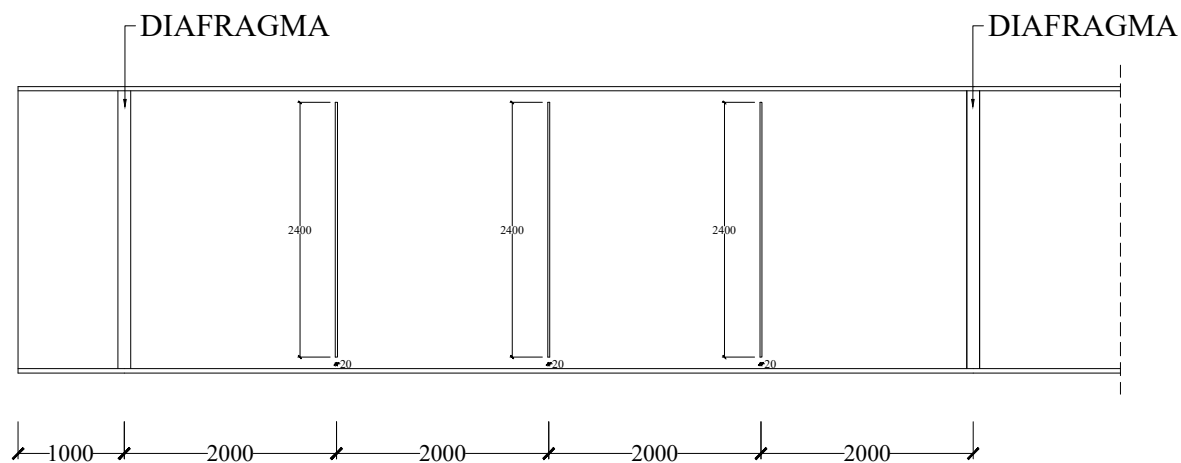
TAMPAK ATAS STIFFENER  
SKALA 1:200



DENAH STIFFENER  
SKALA 1:200



DETAIL 1  
SKALA 1:50



DETAIL 2  
SKALA 1:200