

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN JEMBATAN CILOSEH
MENGUNAKAN RANGKA BAJA TIPE WARREN
(*REDESIGN OF CILOSEH BRIDGE USING WARREN
TYPE STEEL TRUSS*)**

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



**Daffa Idjal Naufal
19511045**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2024**

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN JEMBATAN CILOSEH MENGUNAKAN RANGKA BAJA TIPE *WARREN* (*REDESIGN OF CILOSEH BRIDGE USING WARREN TYPE STEEL TRUSS*)

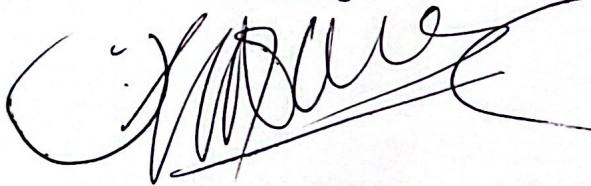
Disusun oleh



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

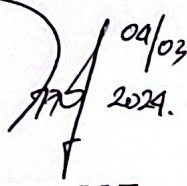
Diuji Pada tanggal 21 Februari 2024
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



Suharyatma, Ir. M.T.
NIK: 865110201

Penguji I



04/03
2024.

Jafar S.T., MURP., M.T.
NIK: 185111305

Penguji II



23.02.24.

Astriana Hardawati S.T., M.Eng.
NIK: 165111301

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Ir. Yunalia Muntafi, ST., MT., Ph.D.Eng., IPM
NIK: 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila dikemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku

Yogyakarta, 21 Februari 2024

Yang membuat pernyataan,

A handwritten signature in black ink is written over a yellow 10,000 Rupiah meter stamp. The stamp features the Garuda Pancasila emblem and the text 'SEPULUH RIBU RUPIAH' and 'METERAL TEMPEL'. The serial number '04894ALX037731308' is visible at the bottom of the stamp.

Daffa Idjal Naufal

(19511045)

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah *rabbil'alamin*, puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT, yang atas rahmat dan karunia-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “Perencanaan Jembatan Ciloseh Menggunakan Rangka Baja Tipe Warren”. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, *Alhamdulillah* Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Ir. Suharyatma, M.T., selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah banyak memberikan arahan, bimbingan, dan nasihat baik selama penyusunan Tugas Akhir.
2. Bapak/Ibu Dosen Penguji.
3. Ibu Ir.Yunalia Muntafi, S.T., Ph.D., selaku Krtua Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
4. Seluruh dosen, pengajar, laboran, asisten dosen, serta staff dan karyawan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia yang telah memberikan banyak ilmu serta memberi fasilitas selama perkuliahan.
5. Kedua orang tua dan keluarga besar yang telah berkorban banyak memberikan doa, nasihat, semangat, dan materi selama menyelesaikan Tugas Akhir. Semoga Allah menjaga dan merahmati mereka.
6. Kakak dan adik penulis, yang selalu memberikan semangat. Semoga Allah menjaga mereka
7. Teman-teman “SINAU” yang saling memberi bantuan dan motivasi selama pengerjaan satu sama lain.
8. Teman-teman seperbimbingan tugas akhir, Senda yang telah memberikan masukan dan diskusi Bersama dalam pengerjaan Tugas Akhir.

9. Semua pihak yang tidak dapat dituliskan satu persatu yang telah membantu penulis selama perkuliahan dan penulisan Tugas Akhir.

Akhirnya penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya

Yogyakarta, 21 Februari 2024

Yang membuat pernyataan,



The image shows a handwritten signature in black ink over a rectangular adhesive stamp. The stamp is yellow and red, featuring the Garuda Pancasila emblem in the center. The text on the stamp includes '1000' in large numbers, 'METERAI TEMPEL' below it, and the alphanumeric code '33622ALX037731313' at the bottom. The signature is written in a cursive style, with the first letter 'D' being particularly large and stylized.

Daffa Idjal Naufal

19511045

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Halaman Pengesahan	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	xvi
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xxii
ABSTRAK	xxv
<i>ABSTRACT</i>	xxvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Masalah	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Tinjauan Penelitian Terdahulu	5
2.2 Penelitian Terdahulu	5
2.2.1 Perancangan Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Warren Truss</i>	5
2.2.2 Perancangan Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Camel Back Truss</i>	6
2.2.3 Perancangan Jembatan Rangka Baja tipe <i>Warren with Vertical</i>	7
2.2.4 Perancangan Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Warren</i>	7
2.2.5 Perancangan Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Warren</i>	8
2.3 Keabsahan Penelitian	9
2.4 Perbandingan Penelitian.	10
BAB III LANDASAN TEORI	12

3.1	Definisi Jembatan	12
3.2	Tipe-tipe Jembatan	12
3.3	Tipe-tipe Jembatan Rangka Baja	18
3.4	Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Warren</i>	19
3.5	Material Baja	19
3.6	Material Beton	20
3.7	Pembebanan Jembatan Menurut SNI 1725-2016	21
3.7.1	Beban Mati	21
3.7.2	Beban Lalu Lintas	23
3.7.3	Beban Aksi Lingkungan	28
3.8	Pembebanan Gempa pada Jembatan Menurut SNI 2833-2016	31
3.9	Konsep Perencanaan LRFD/DFBK	37
3.10	Faktor Reduksi Kekuatan	38
3.11	Kombinasi Pembebanan	39
3.12	Perencanaan Struktur Atas Jembatan	44
3.12.1	Lantai kendaraan	46
3.12.2	Komponen Balok Komposit	48
3.12.3	Komponen Batang Lentur	52
3.12.4	Komponen Batang Tarik	56
3.12.5	Komponen Batang Tekan	59
3.12.6	Sambungan	62
3.12.7	Lendutan dan Lawan Lendut (<i>Camber</i>) <i>I</i>	69
3.13	Perencanaan Struktur Bawah Jembatan	70
3.13.1	<i>Abutment</i>	70
3.13.2	Pilar	72
3.13.3	<i>Pile cap</i>	73
3.13.4	Fondasi	74
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN		78
4.1	Tinjauan Umum	78
4.2	Sumber Data	78
4.2.1	Lokasi Jembatan	78

4.2.2	Data Sekunder	79
4.3	Data Jembatan	79
4.4	Tahapan Perencanaan	87
BAB V PEMBAHASAN		90
5.1	Perencanaan Struktur Atas Jembatan	90
5.1.1	Perencanaan Pelat Lantai	91
5.1.2	Perencanaan Gelagar Memanjang	105
5.1.3	Perencanaan Gelagar Melintang	114
5.1.4	Perencanaan Struktur Rangka Baja	123
5.2	Perencanaan Struktur Bawah Jembatan	197
5.2.1	Perencanaan <i>Abutment</i>	197
5.2.2	Perencanaan Fondasi <i>Abutment</i>	287
5.2.3	Perencanaan Pilar	323
5.2.4	Perencanaan Fondasi Pilar	375
5.3	Pembahasan	406
5.3.1	Gelagar Jembatan	406
5.3.2	Rangka Utama dan Ikatan Angin	406
5.3.3	Sambungan	406
5.3.4	<i>Abutment</i>	406
5.3.5	Pilar	407
5.3.6	Fondasi	407
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		408
6.1	Kesimpulan	408
6.2	Saran	410
DAFTAR PUSTAKA		411
LAMPIRAN		413

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Jembatan Ciloseh	2
Gambar 3.1 Penentu Tipe Jembatan	17
Gambar 3.2 Susunan Geometri Jembatan Rangka Baja	19
Gambar 3.3 Beban Lajur “D”	24
Gambar 3.4 Pembebanan Truk “T”	26
Gambar 3.5 Faktor Beban Dinamis untuk Beban Lajur “D”	27
Gambar 3.6 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (<i>PGA</i>) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun	32
Gambar 3.7 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun	33
Gambar 3.8 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun	34
Gambar 3.9 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan	36
Gambar 3.10 Bagian Struktur Atas Jembatan Rangka Baja	45
Gambar 3.11 Modulus Penampang Berbagai Tipe Profil Simetri	53
Gambar 3.12 Distribusi Tegangan pada Level Beban Berbeda	55
Gambar 3.13 Gaya Tarik yang Terjadi pada Lubang Sambung Baut	58
Gambar 3.14 Faktor Panjang Efektif	62
Gambar 3.15 Lubang Selang-Seling	63
Gambar 3.16 Pola Keruntuhan Sambungan Baut	66
Gambar 3.17 Tipe dan Bentuk <i>Abutment</i>	70
Gambar 3.18 Tipe-Tipe Pilar Jembatan	72
Gambar 3.19 Jarak Antar Fondasi dan Jarak Minimum Tiang Terluar	74
Gambar 3.20 Tipe-Tipe Fondasi	75
Gambar 3.21 Diagram Pemilihan Tipe Fondasi	76
Gambar 3.22 Diagram Pemilihan Tipe Fondasi Dalam	77
Gambar 4.1 Lokasi Jembatan Ciloseh	79

Gambar 4.2 Rencana Tampak Memanjang Jembatan	81
Gambar 4.3 Rencana Tampak Melintang Jembatan	81
Gambar 4.4 Data Penyelidikan Tanah BH-01	83
Gambar 4.5 Data Penyelidikan Tanah BH-02	84
Gambar 4. 6 Data Penyelidikan Tanah BH-03	85
Gambar 4. 7 Data Penyelidikan Tanah BH-04	86
Gambar 4.8 Bagan Alir Perencanaan	88
Gambar 5.1 Potongan Memanjang Jembatan	90
Gambar 5.2 Potongan Melintang Jembatan	91
Gambar 5.3 Potongan Melintang Pelat Lantai	91
Gambar 5.4 Tampak Atas Pelat Lantai Kendaraan	93
Gambar 5.5 Beban Truk	95
Gambar 5.6 Grafik Faktor Beban Dinamis	95
Gambar 5.7 Permodelan Analisis Struktur Pelat Lantai	97
Gambar 5.8 <i>Input</i> Beban Mati Sendiri Pelat	97
Gambar 5.9 <i>Input</i> Beban Mati Tambahan Trotoar	98
Gambar 5.10 <i>Input</i> Beban Mati Tambahan Lapis Perkerasan	98
Gambar 5.11 <i>Input</i> Beban Mati Tambahan Genangan Air Hujan	98
Gambar 5.12 <i>Input</i> Beban 1 Truk	99
Gambar 5.13 Momen Beban 1 Truk	99
Gambar 5.14 <i>Input</i> Beban 2 Truk	99
Gambar 5.15 Momen Beban 2	99
Gambar 5.16 <i>Input</i> Beban Pejalan Kaki	100
Gambar 5.17 Tulangan Pelat Lantai Kendaraan	104
Gambar 5.18 Tinjauan Gelagar Memanjang	105
Gambar 5.19 Beban Gelagar Memanjang	106
Gambar 5.20 Lebar Efektif Pelat	109
Gambar 5.21 Distribusi Tegangan Plastis	110
Gambar 5.22 Pemasangan <i>Shear Connector</i> pada Gelagar Memanjang	113
Gambar 5.23 Tinjauan Gelagar Melintang	114
Gambar 5.24 Potongan Gelagar Melintang	114

Gambar 5.25 Beban Gelagar Melintang	118
Gambar 5.26 BMD Gelagar Melintang	118
Gambar 5.27 SFD Gelagar Melintang	118
Gambar 5.28 Panjang Tanpa Dibreasing (<i>LB</i>) Gelagar Melintang	122
Gambar 5.29 Beban pada Gelagar Memanjang Tepi	124
Gambar 5.30 Beban pada Gelagar Memanjang Tengah	125
Gambar 5.31 Beban Gaya Rem	129
Gambar 5.32 Tampak Kiri Jembatan pada SAP2000	135
Gambar 5.33 Tampak Kanan Jembatan pada SAP2000	135
Gambar 5.34 Tampak Bawah Jembatan pada SAP2000	135
Gambar 5.35 Tampak Atas Jembatan pada SAP2000	135
Gambar 5.36 Input Beban Mati Sendiri (<i>MS</i>) pada SAP2000	136
Gambar 5.37 Input Beban Mati Tambahan (<i>MA</i>) pada SAP2000	137
Gambar 5.38 Input Beban Terbagi Rata (<i>BTR</i>) pada SAP2000	138
Gambar 5.39 Input Beban Garis Terpusat (<i>BGT</i>) pada SAP2000	138
Gambar 5.40 Input Beban Rem (<i>TB</i>) pada SAP2000	139
Gambar 5.41 Input Beban Pejalan Kaki (<i>TP</i>) pada SAP2000	140
Gambar 5.42 Input Beban <i>EWs</i> pada SAP2000	140
Gambar 5.43 Input Beban <i>EWl</i> pada SAP2000	141
Gambar 5.44 Input Beban Gempa EQx pada SAP2000	141
Gambar 5.45 Grafik NFD Kombinasi 1 pada SAP2000	142
Gambar 5.46 Grafik BMD Kombinasi 1 pada SAP2000	143
Gambar 5.47 Penampang Ujung Batang Bawah	149
Gambar 5.48 Penampang Ujung Batang Diagonal	153
Gambar 5.49 Penampang Ujung Batang Ikatan Angin Tengah	157
Gambar 5.50 Konfigurasi Sambungan Baut Rangka Atas	163
Gambar 5.51 Tampak Melintang Sambungan Baut Rangka Atas	163
Gambar 5.52 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Rangka Atas	164
Gambar 5.53 Pelat Buhul Tekan Sambungan Rangka Atas	166
Gambar 5.54 Konfigurasi Sambungan Baut Rangka Bawah	169
Gambar 5.55 Tampak Melintang Sambungan Baut Rangka Bawah	169

Gambar 5.56 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Rangka Bawah	169
Gambar 5.57 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur Pelat Buhul Luar Batang Bawah	172
Gambar 5.58 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur Pelat Buhul Dalam Batang Bawah	173
Gambar 5.59 Pola Keruntuhan Geser Blok Rangka Bawah	174
Gambar 5.60 Konfigurasi Sambungan Baut Rangka Diagonal	177
Gambar 5.61 Tampak Melintang Sambungan Baut Rangka Diagonal	177
Gambar 5.62 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Rangka Diagonal	177
Gambar 5.63 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur Pelat Buhul Luar Batang Diagonal	180
Gambar 5.64 Pola Keruntuhan Geser Blok Rangka Diagonal	181
Gambar 5.65 Konfigurasi Sambungan Baut Ikatan Angin Tengah	184
Gambar 5.66 Tampak Melintang Sambungan Baut Ikatan Angin Tengah	184
Gambar 5.67 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Ikatan Angin Tengah	184
Gambar 5.68 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur Pelat Buhul Luar Ikatan Angin Tengah	186
Gambar 5.69 Pola Keruntuhan Geser Blok Ikatan Angin Tengah	187
Gambar 5.70 Tampak Samping Rangka Jembatan	190
Gambar 5.71 Tampak Atas Rangka Jembatan	190
Gambar 5.72 Detail Sambungan A	191
Gambar 5.73 Detail Sambungan B	191
Gambar 5.74 Detail Sambungan C	192
Gambar 5.75 Detail Sambungan D	192
Gambar 5.76 Detail Sambungan E	193
Gambar 5.77 Detail Sambungan F	193
Gambar 5.78 Detail Sambungan G	194
Gambar 5.79 Lendutan Jembatan	195
Gambar 5.80 Struktur Jembatan Ciloseh	197

Gambar 5.81 Tampak Samping <i>Abutment</i>	198
Gambar 5.82 Tampak Atas <i>Abutment</i>	199
Gambar 5.83 Beban Mati Sendiri Struktur Atas pada <i>Breast Wall</i>	203
Gambar 5.84 Berat Sendiri <i>Breast Wall</i>	204
Gambar 5.85 Beban Mati Tambahan Struktur Atas pada <i>Breast Wall</i>	206
Gambar 5.86 Diagram Tekanan Tanah Aktif	207
Gambar 5.87 Beban Lajur 'D' Struktur Atas pada <i>Breast Wall</i>	210
Gambar 5.88 Beban Pejalan Kaki Struktur Atas pada <i>Breast Wall</i>	211
Gambar 5.89 Beban Rem Struktur Atas pada <i>Breast Wall</i>	212
Gambar 5.90 Beban Angin Struktur pada <i>Breast Wall</i>	213
Gambar 5.91 Beban Angin Kendaraan pada <i>Breast Wall</i>	214
Gambar 5.92 Beban Angin Kendaraan pada <i>Breast Wall</i>	215
Gambar 5.93 Peta Perencanaan Puncak di Batuan Dasar (<i>PGA</i>)	218
Gambar 5.94 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar (<i>Ss</i>)	219
Gambar 5.95 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar (<i>S1</i>)	220
Gambar 5.96 Grafik Respon Spektrum	223
Gambar 5.97 Penampang <i>Abutment</i>	224
Gambar 5.98 Beban Gempa Arah X terhadap <i>Breast Wall</i>	227
Gambar 5.99 Beban Gempa Arah Y terhadap <i>Breast Wall</i>	228
Gambar 5.100 Beban Gesekan Perletakan pada <i>Breast Wall</i>	230
Gambar 5.101 Beban Mati Sendiri <i>Back Wall</i> Atas	237
Gambar 5.102 Diagram Tekanan Tanah Aktif <i>Back Wall</i> Atas	238
Gambar 5.103 Beban Mati Sendiri <i>Back Wall</i> Bawah	241
Gambar 5.104 Diagram Tekanan Tanah Aktif <i>Back Wall</i> Bawah	242
Gambar 5.105 Pembebanan pada <i>Corbel</i>	246
Gambar 5.106 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada <i>WingWall</i>	249
Gambar 5.107 Grafik Mn-Pn <i>Breast Wall Abutment</i>	264
Gambar 5.108 Rekapitulasi Tulangan <i>Abutment</i>	287
Gambar 5.109 Tampak Melintang <i>Breast Wall</i>	287
Gambar 5.110 Gambar Kapasitas Tahanan Ujung Tiang	289
Gambar 5.111 Konfigurasi Pile	300

Gambar 5.112 Momen Pada <i>Pile Cap</i>	301
Gambar 5.113 Diagram Gaya Lateral <i>Bore Pile</i>	304
Gambar 5.114 Stabilitas Geser <i>Abutment</i> Arah Memanjang	307
Gambar 5.115 Stabilitas Geser <i>Abutment</i> Arah Melintang	308
Gambar 5.116 Stabilitas Guling <i>Abutment</i> Arah Memanjang	310
Gambar 5.117 Stabilitas Guling <i>Abutment</i> Arah Melintang	310
Gambar 5.118 Diagram Interaksi $Mn - Pn$ Tulangan <i>Bore Pile</i>	314
Gambar 5.119 Tulangan Pondasi <i>Bore Pile</i> dan <i>Pile Cap</i>	322
Gambar 5.120 Struktur Jembatan Ciloseh	323
Gambar 5.121 Tampak Melintang Pilar	324
Gambar 5.122 Tampak Memanjang Pilar	325
Gambar 5.123 Reaksi Perletakan Beban Mati Sendiri	327
Gambar 5.124 Reaksi Perletakan Beban Mati Tambahan	329
Gambar 5.125 Reaksi Perletakan Beban Lajur 'D'	330
Gambar 5.126 Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki	331
Gambar 5.127 Beban Rem Struktur Atas pada Pilar	332
Gambar 5.128 Beban Angin Struktur pada Pilar	333
Gambar 5.129 Beban Angin Struktur arah X	334
Gambar 5.130 Beban Angin Struktur arah Y	336
Gambar 5.131 Jarak Lengan Beban Angin Kendaraan pada Pilar	337
Gambar 5.132 Beban Angin Kendaraan pada Pilar	338
Gambar 5.133 Penampang <i>Abutment</i>	339
Gambar 5.134 Beban Gempa Arah X terhadap Pilar	342
Gambar 5.135 Beban Gempa Arah Y terhadap Pilar	343
Gambar 5.136 Reaksi Perletakan Beban Sendiri Struktur Atas	352
Gambar 5.137 Beban Rem Struktur Atas pada <i>Pier Head</i>	353
Gambar 5.138 Beban Angin Struktur pada <i>Pier Head</i>	354
Gambar 5.139 Grafik $Mn-Pn$ Kolom Pilar	364
Gambar 5.140 Rekapitulasi Tulangan Pilar	374
Gambar 5.141 Tampak Melintang Kolom	374
Gambar 5.142 Gambar Kapasitas Tahanan Ujung Tiang	376

Gambar 5.143 Konfigurasi Pile	381
Gambar 5.144 Momen Pada <i>Pile Cap</i>	382
Gambar 5.145 Diagram Gaya Lateral <i>Bore Pile</i>	385
Gambar 5.146 Stabilitas Geser Pilar Arah Memanjang	388
Gambar 5.147 Stabilitas Geser Pilar Arah Melintang	389
Gambar 5.148 Stabilitas Guling Pilar Arah Memanjang	391
Gambar 5.149 Stabilitas Guling Pilar Arah Melintang	392
Gambar 5.150 Diagram Interaksi $Mn - Pn$ Tulangan <i>Bore Pile</i>	397
Gambar 5.151 Tulangan Pondasi <i>Bore Pile</i> dan <i>Pile Cap</i>	405

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang	10
Tabel 3.1 Sifat Mekanis Baja Struktural	20
Tabel 3.2 Berat Isi Untuk Beban Mati	22
Tabel 3.3 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri	23
Tabel 3.4 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan	23
Tabel 3.5 Faktor Beban Lajur “D”	25
Tabel 3.6 Faktor Beban Lajur “T”	25
Tabel 3.7 Nilai V0 dan Z0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu	29
Tabel 3.8 Tekanan Angin Dasar	29
Tabel 3.9 Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan	30
Tabel 3.10 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (FPGA/Fa)	35
Tabel 3.11 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (Fv)	35
Tabel 3.12 Faktor Modifikasi Respons untuk Bangunan Bawah	37
Tabel 3.13 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Keadaan Batas Ultimit Baja	38
Tabel 3.14 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Keadaan Batas Ultimit Beton	39
Tabel 3.15 Kombinasi Beban dan Faktor Beban	42
Tabel 3.16 Parameter Pengaruh Pelat Beton Komposit dengan Dek Baja	51
Tabel 3.17 Perbandingan Maksimum Lebar terhadap Tebal untuk Elemen Tertekan	60
Tabel 3.18 Tipe Baut Menurut Ukurannya	64
Tabel 3.19 Tipe Baut Menurut Kekuatan Nominal	64
Tabel 3.20 Pemilihan Tipe dan Bentuk <i>Abutment</i> Menurut Tinggi Pemakaian	71
Tabel 3.21 Pemilihan Tipe Fondasi	76
Tabel 4.1 Rencana Desain Jembatan	80
Tabel 5.1 Rekapitulasi Beban pada Pelat Lantai	96
Tabel 5.2 Rekapitulasi Beban pada Pelat Lantai	100
Tabel 5.3 Rekapitulasi Beban pada Pelat Lantai	104

Tabel 5.4 Rekapitulasi Beban pada Gelagar Memanjang	108
Tabel 5.5 Rekapitulasi Beban pada Gelagar Melintang	117
Tabel 5.6 Berat Struktur Rangka Baja	133
Tabel 5.7 Berat Mati Pelat Lantai Kendaraan	134
Tabel 5.8 Rekap Gaya Batang Rangka Atas	143
Tabel 5.9 Rekap Gaya Batang Rangka Bawah	144
Tabel 5.10 Rekap Gaya Batang Rangka Diagonal	144
Tabel 5.11 Rekap Gaya Batang Ikatan Angin Atas Tengah	145
Tabel 5.12 Rekap Gaya Batang Ikatan Angin Atas Ujung	145
Tabel 5.13 Rekapitulasi Kapasitas Penampang	161
Tabel 5.14 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Atas	167
Tabel 5.15 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Bawah	175
Tabel 5.16 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Diagonal	182
Tabel 5.17 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Bawah	188
Tabel 5.18 Rekapitulasi Sambungan Baut	189
Tabel 5.19 Rekapitulasi Lendutan dan Camber	196
Tabel 5.20 Dimensi Tiap Bagian <i>Abutment</i>	199
Tabel 5.21 Data NSPT pada BH-01	200
Tabel 5.22 Berat Mati Struktur Atas	202
Tabel 5.23 Perhitungan Gaya dan Momen pada <i>Breast Wall</i>	204
Tabel 5.24 Total Berat Mati Sendiri pada <i>Brest Wall</i>	205
Tabel 5.25 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada <i>Brest Wall</i>	209
Tabel 5.26 Data Analisis N-SPT Tanah Sekitar Jembatan Ciloseh	216
Tabel 5.27 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (FPGA/Fa)	221
Tabel 5.28 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (Fv)	221
Tabel 5.29 Nilai Respon Spektrum	222
Tabel 5.30 Rekapitulasi Gaya dan Momen Beban Gempa pada <i>Breast Wall</i>	228
Tabel 5.31 Rekapitulasi Pembebanan pada <i>Breast Wall</i>	231
Tabel 5.32 Kombinasi Beban pada <i>Breast Wall</i>	232
Tabel 5.33 Faktor Beban pada Kendaraan Batas	232
Tabel 5.34 Kombinasi Beban Kuat I pada <i>Breast Wall</i>	233

Tabel 5.35 Kombinasi Beban Kuat II pada <i>Breast Wall</i>	233
Tabel 5.36 Kombinasi Beban Kuat III pada <i>Breast Wall</i>	234
Tabel 5.37 Kombinasi Beban Kuat IV pada <i>Breast Wall</i>	234
Tabel 5.38 Kombinasi Beban Kuat V pada <i>Breast Wall</i>	235
Tabel 5.39 Kombinasi Beban Ekstrim I EQx pada <i>Breast Wall</i>	235
Tabel 5.40 Kombinasi Beban Ekstrim I EQy pada <i>Breast Wall</i>	236
Tabel 5.41 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Breast Wall</i>	236
Tabel 5.42 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada <i>Back Wall</i> Atas	240
Tabel 5.43 Rekapitulasi Pembebanan pada <i>Back Wall</i> Atas	240
Tabel 5.44 Kombinasi Beban Kuat I pada <i>Back Wall</i> Atas	241
Tabel 5.45 Perhitungan Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri pada <i>Back Wall</i> Bawah	242
Tabel 5.46 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada <i>Back Wall</i> Bawah	244
Tabel 5.47 Rekapitulasi Pembebanan pada <i>Back Wall</i> Bawah	245
Tabel 5.48 Kombinasi Beban Kuat I pada <i>Back Wall</i> Bawah	245
Tabel 5.49 Perhitungan Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri pada <i>Corbel</i>	246
Tabel 5.50 Total Berat Mati Sendiri pada <i>Corbel</i>	247
Tabel 5.51 Rekapitulasi Pembebanan pada <i>Corbel</i>	248
Tabel 5.52 Kombinasi Beban Kuat I pada <i>Corbel</i>	248
Tabel 5.53 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada <i>Wing Wall</i>	251
Tabel 5.54 Kombinasi Beban Kuat I pada <i>Wing Wall</i>	251
Tabel 5.55 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Breast Wall</i>	252
Tabel 5.56 Tinjauan Beban 1 Meter pada <i>Breast Wall</i>	252
Tabel 5.57 Rekapitulasi Tulangan <i>Breast Wall</i>	268
Tabel 5.58 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Back Wall</i> Atas	268
Tabel 5.59 Tinjauan Beban 1 Meter pada <i>Back Wall</i> Atas	269
Tabel 5.60 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Back Wall</i> Bawah	273
Tabel 5.61 Tinjauan Beban 1 Meter pada <i>Back Wall</i> Bawah	273
Tabel 5.62 Rekapitulasi Tulangan <i>Back Wall</i>	277

Tabel 5.63 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Corbel</i>	277
Tabel 5.64 Tinjauan Beban 1 Meter pada <i>Corbel</i>	277
Tabel 5.65 Rekapitulasi Tulangan <i>Corbel</i>	281
Tabel 5.66 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Wing Wall</i>	281
Tabel 5.67 Tinjauan Beban 1 Meter pada <i>Wing Wall</i>	282
Tabel 5.68 Rekapitulasi Tulangan <i>Wing Wall</i>	286
Tabel 5.69 Rekapitulasi Tulangan pada <i>Abutment</i>	286
Tabel 5.70 Hasil Pengujian <i>SPT</i>	288
Tabel 5.71 Hasil Pengujian <i>SPT</i>	291
Tabel 5.72 Perhitungan Berat Mati Sendiri <i>Abutment</i> dan <i>Pile Cap</i>	292
Tabel 5.73 Berat Mati Tambahan Akibat Tanah Timbunan di atas <i>Pile Cap</i>	293
Tabel 5.74 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif di tepi <i>Pile Cap</i>	294
Tabel 5.75 Gaya dan Momen Akibat Gempa pada tepi <i>Pile Cap</i>	297
Tabel 5.76 Rekapitulasi Pembebanan pada <i>Pile Cap</i>	297
Tabel 5.77 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Pile Cap</i>	299
Tabel 5.78 Jarak As <i>Pile</i> ke As <i>Pile Cap</i>	302
Tabel 5.79 Rekapitulasi Beban Maksimum Tiang akibat Gaya Aksial dan Momen	302
Tabel 5.80 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif <i>Bore Pile</i>	304
Tabel 5.81 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif <i>Bore Pile</i>	305
Tabel 5.82 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif <i>Bore Pile</i>	306
Tabel 5.83 Stabilitas Geser <i>Abutment</i> Arah Memanjang	309
Tabel 5.84 Stabilitas Geser <i>Abutment</i> Arah Melintang	309
Tabel 5.85 Stabilitas Guling <i>Abutment</i> Arah Memanjang	312
Tabel 5.86 Stabilitas Guling <i>Abutment</i> Arah Melintang	312
Tabel 5.87 Stabilitas Guling <i>Abutment</i> Arah Memanjang	312
Tabel 5.88 Stabilitas Guling <i>Abutment</i> Arah Memanjang	313
Tabel 5.89 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Atas <i>Pile Cap</i> <i>Abutment</i>	316
Tabel 5.90 Rekapitulasi Tulangan pada <i>Abutment</i>	322
Tabel 5.91 Dimensi Tiap Bagian Pilar	325
Tabel 5.92 Perhitungan Gaya dan Momen pada Pilar	327

Tabel 5.93 Rekapitulasi Gaya dan Momen Beban Gempa pada Pilar	344
Tabel 5.94 Rekapitulasi Pembebanan pada Kolom Pilar	344
Tabel 5.95 Rekapitulasi Pembebanan pada <i>Pile Cap</i>	345
Tabel 5.96 Kombinasi Beban pada Kolom Pilar	346
Tabel 5.97 Faktor Beban pada Kendaraan Batas	346
Tabel 5.98 Kombinasi Beban Kuat I pada Kolom Pilar	347
Tabel 5.99 Kombinasi Beban Kuat II pada Kolom Pilar	347
Tabel 5.100 Kombinasi Beban Kuat III pada Kolom Pilar	348
Tabel 5.101 Kombinasi Beban Kuat IV pada Kolom Pilar	348
Tabel 5.102 Kombinasi Beban Kuat V pada Kolom Pilar	349
Tabel 5.103 Kombinasi Beban Ekstrim I EQ pada Kolom Pilar	349
Tabel 5.104 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Kolom Pilar	350
Tabel 5.105 Kombinasi Beban pada <i>Pile Cap</i>	350
Tabel 5.106 Faktor Beban pada Kendaraan Batas	351
Tabel 5.107 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Pile Cap</i>	351
Tabel 5.108 Rekapitulasi Pembebanan pada <i>Pier Head</i>	355
Tabel 5.109 Kombinasi Beban pada <i>Pier Head</i>	356
Tabel 5.110 Faktor Beban pada Kendaraan Batas	356
Tabel 5.111 Kombinasi Beban Kuat I pada <i>Pier Head</i>	357
Tabel 5.112 Kombinasi Beban Kuat II pada <i>Pier Head</i>	357
Tabel 5.113 Kombinasi Beban Kuat III pada <i>Pier Head</i>	358
Tabel 5.114 Kombinasi Beban Kuat IV pada <i>Pier Head</i>	358
Tabel 5.115 Kombinasi Beban Kuat V pada <i>Pier Head</i>	358
Tabel 5.116 Kombinasi Beban Ekstrim I EQ pada <i>Pier Head</i>	359
Tabel 5.117 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Pier Head</i>	359
Tabel 5.118 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Kolom Pilar	360
Tabel 5.119 Rekapitulasi Tulangan Kolom Pilar	368
Tabel 5.120 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Pier Head</i>	369
Tabel 5.121 Rekapitulasi Tulangan <i>Pier Head</i>	373
Tabel 5.122 Rekapitulasi Tulangan pada Pilar	373
Tabel 5.123 Hasil Pengujian <i>SPT</i>	375

Tabel 5.124 Hasil Pengujian <i>SPT</i>	378
Tabel 5.125 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Pile Cap</i>	380
Tabel 5.126 Jarak As <i>Pile</i> ke As <i>Pile Cap</i>	383
Tabel 5.127 Rekapitulasi Beban Maksimum Tiang akibat Gaya Aksial dan Momen	383
Tabel 5.128 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif <i>Bore Pile</i>	385
Tabel 5.129 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif <i>Bore Pile</i>	386
Tabel 5.130 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif <i>Bore Pile</i>	387
Tabel 5.131 Stabilitas Geser Pilar Arah Memanjang	390
Tabel 5.132 Stabilitas Geser Pilar Arah Melintang	390
Tabel 5.133 Stabilitas Guling Pilar Arah Memanjang	393
Tabel 5.134 Stabilitas Guling Pilar Arah Melintang	393
Tabel 5.135 Stabilitas Kapasitas Dukung Izin Satu Tiang	394
Tabel 5.136 Stabilitas Kapasitas Dukung Izin Kelompok Tiang	394
Tabel 5.137 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Atas <i>Pile Cap</i> Pilar	399
Tabel 5.138 Rekapitulasi Tulangan pada Pilar	405

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

A_e	= luas penampang efektif
A_s	= luas penampang tulangan
A_g	= luas penampang kotor
A_{nt}	= luas penampang bersih
A_{ld}	= luas satu buah tulangan
b	= lebar tinjauan
b_0	= keliling kritis
B	= lebar
B'	= lebar penampang kritis
B_E	= lebar efektif
B_x	= lebar arah memanjang jembatan
B_y	= lebar arah melintang jembatan
C	= kohesi tanah
C_c	= gaya desak pada beton
C_s	= gaya tarik pada beton
C_{sm}	= koefisien respons gempa
D	= diameter <i>pile</i>
d	= tinggi efektif beton
db	= diameter baut
dh	= diameter lubang baut
dp	= diameter tulangan pokok
ds	= diameter tulangan sengkang
E	= modulus elastisitas baja
E_c	= modulus elastisitas beton
f'_c	= kuat tekan beton
f_s'	= tegangan baja daerah desak
F_u	= tegangan ultimit baja

F_e	= tegangan tekuk elastis
F_{cr}	= tegangan kritis
F_y	= tegangan leleh baja
g	= percepatan gravitasi
G	= modulus geser
h	= tinggi
H	= gaya penyebab geser fondasi
H_{ijin}	= kapasitas dukung izin <i>Bore Pile</i>
I	= inersia
J	= konstanta torsi
K	= faktor Panjang efisien
K_a	= koefisien panjang efektif
L	= panjang
M_{gl}	= momen penyebab guling
M_u	= momen ultimit
M_n	= momen nominal
M_w	= momen penahan guling
n	= jumlah
P	= gaya aksial
P_u	= gaya aksial ultimit
P_n	= gaya aksial nominal
q	= berat terdistribusi
Q_u	= kapasitas dukung fondasi
r	= radius girasi
s	= jarak
sb	= selimut beton
SF	= faktor aman
t	= tebal
T	= waktu periode getar struktur
W	= berat
γ	= berat volume

ρ = rasio tulangan
 σ = tegangan
 Φ = sudut geser dalam
 ϕ = faktor reduksi

ABSTRAK

Jembatan Ciloseh Kota Tasikmalaya dibangun sebagai penghubung antara Jalan Cimerak dengan Jalan Leuwianyar yang bertujuan untuk memudahkan masyarakat dan untuk menghindari penumpukan kendaraan akan kehadiran *Exit Tol*. Jembatan Ciloseh berlokasi di Kampung Cimerak, Desa/Kelurahan Sukaasih, Kecamatan Purbaratu, Kota Tasikmalaya, Provinsi Jawa Barat. Jembatan ini mempunyai bentang 255 m, yang direncanakan dalam 3 bentang masing-masing 85 m dengan tipe jembatan rangka baja.

Dasar yang digunakan dalam perencanaan jembatan ini mengacu kepada peraturan terbaru dalam pembebanannya yaitu SNI 1725 (2016) dan SNI 2833 (2016). Sedangkan dalam perencanaan baja dan beton menggunakan peraturan lama yang masih berlaku yaitu RSNI T-12 (2004) dan RSNI T-03 (2005). Perencanaan jembatan ini menggunakan bantuan *software* SAP2000 V22 dan *Microsoft Excel* dalam proses analisisnya.

Hasil yang didapatkan dalam perencanaan jembatan ini yaitu, pelat lantai memiliki tebal 0,25 m. Rangka utama batang atas menggunakan IWF 550x550x25x37,5. Rangka utama batang bawah menggunakan IWF 550x550x25x37,5. Rangka utama batang diagonal menggunakan IWF 550x550x25x31,5. Gelagar memanjang menggunakan IWF 400x2000x8x13. Gelagar melintang menggunakan IWF 800x300x14x26. Ikatan angin tengah menggunakan IWF 3000x175x9x16. Ikatan angin ujung menggunakan IWF 350x300x12x19. Sambungan menggunakan baut mutu A490. Struktur atas ditumpu oleh 2 buah abutment di tiap ujungnya dan 2 buah pilar diantara abutment. Fondasi yang digunakan adalah *bored pile*.

Kata kunci : Jembatan, Tipe Warren, *Abutment*, Pilar, SAP2000

ABSTRACT

The Ciloseh Bridge in Tasikmalaya City was constructed to connect Cimerak Road with Leuwianyar Road, aiming to facilitate the community and to avoid traffic congestion due to the presence of the Toll Exit. The Ciloseh Bridge is located in Cimerak Village, Sukaasih Sub-District, Purbaratu District, Tasikmalaya City, West Java Province. This bridge has a span of 255 meters, planned in 3 spans, each spanning 85 meters using a steel frame bridge type.

The basis used in the planning of this bridge refers to the latest regulations in its loading, namely SNI 1725 (2016) and SNI 2833 (2016). Meanwhile, the planning of steel and concrete uses the old but still applicable regulations, namely RSNI T-12 (2004) and RSNI T-03 (2005). The planning of this bridge utilizes SAP2000 V22 software and Microsoft Excel in its analysis process.

The results obtained in the planning of this bridge are as follows: the floor slab has a thickness of 0.25 meters. The main upper chord frame uses IWF 550x550x25x37.5, the main lower chord frame uses IWF 550x550x25x37.5, and the diagonal main chord frame uses IWF 550x550x25x31.5. The longitudinal girder uses IWF 400x2000x8x13. The transverse girder uses IWF 800x300x14x26. The mid wind bracing uses IWF 3000x175x9x16. The end wind bracing uses IWF 350x300x12x19. Connections use A490 grade bolts. The upper structure is supported by 2 abutments at each end and 2 pillars between the abutments. The foundation used is bored piles.

Keywords: Bridge, Warren Type, Abutment, Pillar, SAP2000

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Tasikmalaya merupakan salah satu kota di Jawa Barat yang akan dilewati oleh jalan Tol Getaci (Gedebage-Tasikmalaya-Cilacap) yang merupakan bagian dari Tol Trans Jawa. Atas hal tersebut maka Kementerian PUPR, Balai Besar Pelaksanaan Jalan Nasional DKI Jakarta - Jawa Barat membangun Jembatan Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya (Jembatan Ciloseh) yang berlokasi di Kampung Cimerak, Desa/Kelurahan Sukaasih, Kecamatan Purbaratu, Kota Tasikmalaya, Provinsi Jawa Barat.

Jembatan merupakan suatu bangunan yang berfungsi untuk menyatukan kedua wilayah yang terpisah oleh suatu rintangan. Rintangan tersebut bisa berupa alam seperti sungai, lembah, laut serta rintangan buatan seperti jalan raya, jalan rel, dan sebagainya. Dikarenakan jembatan berfungsi sebagai penghubung dua daerah yang terpisah, maka jembatan memiliki peran yang sangat penting dalam kelancaran transportasi. Jembatan merupakan suatu sistem transportasi untuk tiga hal yaitu merupakan pengontrol kapasitas dari sistem, mempunyai biaya tertinggi per mil dari sistem, dan jika jembatan runtuh maka sistem akan runtuh (Supriyadi & Muntohar, 2007).

Jembatan Ciloseh ini merupakan jembatan yang dibangun sebagai penghubung antara jalan cimerak dengan jalan leuwianyar yang bertujuan untuk menghindari penumpukan kendaraan akan kehadiran *Exit Tol* selain itu Jembatan ini merupakan ikonik dengan desain dari Dinas Bina Marga Provinsi Jawa Barat. Jembatan tersebut sebelumnya telah dibangun pada tahun 2022 dengan konstruksi PCI Girder dengan bentang 5 x 40 m. Beberapa hal utama yang menjadi dasar perencanaan struktur jembatan Ciloseh saat ini adalah upaya agar lalu lintas dapat terhubung tanpa terganggu oleh halang rintang berupa sungai Ciloseh yang cukup

lebar. Hal ini mengakibatkan panjang bentang jembatan Ciloseh yang cukup panjang.

Pada penelitian ini Jembatan Ciloseh akan direncanakan menggunakan rangka baja dengan panjang bentang 3 x 85 m dan menggunakan *abutment* pada kedua sisi dan dua pilar pada bagian tengah serta menggunakan *bore pile* pada fondasi yang akan digunakan. Salah satu tipe jembatan yang mampu menahan bentang yang cukup panjang yaitu jembatan rangka baja, selain itu jembatan dengan rangka baja lebih menguntungkan karena gaya aksial tekan atau tarik dapat dipikul menggunakan batang-batang utama rangka baja, konstruksi jembatan lebih ringan dan pelaksanaan di lapangan lebih mudah. Oleh karena itu jembatan rangka baja tersebut akan digunakan dalam penelitian ini dengan menggunakan konfigurasi rangka baja tipe warren. Hal ini disebabkan karena konfigurasi rangka baja tipe *warren* memiliki kelebihan dalam penyebaran beban yang merata. Selain itu juga jembatan rangka baja tipe warren ini sudah cukup banyak digunakan di Indonesia. Berikut ini merupakan peta lokasi Jembatan Lingkar Utara (Ciloseh) yang ditunjukkan pada Gambar 1.1



Gambar 1.1 Lokasi Jembatan Ciloseh

(sumber : Google Earth)

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas, terdapat rumusan masalah sebagaimana berikut ini:

1. Bagaimana hasil desain pelat lantai jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana?
2. Bagaimana hasil dan pemilihan profil baja pada struktur atas jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana?
3. Bagaimana hasil desain sambungan pada struktur atas jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana?
4. Bagaimana hasil desain abutment dan fondasi jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana?
5. Bagaimana hasil desain pilar dan fondasi jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan pada penelitian ini sebagaimana berikut:

1. Untuk mendapatkan hasil desain pelat lantai jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana
2. Untuk mendapatkan hasil desain dan pemilihan profil baja struktur atas jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana
3. Untuk mendapatkan hasil desain sambungan pada struktur atas jembatan yang aman dan kuat beban rencana
4. Untuk mendapatkan hasil desain abutment fondasi jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana
5. Untuk mendapatkan hasil desain abutment fondasi jembatan yang aman dan kuat menahan beban rencana

1.4 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat pada penelitian ini yaitu sebagai bahan pertimbangan dalam mendesain struktur jembatan rangka baja menggunakan tipe *Warren* dan dapat menjadi referensi bagi penelitian selanjutnya.

1.5 Batasan Masalah

Adapun Batasan penelitian dalam tugas akhir ini diantaranya yaitu :

1. Struktur jembatan yang akan dirancang meliputi struktur atas dan struktur bawah
2. Jenis struktur atas jembatan yang akan dirancang menggunakan material utama baja dengan sistem rangka tipe *warren* dan pelat lantai dengan menggunakan beton bertulang.
3. Jembatan memiliki lebar jalan 7 meter dengan lebar trotoar masing masing 1 meter
4. Analisis dihitung menggunakan bantuan Microsoft Excel.
5. Analisis struktur atas jembatan menggunakan bantuan *software* SAP 2000
6. Perhitungan pembebanan jembatan berpedoman pada SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan.
7. Perhitungan struktur beton pada jembatan berpedoman pada RSNI T 12-2004 tentang Struktur Beton untuk Jembatan.
8. Perhitungan perancangan struktur rangka baja jembatan berpedoman pada RSNI T 03-2005 tentang Struktur Baja untuk Jembatan
9. Perhitungan beban gempa berpedoman pada SNI 2833-2016 tentang Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa
10. Analisis gempa yang dilakukan tidak mempertimpangkan akibat sesar aktif
11. Perencanaan tidak meliputi Rencana Anggaran Biaya (RAB)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Penelitian Terdahulu

Perancangan jembatan merupakan penelitian yang sudah banyak dilakukan oleh banyak orang terdahulu baik akademisi ataupun praktisi di bidangnya dimana hasilnya dapat dapat dijadikan sebagai rujukan dan dapat dipertanggung jawabkan. Sehingga, diharapkan dapat mempermudah dalam penelitian selanjutnya. Tidak hanya itu, dengan terdapatnya tinjauan pustaka dari penelitian terdahulu bisa mempengaruhi hasil penelitian yang hendak dilakukan.

Dalam bab ini akan diuraikan mengenai hasil tinjauan penelitian terdahulu yang sejenis dengan judul perancangan jembatan menggunakan rangka baja *warren*. Berikut ialah tinjauan terhadap penelitian terdahulu yang digunakan dalam tugas akhir ini.

2.2 Penelitian Terdahulu

2.2.1 Perancangan Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren Truss*

Penelitian ini pernah dilakukan oleh (Rahmawan 2020) pada sebuah Jurnal dengan judul penelitian “Studi Perencanaan Jembatan Menggunakan Struktur Rangka Baja di Desa Ipi Kabupaten Morowali Sulawesi Tengah” jembatan ini merupakan pengganti jembatan belly yang telah mengalami kerusakan akibat diterjang arus sungai yang terletak di desa Ipi Kabupaten Morowali, Sulawesi Tengah. Jembatan ini menggunakan struktur bawah fondasi tiang pancang dan *abutment* pada kedua sisi jembatan, dengan menggunakan dasar perencanaan jembatan rangka baja RSNI T-03-2005 tentang perencanaan struktur baja untuk jembatan, SNI 1725-2016 tentang pembebanan untuk jembatan, SNI 2833-2016 tentang beban gempa dan untuk perencanaan struktur beton pelat lantai dan *abutment* pada jembatan menggunakan peraturan RSNI T-12-2004. Hasil dari penelitian ini jembatan direncanakan menggunakan rangka baja tipe *Warren Truss*

dengan bentang 70 m dan tinggi 6 m. Pelat lantai direncanakan lebar 7 m dengan tebal 20 cm, serta lebar pelat trotoar 2 m dengan tebal 25 cm. Untuk gelagar terdiri dari dua memanjang dan melintang, profil WF 900x300x18x34, profil gelagar memanjang WF 400x200x8x13. Dimensi batang rangka utama menggunakan horizontal dengan profil HWF 750x750x50x50 dan HWF 750x750x35x45, dimensi rangka batang utama menggunakan diagonal profil IWF 750x500x26x34 dan IWF 750x300x13x20. Ikatan angin atas pada batang diagonal dan vertical menggunakan profil siku sama kaki L 120x120x11 dan ikatan angin bawah pada batang diagonal menggunakan profil siku sama kaki L 160x160x17. Untuk struktur bawah *abutment* masing-masing menggunakan dimensi tinggi 7,2 m dan panjang 11 m dengan fondasi terdiri dari 10 tiang pancang menggunakan penampang bulat tiang pancang berdiameter 70 cm.

2.2.2 Perancangan Jembatan Rangka Baja Tipe *Camel Back Truss*

Penelitian ini telah dilakukan oleh (Lilu, dkk 2020) pada sebuah Jurnal dengan judul “Alternatif Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe *Camel Back Truss* dengan Menggunakan Metode LRFD di Weutu Kota Atambua, Kab. Belu Provinsi NTT”. Jembatan tersebut merupakan jembatan yang terletak di Kota Atambua, NTT, jembatan ini menggunakan rangka baja tipe *Camel Back Truss* dengan bentang 2 x 60 m. Perbedaan dengan penelitian ini yaitu jembatan hanya dirancang pada struktur atas saja. Penelitian ini menggunakan beberapa peraturan diantaranya yaitu SNI 1725-2916 Tentang Pembebanan Jembatan, SNI 1729-2015 tentang Tata Cara Perencanaan Baja untuk Gedung, dan SNI 3967-2008 tentang Spesifikasi Bantalan Elastomer Tipe Polos dan Tipe Berlapis untuk Perletakan Jembatan. Hasil dari penelitian tersebut yaitu pelat lantai kendaraan memiliki tebal 25 cm, pelat lantai trotoar Panjang 60 m dan lebar 0,8 m, gelagar memanjang menggunakan profil baja IWF 300x300x10x15, gelagar melintang menggunakan profil baja IWF 700x300x16x28, gelagar induk menggunakan profil baja IWF 428x407x20x35, ikatan angin atas menggunakan baja profil LD 250x250x25, ikatan angin bawah menggunakan profil baja LD 200x200x15, dan baut yang digunakan menggunakan diameter 20 mm dan 27 mm.

2.2.3 Perancangan Jembatan Rangka Baja tipe *Warren with Vertical*

Penelitian ini dilakukan oleh (Syaidinai dkk., 2021) dalam sebuah jurnal dengan judul “Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja dengan Bentang 62 Meter Tebat Gheban Kota Pagar Alam”. Jembatan ini terletak di Kota Pagar Alam, Sumatera Selatan. Perbedaan dengan penelitian ini yaitu tipe jembatan yang digunakan merupakan jembatan rangka baja tipe *warren with vertical* yang mana jembatan ini memiliki batang tegak di antara batang diagonalnya. Jembatan ini memiliki bentang 62 m tersebut bersumber pada peraturan diantaranya yaitu BMS-1992 : Perencanaan Teknik Jembatan, RSNI T-02-2005 tentang Standar Perencanaan Jembatan, RSNI T-12-2005 tentang Standar Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan, dan SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan. Perencanaan struktur rangka dilakukan secara otomatis melalui *software* STAAD Pro V8i. Pada penelitian tersebut dilakukan perencanaan struktur atas yang meliputi rangka batang atas menggunakan baja profil IWF 500x400x10, rangka batang bawah menggunakan baja profil IWF 350x300x10, rangka batang tegak menggunakan baja profil IWF 350x300x10, rangka batang diagonal menggunakan baja profil IWF 400x300x10, rangka batang *top cross* menggunakan baja profil IWF 350x300x10, dan rangka batang *bracing* menggunakan baja profil IWF 350x225x10.

2.2.4 Perancangan Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren*

Penelitian ini dilakukan oleh (Maharani dkk., 2021) dalam sebuah tugas akhir dengan judul “Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Sungai Ihi Kabupaten Barito Selatan”. Jembatan ini terletak diatas sungai Ihi, Kabupaten Barito, Kalimantan Tengah yang merupakan pengganti jembatan sementara sebelumnya yang sering terendam banjir. Perbedaan dengan penelitian ini yaitu jembatan rangka baja hanya dirancang pada struktur atas saja dengan bentang 50 m dan lebar total 7 m. Perencanaan tersebut bersumber pada beberapa peraturan diantaranya yaitu SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan, RSNI T-03-2005 tentang Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan, dan RSNI T-12-2004 tentang Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan. Dari hasil perencanaan didapatkan lantai kendaraan menggunakan beton bertulang mutu 30 MPa, gelagar

memanjang menggunakan IWF BJ40 400x400x13x21, gelagar melintang menggunakan IWF BJ40 900x300x16x28, rangka utama menggunakan baja mutu BJ49 dengan profil WF 750x750x75x75, WF 750x750x50x50, IWF 750x500x50x50, IWF 750x500x35x45, ikatan angin atas menggunakan BJ40 L 110x110x14, ikatan angin bawah menggunakan BJ40 L 150x150x18, sambungan balok memanjang - melintang menggunakan BJ40 L 150x150x15, sambungan melintang pemikul utama menggunakan BJ40 L250x250x25, sambungan rangka utama BJ49 segi empat 500x500x120, sambungan angin atas dan bawah BJ49 L 200x200x15.

2.2.5 Perancangan Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren*

Penelitian dilakukan oleh (Yoga 2022) pada sebuah tugas akhir dengan judul “Perencanaan Jembatan Kedungjati Menggunakan Struktur Atas Rangka Baja Tipe *Warren*”. Jembatan tersebut terletak di Desa Selopamioro, Kecamatan Imogiri, Yogyakarta. Perbedaan penelitian ini yaitu jembatan dirancang dengan bentang Panjang 80 m yang terdiri dari 2 bentang, yaitu bentang 50 m dan 30 m dengan pilar ditengahnya. Struktur jembatan yang dirancang yaitu struktur atas dan struktur bawah dengan dasar peraturan yaitu SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan, SNI 2833-2016 tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, dan RSNI T-03-2005 tentang Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan. Dari hasil perancangan didapatkan rangka atas jembatan menggunakan profil W14x311, rangka bawah menggunakan profil W14x311, rangka diagonal menggunakan profil W14x311, ikatan angin menggunakan profil W10x33, gelagar melintang jembatan menggunakan profil W24x76, gelagar memanjang menggunakan profil 350x350x12x19, penghubung geser menggunakan baut diameter 20 mm. untuk struktur bawah *abutment* jembatan dengan *breast wall* tinggi 440 cm lebar 800 cm, dan tebal 80 cm, *wingwall* setebal 60 cm, *pile cap* tinggi 130 cm lebar 800 cm dan tebal 380 cm, dan untuk fondasi menggunakan fondasi *bore pile* dengan diameter 80 cm, panjang 970 cm dan jumlah 8 tiang

2.3 Keabsahan Penelitian

Berdasarkan penelitian terdahulu penelitian yang akan dilakukan saat ini yaitu perencanaan ulang jembatan menggunakan rangka baja tipe *warren* dengan bentang 3 x 85 m yang terletak di Jalan Lingkar Utara (Ciloseh) Tasikmalaya. Jembatan yang akan direncanakan meliputi struktur atas, struktur bawah dan fondasi berdasarkan pada peraturan Perhitungan pembebanan jembatan SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan, perhitungan struktur baja pada jembatan RSNI T 03-2005 tentang Struktur Baja untuk Jembatan, perhitungan struktur beton pada jembatan berpedoman pada RSNI T 12 -2004 tentang Struktur Beton untuk Jembatan, dan SNI 2833-2016 tentang Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa. Adapun perbedaan dengan penelitian terdahulu dan saat ini sebagai bukti keaslian penelitian dapat dilihat pada Tabel 2.1 sebagai berikut.

2.4 Perbandingan Penelitian.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Aspek	Penelitian Terdahulu					Penelitian yang Akan Dilakukan
Peneliti	Rial Hadi Rahmawan	Lilu dkk.	Syaidia dkk.	Maharani dkk	Muhammad Yoga	Daffa Idjal Naufal
Tahun	2020	2020	2021	2021	2022	2023
Judul Penelitian	Studi Perencanaan Jembatan Menggunakan Struktur Rangka Baja di Desa Ipi Kabupaten Morowali Sulawesi Tengah	Alternatif Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe Camel Back Truss dengan Menggunakan Metode LRFD	Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja dengan Bentang 62 Meter Tebat Gheban Kota Pagar Alam	Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Sungai Ihi Kabupaten Barito Selatan	Perencanaan Struktur Jembatan Kedungjati Menggunakan Struktur Atas Rangka Baja Tipe Warren	Perencanaan Jembatan Ciloseh Menggunakan Rangka Baja Tipe Warren

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Aspek	Penelitian Terdahulu					Penelitian yang Akan Dilakukan
Lokasi Jembatan	Jembatan Belly Ipi, Desa Ipi, Morowali, Sulawesi Tengah	Kota Atambua, NTT	Kota Pagar Alam, Sumatera Selatan	Kabupaten Barito Selatan, Kalimantan Tengah	Desa Selopamioro, Imogiri, Yogyakarta	Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya
Desain	Struktur Atas dan Bawah	Struktur Atas	Struktur Atas	Struktur Atas	Struktur Atas dan Bawah	Struktur Atas dan Bawah
Tipe Jembatan	Rangka Baja Tipe <i>Warren Truss</i>	Rangka Baja Tipe <i>Camel Back Truss</i>	Rangka Baja Tipe <i>Warren With Vertical</i>	Rangka Baja Tipe <i>Warren</i>	Rangka Baja Tipe <i>Warren</i>	Rangka Baja Tipe <i>Warren</i>
Panjang Bentang	70 m	2 x 60 m	62 m	50 m	80 m	3 x 85 m
Peraturan yang Digunakan	RSNI T-02-2005, SNI 1725-2016, SNI 2833-2016	SNI 1725-2016, SNI 1729-2015, SNI 3967-2008	BMS-992, RSNI T-03-2005, RSNI T-12-2004, SNI 2833-2016	SNI 1725-2016, RSNI T-12-2004 dan RSNI T-03-2005	SNI 1725 : 2016, SNI 2833 : 2016, RSNI T-03-2005	SNI 1725 : 2016, RSNI T 03-2005, SNI 2833 : 2016 RSNI T 12-2004

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Definisi Jembatan

Jembatan adalah suatu struktur yang direntangkan di atas sungai/saluran air, lembah, kereta api, ataupun menyilang pada jalan lain yang tidak sama tinggi permukaannya sehingga pengguna jalan dapat dengan mudah menyebranginya. Dalam perencanaan dan perancangan jembatan sebaiknya mempertimbangkan fungsi kebutuhan transportasi, persyaratan teknis dan estetika-arsitektural yang meliputi aspek lalu lintas, aspek teknis, dan aspek estetika.

Jembatan mempunyai peran yang sangat penting pada kelancaran transportasi, seiring perkembangan teknologi dan perekonomian, jembatan telah dapat dibangun dengan menggunakan bahan yang lebih kokoh sehingga para insinyur dapat membangun jembatan dengan ukuran yang lebih besar dan panjang. Selain sebagai infrastruktur yang penting, jembatan juga sering dibanggakan sebagai ikon suatu negara maupun kota. Oleh karena desain dari jembatan itu sendiri juga memiliki nilai seni dan sering dijadikan tujuan untuk menarik wisatawan. Pengembangan desain jembatan merupakan perpaduan antara estetika, pengetahuan, dan teknologi (Zulfiar 2021).

3.2 Tipe-tipe Jembatan

Jembatan mengalami perkembangan dari waktu ke waktu sehingga menghasilkan berbagai tipe jembatan sesuai dengan bentuk struktur, material, metode perencanaan, fabrikasi dan cara pelaksanaannya. Tipe-tipe jembatan ini terbagi menjadi beberapa klasifikasi sesuai kegunaan, jenis material, kelas dan jenis strukturnya. Berikut ini merupakan penjelasan dari setiap tipe jembatan.

1. Menurut kegunaannya

Berikut ini merupakan klasifikasi tipe jembatan menurut kegunaan dari jembatan yaitu sebagai berikut.

- a. Jembatan jalan raya
 - b. Jembatan penyebrangan atau pejalan kaki
 - c. Jembatan kereta api
 - d. Jembatan jalan air
 - e. Jembatan jalan pipa
2. Menurut materialnya

Berikut ini merupakan klasifikasi tipe jembatan menurut material utama dari jembatan yaitu sebagai berikut.

- a. Jembatan kayu
 - b. Jembatan baja
 - c. Jembatan beton bertulang
 - d. Jembatan beton prategang
 - e. Jembatan komposit
3. Menurut kelasnya

Berikut ini merupakan klasifikasi tipe jembatan menurut kelas jembatan sesuai dengan Direktorat Jenderal Bina Marga Kementerian PUPR. Beberapa tipe jembatan tersebut yaitu sebagai berikut.

- a. Jembatan Permanen Kelas A

Jembatan permanen kelas A memiliki lebar total jembatan sebesar 9 m yang terbagi menjadi badan jalan 7 m dan trotoar 1 m di kanan dan kirinya. Selain itu jembatan kelas ini menggunakan beban lalu lintas BM-100.

- b. Jembatan Permanen Kelas B

Jembatan permanen kelas B memiliki lebar total jembatan sebesar 7 m yang terbagi menjadi badan jalan 7 m dan trotoar 0,5 m di kanan dan kirinya. Selain itu jembatan kelas ini menggunakan beban lalu lintas BM-100.

- c. Jembatan Permanen Kelas C

Jembatan permanen kelas C memiliki lebar total jembatan sebesar 4,5 m yang terbagi menjadi badan jalan 3,5 m dan trotoar 0,5 m di kanan dan kirinya. Jembatan kelas ini menggunakan badan lalu lintas BM-70.

4. Menurut jenis strukturnya

Berikut ini merupakan klasifikasi tipe jembatan menurut jenis strukturnya terhadap bentang jembatan sesuai dengan Direktorat Jenderal Bina Marga Kementerian PUPR sebagai berikut.

a. Jembatan Pelat (*Slab Bridge*)

Jembatan pelat merupakan jembatan yang strukturnya hanya menggunakan sistem pelat. Elemen pelat tersebut dapat berupa pelat satu arah maupun pelat dua arah tergantung bentang serta lebar jembatannya. Jembatan tipe ini hanya bisa digunakan untuk jembatan dengan bentang 0 – 15 m. berikut ini merupakan kelebihan dan kekurangan jembatan pelat.

1) Kelebihan

- a) Biaya pembuatannya murah
- b) Memiliki struktur yang sederhana

2) Kekurangan

- a) Hanya bisa digunakan untuk bentang pendek

b. Jembatan Girder

Jembatan girder merupakan jembatan dengan struktur utama berupa balok. Balok tersebut bisa terbuat dari material beton maupun profil baja. Balok beton yang digunakan bisa berupa cor ditempat (*Cast in-situ*), beton pracetak (*precast*) atau beton campuran. Selain itu pembedaan pada jembatan girder ini menggunakan beton bertulang atau beton prategang. Jembatan girder ini terbagi menjadi tiga jenis, diantaranya yaitu

1) Balok T

Jembatan dengan girder balok T biasanya digunakan sebagai tumpuan dari pelat di atasnya. Panjang balok girder T ini sekitar 10 - 18 m.

2) Balok I

Jembatan dengan girder balok I biasanya dibuat secara pracetak dengan system tulangan prategang, dengan panjang sekitar 25 – 40 m.

3) Box Girder

Jembatan dengan box girder dapat digunakan pada jembatan dengan bentang panjang, dengan bentuk box girder berupa kotak maupun trapesium. Jembatan tipe ini dapat memiliki panjang sekitar 40 – 300 m. Kelebihan dan kekurangan jembatan tipe Girder diantaranya yaitu

- 1) Kelebihan
 - a) Memiliki mutu yang terjamin karena dibuat di pabrik
 - 2) Kekurangan
 - a) Membutuhkan banyak alat berat saat pengerjaannya
 - b) Biaya perawatannya mahal
- c. Jembatan Rangka Baja

Jembatan rangka baja merupakan jembatan yang terdiri dari batang-batang yang dihubungkan satu dengan yang lain dengan buhul pada setiap ujungnya. Umumnya jembatan dengan tipe rangka baja ini membentuk suatu rangka segitiga untuk menahan beban yang akan diuraikan dan disalurkan, pada struktur utamanya hanya mendapatkan gaya aksial berupa tarik maupun tekan saja. Gaya eksentrisitas yang dapat menimbulkan momen sekunder diusahakan untuk dihindari. Jembatan ini juga sangat efektif apabila digunakan untuk bentang menengah hingga panjang. Panjang bentang yang dapat ditahan yaitu sekitar 40 – 200 m tergantung dengan tipe rangka serta tinggi jembatan yang digunakan. Berikut ini merupakan kelebihan serta kekurangan dari jembatan tipe rangka.

- 1) Kelebihan
 - a) Ekonomis dan ringan karen bahannya lebih efisien
 - b) Mudah dalam pelaksanaannya
 - c) Kualitas mutu terjamin
 - d) Dapat digunakan untuk bentang menengah hingga panjang
 - 2) Kekurangan
 - a) Efisiensi rangka batang tergantung dengan bentangnya
- d. Jembatan Pelengkung (*Arch Bridge*)

Jembatan pelengkung merupakan jembatan dengan konstruksi kolom utama jembatan berbentuk seperti kurva melengkung baik berupa setengah

lingkaran maupun parabola. Dasar kerja jembatan ini yaitu beban yang terdapat pada bagian atas jembatan menjadi dorongan horizontal yang nantinya akan disalurkan melalui struktur lengkung tersebut langsung menuju *abutment*. Jembatan tipe ini cocok digunakan untuk jembatan dengan lembah yang cukup dalam dan lebar. Jembatan tipe ini bisa digunakan untuk jembatan dengan bentang 150 – 400 m. Berikut ini merupakan kelebihan dan kekurangan jembatan pelengkung.

1) Kelebihan

- a) Dapat digunakan untuk jembatan bentang Panjang dan tinggi
- b) Seluruh bagian strukturnya mengalami gaya aksial tekan
- c) Memiliki nilai estetika

2) Kekurangan

- a) Metode pelaksanaannya cukup rumit

e. Jembatan kabel (*Cable-stayed*)

Jembatan kabel merupakan jembatan dengan struktur sistem kabel, dimana kabel tersebut ditarik dari struktur jalur jalan ke tower tunggal atau *pylon* untuk diikat dan ditegangkan. Kabel tersebut terbuat dari baja dan dirancang agar mampu menahan gaya tarik. Jembatan tipe ini cocok digunakan untuk bentang panjang antara 200 – 500 m. Berikut ini merupakan kelebihan dan kekurangan jembatan kabel

1) Kelebihan

- a) Struktur lebih kaku dibanding jembatan gantung
- b) Perawatannya mudah
- c) Konstruksinya ringan

2) Kekurangan

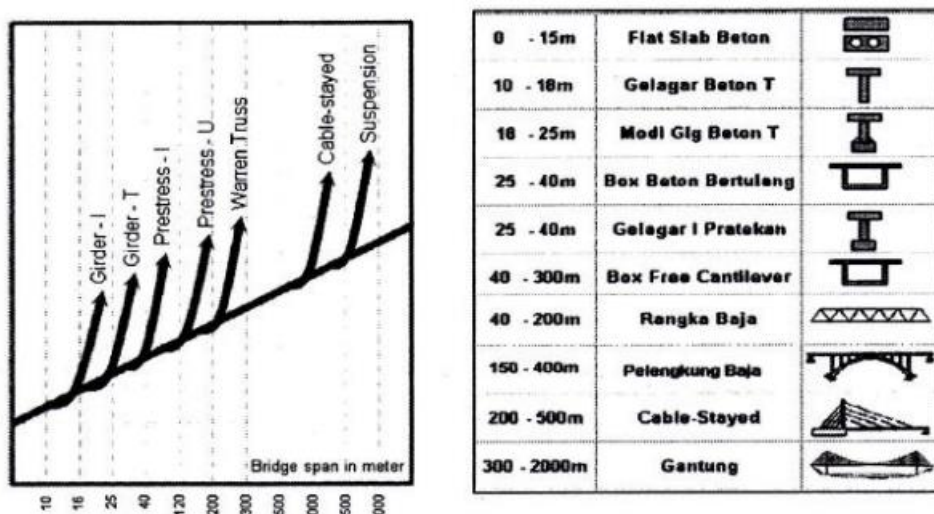
- a) Perlu ketelitian dalam pelaksanaannya
- b) Memerlukan perawatan yang intensif
- c) Bentang terbatas harus memperhatikan sudut kabelnya, semakin lebar bentangnya maka akan semakin tinggi *pylon*

f. Jembatan Gantung (*Suspension Bridge*)

Jembatan gantung merupakan jembatan yang struktur utamanya menggunakan kabel sebagai penahan bebannya. Jembatan tipe ini setidaknya mempunyai dua buah *pylon* atau tiang yang mana tiap tiang tersebut akan disambungkan dengan sebuah kabel utama. Dari kabel utama tersebut nantinya dihubungkan juga dengan kabel vertikal yang langsung menopang *deck* jembatan. Jembatan tipe ini sangat efektif untuk digunakan pada bentang yang sangat panjang sekitar 300 – 2000 m. Berikut ini merupakan kelebihan dan kekurangan dari jembatan gantung.

- 1) Kelebihan
 - a) Dapat digunakan untuk bentang yang Panjang
 - b) Ekonomis
 - c) Memiliki nilai estetika
- 2) Kekurangan
 - a) Mudah terguncang angin dan bergoyang apabila lantai kendaraan tidak cukup kaku.

Berikut ini merupakan penentu jembatan berdasarkan bentang jembatan pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Penentu Tipe Jembatan

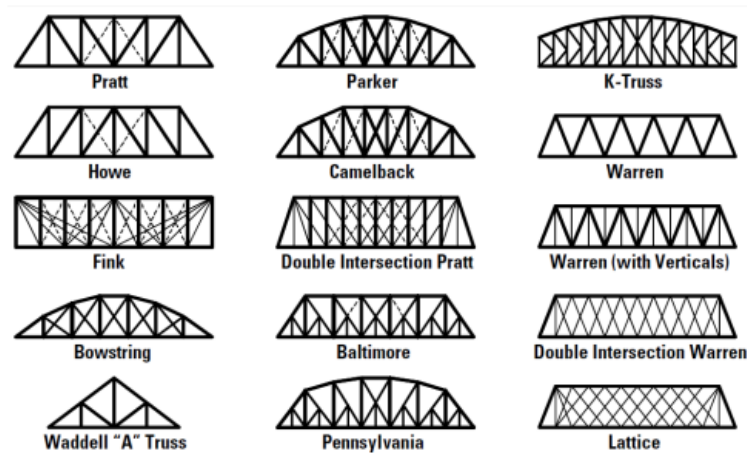
(Sumber Kementerian PUPR, 2018)

Pada penelitian ini dipilih jembatan tipe rangka baja dengan pertimbangan bentang jembatan yang cukup panjang, maka tipe tersebut cocok digunakan. Selain itu, jembatan dengan tipe rangka baja ini memiliki nilai efisiensi yang cukup tinggi atas material yang digunakan tanpa mengurangi kekuatan yang ada.

3.3 Tipe-tipe Jembatan Rangka Baja

Jembatan rangka baja merupakan jembatan yang terdiri dari batang-batang yang dihubungkan satu dengan yang lain dengan buhul pada setiap ujungnya. Beban pada jembatan tipe ini disalurkan melalui batang-batang yang ada secara aksial baik tarik maupun tekan. Jembatan rangka baja dapat digunakan baik secara lalu lintas atas maupun lalu lintas bawah. Berikut ini merupakan tipe-tipe jembatan rangka menurut konfigurasi jembatannya serta bentuk konfigurasi tersebut ditunjukkan pada Gambar 3.2

1. *Pratt Truss*
2. *Parker Truss*
3. *K-Truss*
4. *Howe Truss*
5. *Camelback Truss*
6. *Warren Truss*
7. *Fink Truss*
8. *Bowstring Truss*
9. *Baltimore Truss*
10. *Pennsylvania Truss*
11. *Double Intersection Warren*
12. *Waddell A Truss*



Gambar 3.2 Susunan Geometri Jembatan Rangka Baja

(Sumber : Google, 2023)

Dari beberapa tipe jembatan rangka baja yang ada, maka dipilih jembatan rangka dengan tipe *warren*. Pemilihan ini dikarenakan jembatan tipe warren cukup efisien dalam menahan beban yang bekerja dan mudah dalam pelaksanaan konstruksi serta perawatannya sehingga cukup umum digunakan di Indonesia.

3.4 Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren*

Jembatan tipe *warren* pertama kali diperkenalkan pada tahun 1848 oleh *James Warren dan Willoughby Theobald Monzani* di Inggris. Jembatan dengan tipe ini memiliki rangka utama berbentuk trapesium dari serangkaian segitiga sama kaki pada struktur rangkanya tanpa batang vertikal. Pada jembatan tipe *warren* batang-batang hanya menerima gaya aksial Tarik atau tekan. Selain itu, jembatan tipe ini lebih mudah dalam proses konstruksinya. Hal tersebut memberikan keuntungan pada jembatan tipe ini sangat banyak digunakan di Indonesia.

3.5 Material Baja

Baja merupakan logam campuran antara besi sebagai unsur dasar dan karbon sebagai unsur paduan utamanya. Semakin besar kandungan karbon pada baja, maka akan semakin besar juga kekuatannya. Baja merupakan material yang mempunyai

ketahanan terhadap gaya Tarik akan tetapi lemah terhadap gaya tekan. Apabila baja diberi gaya tekan yang berlebihan, maka akan beresiko terjadinya tekuk atau puntir.

Menurut (RSNI T-03-2005), sifat mekanisme baja struktural yang digunakan untuk perencanaan jembatan setidaknya memenuhi persyaratan minimum. Adapun sifat mekanisme baja struktural sebagaimana yang ditampilkan pada Tabel 3.1 berikut ini.

Tabel 3.1 Sifat Mekanis Baja Struktural

Jenis Baja	Tegangan Putus Minimum F_u (MPa)	Tegangan Leleh Minimum, F_y (MPa)	Regangan 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

Sumber : RSNI T-03 (2005)

Sifat-sifat mekanis baja lainnya yang ditetapkan untuk perencanaan jembatan menurut RSNI T-03-2005, sebagaimana berikut ini.

1. Modulus Elastisitas : $E = 200.000 \text{ MPa}$
2. Modulus Geser : $G = 80.000 \text{ MPa}$
3. Angka Poison : $\mu = 0,3$
4. Koefisien pemuaian : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$

3.6 Material Beton

Menurut (RSNI T-12-2004), beton adalah campuran antara semen portland atau semen hidraulik yang lain, agregat halus, agregat kasar, dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan yang membentuk massa padat. Campuran beton tersebut memiliki sifat plastis, kemudian seiring dengan waktu akan terjadi pengerasan oleh

adanya proses kimiawi antara semen dan air kemudian menjadi sebuah pasta semen yang nantinya mengikat antara agregat-agregat hingga akhirnya homogen.

Beton merupakan suatu material yang tahan terhadap gaya tekan. Semakin lama usia beton, maka kuat tekannya akan semakin tinggi. Gaya tarik yang mampu ditahan oleh beton biasanya berkisar antara 9-15% dari kuat tekannya. Selain itu juga, beton bersifat getas sehingga dalam suatu konstruksi perlu diberikan baja tulangan agar bersifat daktil terlebih saat menerima beban gempa

3.7 Pembebanan Jembatan Menurut SNI 1725-2016

Pada perencanaan jembatan, perlu dilakukan analisis beban terlebih dahulu. Ini dilakukan agar mengetahui beban-beban yang bekerja pada jembatan tersebut. Dengan dilakukannya analisis pembebanan, diharapkan material yang akan digunakan dapat sesuai dengan kebutuhan sehingga tidak terjadi pemborosan baik dari sisi kekuatan maupun biaya.

3.7.1 Beban Mati

Beban mati jembatan merupakan beban jembatan itu sendiri atau bagian jembatan yang ditinjau, kumpulan berat setiap komponen struktural dan non-struktural. Setiap komponen-komponen tambahan yang ada didalamnya harus dianggap sebagai suatu kesatuan tetap.

1. Berat Sendiri (*MS*)

Berat sendiri adalah berat yang terdapat pada jembatan dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk elemen struktural dan nonstruktural yang dianggap tetap. Untuk mengetahui besaran kerapatan massa dan berat isi dari setiap material bisa didapatkan dalam (SNI 1725:2016) Pasal 7.1 sebagaimana dicantumkan dalam Tabel 3.2 berikut ini

Tabel 3.2 Berat Isi Untuk Beban Mati

No	Bahan	Berat Isi (kN/m ³)	Kerapatan Massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>Bituminous wearing surface</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, slit or clay</i>)	17,2	1775
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 – 200
7	Beton $f'c < 35\text{MPa}$	22,0-25,0	2320
	$35 < f'c < 105 \text{ MPa}$	$22 + 0,022f'c$	$2240 + 2,29 f'c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

Sumber: SNI 1725 (2016)

Pengambilan massa pada setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi dan berat jenis yang digunakan. Berat bagian-bagian bangunan tersebut merupakan massa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Pada pengambilan nilai kerapatan massa yang tidak bisa ditentukan dengan tepat maka harus memilih antara nilai tersebut yang memberikan keadaan paling kritis. Dari berat sendiri yang telah didapatkan, terdapat faktor beban yang digunakan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.3 berikut ini.

Tabel 3. 3 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Limit (γ_{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 cor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Berat Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural yang terdapat pada jembatan dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Berikut ini merupakan faktor yang terdapat pada beban mati tambahan jembatan yang ditunjukkan pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)		Keadaan Batas Limit (γ_{MA}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus	1,00	1,40	0,80

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

3.7.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terbagi menjadi dua bagian yaitu beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" dihitung berdasarkan

lebar jalur kendaraan serta panjang bentang dari jembatan itu sendiri. Sedangkan untuk beban truk “T” dihitung berdasarkan simulasi satu kendaraan dengan menempatkan 3 gandar pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas. Berikut ini merupakan beban-beban yang terjadi akibat lalu lintas di atas jembatan.

1. Beban Lajur “D” (*TD*)

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Kedua beban tersebut nantinya digabungkan kedalam perhitungan beban lajur pada jembatan. Nilai BTR terdiri dari intensitas beban q kPa yang dipengaruhi oleh panjang bentang jembatan yang akan dibuat. Berikut ini merupakan penentuan besaran nilai q untuk BGT dan sebaran beban lajur ditunjukkan pada Gambar 3.3

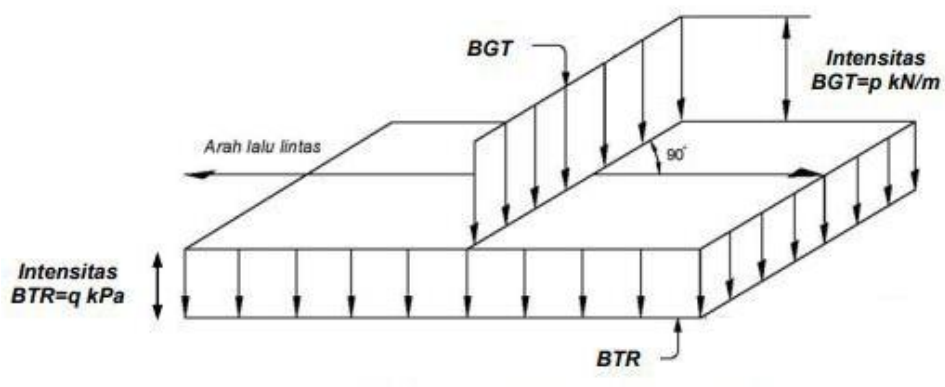
$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m, maka } q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.1)$$

$$\text{Jika } L > 30 \text{ m, maka } q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \quad (3.2)$$

Dimana:

q = Intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang dalam satuan kPa;

L = Panjang total bentang jembatan yang dibebani dalam meter



Gambar 3.3 Beban Lajur “D”

(Sumber : SNI 1725, 2016)

Sedangkan untuk nilai BGT terdiri atas intensitas p sebesar 49,0 kN/m. untuk mendapatkan momen lentur negative maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya. Faktor beban yang digunakan sebagaimana pada Tabel 3.5 berikut ini

Tabel 3.5 Faktor Beban Lajur “D”

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TD}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TD}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Box Girder Baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Beban Truk (TT)

Beban truk “T” merupakan beban yang digunakan untuk perhitungan struktur bentang pendek dan rantai kendaraan jembatan. Adapun faktor beban truk ditunjukkan pada Tabel 3.6 berikut ini.

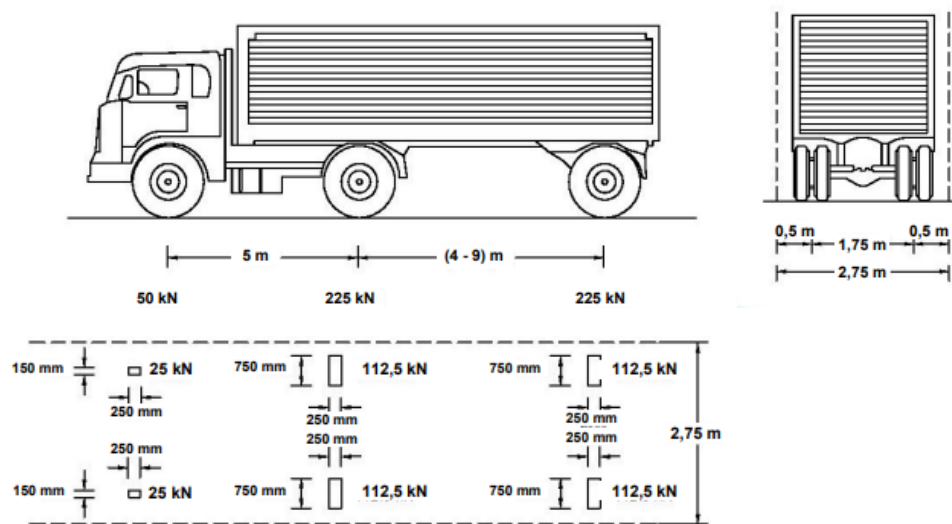
Tabel 3.6 Faktor Beban Lajur “T”

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TT}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TT}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Box Girder Baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725 (2016)

Beban truk “T” tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban “D”. beban truk ini terdiri dari kendaraan truk *semi-trailer* yang memiliki susunan dan

berat gandar tertentu dengan berat total 500 kN. Berat dari tiap gandar tersebut nantinya akan disebarakan menjadi 2 beban merata yang sama besarnya. Jarak antara kedua gandar tersebut dapat diubah dari 4,0 m sampai 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh yang terbesar pada arah memanjang jembatan. Umumnya beban truk “T” ini nantinya akan disimpan pada bagian tengah lajur lalu lintas rencana. Untuk jembatan yang sangat panjang, beban truk “T” ini dapat ditempatkan lebih dari satu tempat pada satu lajur lalu lintas. Sebaran beban truk dapat dilihat pada Gambar 3.4



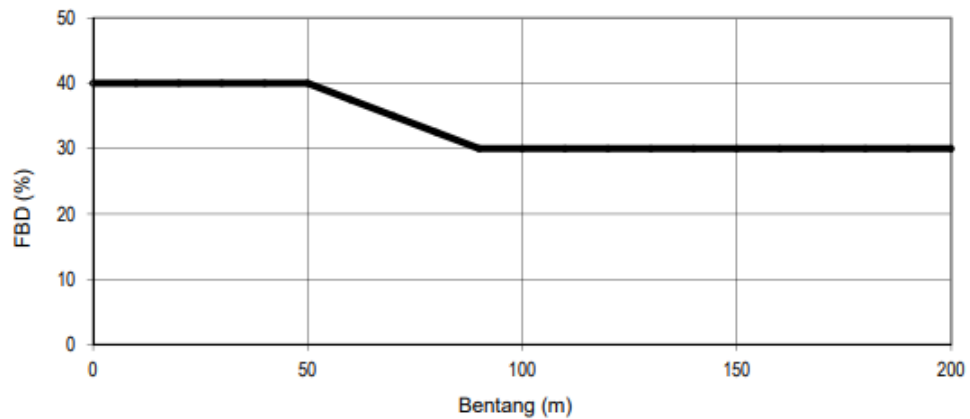
Gambar 3.4 Pembebanan Truk “T”

(Sumber : SNI 1725, 2016)

3. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Besarnya FBD tergantung dengan frekuensi dasar dari suspensi kendaraan yang biasanya memiliki nilai diantara 2 Hz sampai 5 Hz untuk kendaraan berat. FBD ini nantinya akan dinyatakan sebagai beban ekuivalen statis. Untuk beban truk “T”, FBD diambil 30% dari beban truk “T” tersebut. Kemudian untuk beban lajur “D”, FBD diambil menurut bentangan dari jembatan yang akan dibuat. Besarnya nilai BGT harus cukup untuk

memberikan interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan dikali FBD. Berikut merupakan grafik yang digunakan untuk menentukan FBD pada beban lajur “D” yang ditampilkan pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Faktor Beban Dinamis untuk Beban Lajur “D”

(Sumber : SNI 1725, 2016)

4. Gaya Rem (*TB*)

Gaya rem ditempatkan di semua lalu lintas sesuai dengan arahnya. Gaya tersebut diasumsikan bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan. Nilai gaya rem harus diambil dari yang terbesar diantara kedua kondisi berikut ini

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

5. Beban Pejalan Kaki (*TP*)

Beban pejalan kaki merupakan beban yang terjadi pada komponen trotoar jembatan yang memiliki lebar lebih dari 600 mm dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja bersamaan dengan beban kendaraan pada lajur lalu lintasnya. Jika ada kemungkinan trotoar berubah fungsi di masa depan menjadi jalur kendaraan, maka beban hidup hidup kendaraan harus diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan komponen jembatan lainnya.

3.7.3 Beban Aksi Lingkungan

Beban aksi lingkungan merupakan beban yang terjadi akibat adanya pengaruh dari sifat-sifat alam yang terjadi. Pada penelitian ini, beban aksi lingkungan yang digunakan yaitu beban angin. Berikut ini merupakan penjelasan dari beban aksi lingkungan

1. Beban angin horizontal

Untuk jembatan atau bagian jembatan yang memiliki elevasi lebih tinggi dari 1000 mm diatas permukaan tanah atau air harus memperhitungkan tekanan angin horizontal. Luas area yang diperhitungkan adalah luas dari semua komponen, termasuk system lantai, dan *railing* dengan persamaan berikut ini.

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.3)$$

Dimana:

V_{DZ} = Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana Z (km/jam);

V_0 = Kecepatan gesekan angin (km/jam);

V_{10} = Kecepatan angin pada elevasi 10000 mm diatas permukaan tanah atau diatas permukaan air rencana (km/jam);

V_B = Kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm;

Z = Elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z > 10000$ mm);

Z_0 = Panjang gesekan di hulu jembatan (mm)

Nilai V_{10} dapat diperoleh dari grafik kecepatan angin untuk berbagai periode ulang, survei angin di lokasi jembatan, atau dengan mengasumsikan bahwa $V_{10} = V_B$. Untuk nilai V_0 dan Z_0 yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut ini.

Tabel 3.7 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 (km/jam)	70	1000	2500

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Beban angin pada struktur (EW_s)

Beban angin pada struktur dapat dicari menggunakan persamaan berikut ini.

$$P_D = P_B \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2 \quad (3.4)$$

Dimana:

P_B = Tekanan angin dasar (MPa)

Tabel 3.8 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

Sumber: SNI 1725 (2016)

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN /mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/mm pada balok atau gelagar.

3. Gaya angin pada kendaraan (EW_l)

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintas 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 pada 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 3.9 dimana arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

Tabel 3.9 Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan

Sudut (°)	Komponen Tegak Lurus (MPa)	Komponen Sejajar (MPa)
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,2	0,35
45	0,96	0,47
60	0,5	0,55

Sumber: SNI 1725 (2016)

4. Tekanan angin vertikal

Jembatan harus mampu memikul beban garis memanjang jembatan yang mempresentasikan gaya angin vertikal keatas sebesar 9.6×10^{-4} MPa dikalikan lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar. Gaya ini harus ditinjau hanya untuk Keadaan Batas Kuat III dan Layan IV yang tidak melibatkan angin pada kendaraan, dan hanya ditinjau untuk kasus pembebanan dimana arah angin dianggap bekerja tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan. Gaya memanjang tersebut memiliki titik tangkap pada seperempat lebar jembatan dan bekerja secara bersamaan dengan beban angin horizontal.

3.8 Pembebanan Gempa pada Jembatan Menurut SNI 2833-2016

Menurut (SNI 2833:2016) pasa 5.1, jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh. Akan tetapi, jembatan dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun.

1. Beban gempa vertikal

Menurut SNI 2833 (2016) pada struktur atas gelagar diasumsikan mengalami gerakan naik-turun agar tidak terhempas ke atas. Perhitungan gempa vertikal dihitung dengan kondisi berikut.

- a. 10% reaksi beban permanen dengan beban permanen beban mati sendiri dan beban mati tambahan.

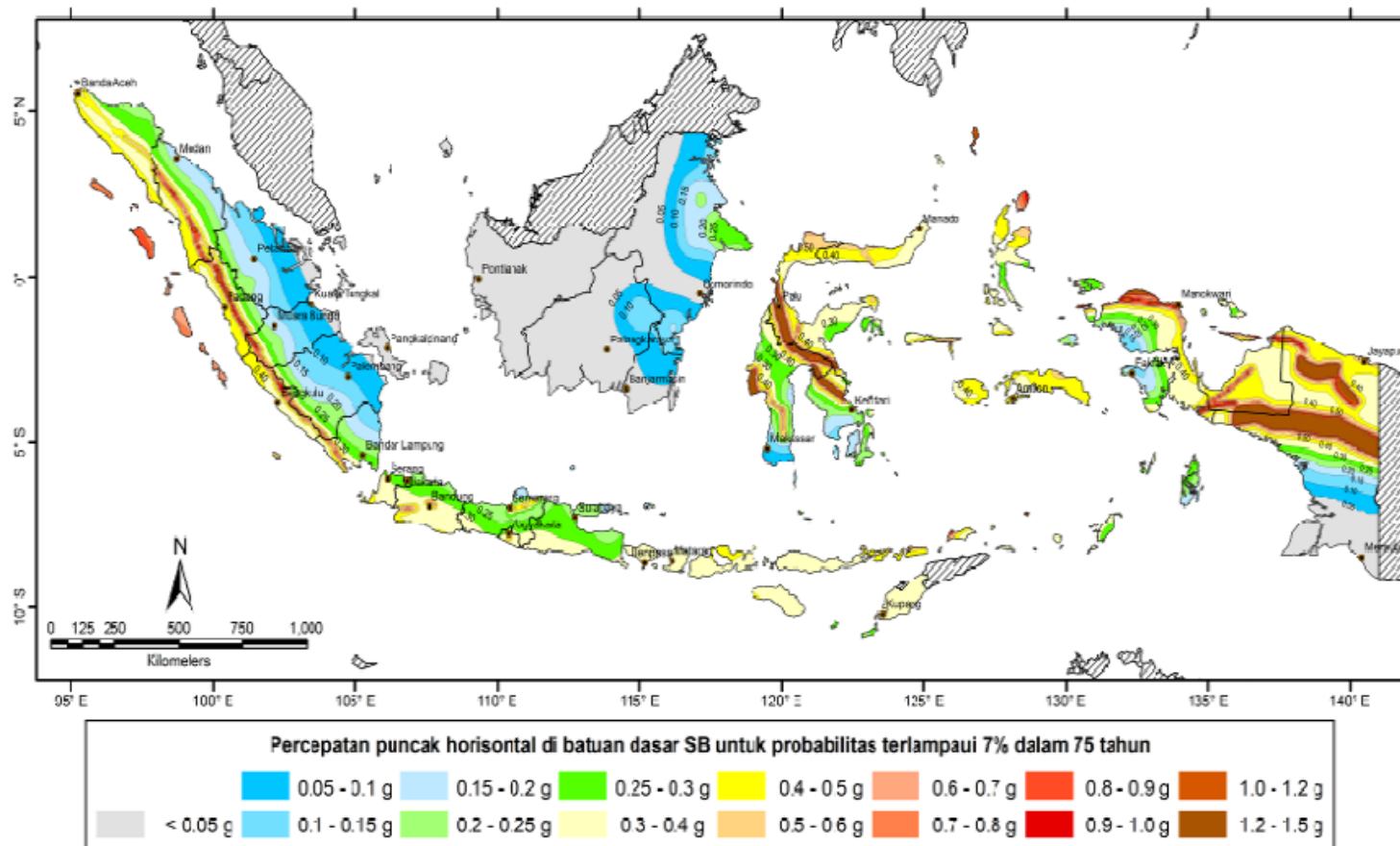
2. Beban gempa lateral

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang didapatkan dari hasil perkalian antara koefisien respon elastic dengan berat struktur ekivalen yang dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon. Koefisien respon elastik dapat diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Berikut ini merupakan persamaan yang digunakan dalam mendapatkan gaya gempa.

$$EQ = \frac{Csm}{R} \times Wt \quad (3.5)$$

Dimana:

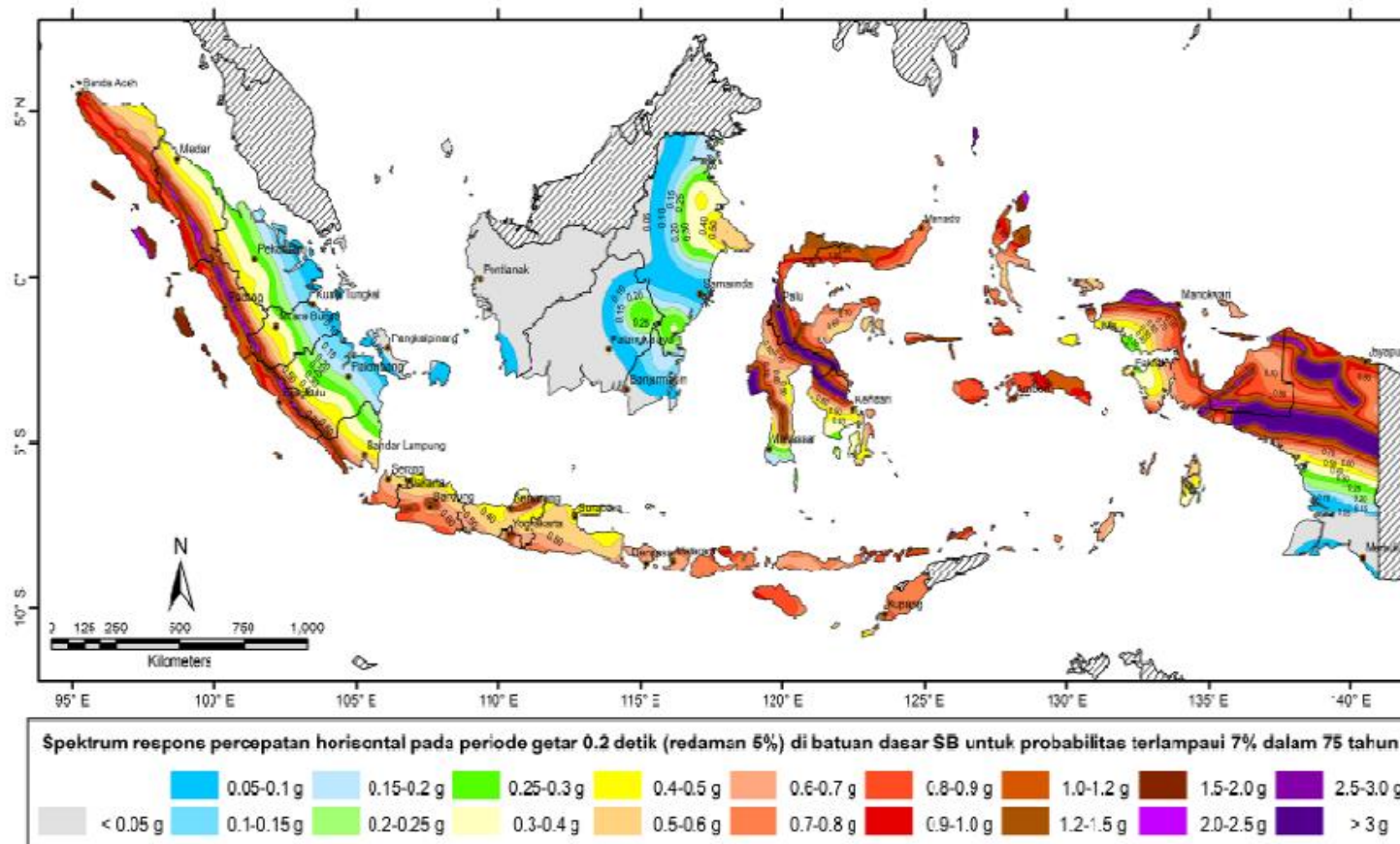
- EQ = Gaya gempa horizontal statis (kN);
- Csm = Koefisien respons elastik;
- R = faktor modifikasi respon;
- Wt = Berat total struktur (kN).



Gambar 1 - Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Gambar 3.6 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun

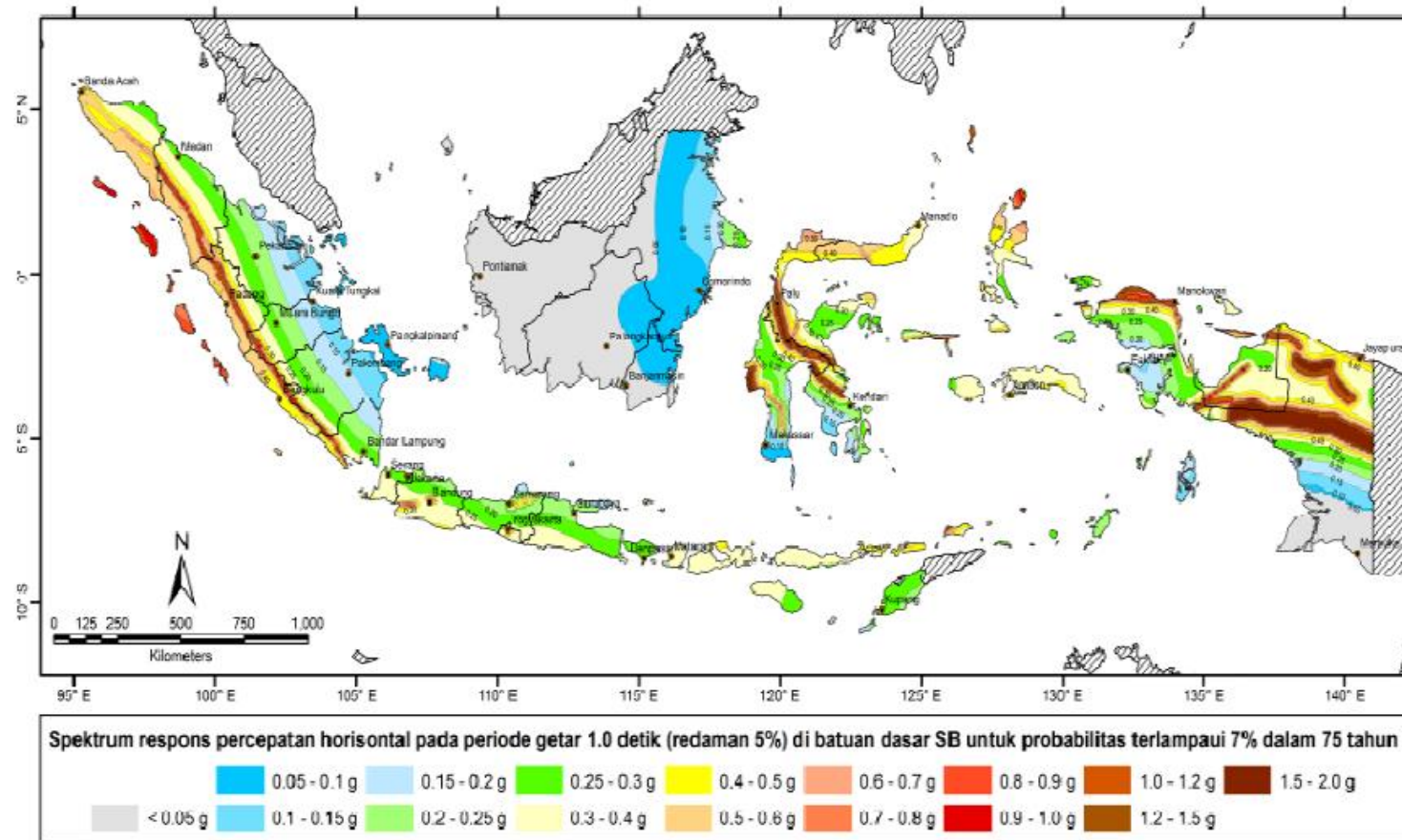
(sumber : SNI 2833, 2016)



Gambar 2 - Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Gambar 3.7 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun

(sumber : SNI 2833, 2016)



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

Gambar 3.8 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 tahun

(sumber : SNI 2833, 2016)

3. Faktor situs

Dalam penentuan respon spektra di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi untuk *PGA*, periode pendek, ($T=0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi tersebut meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan batuan dasar (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a), dan faktor amplifikasi periode 1 detik. Faktor amplifikasi pada setiap klasifikasi tanah ditunjukkan pada Tabel 3.10 dan Tabel 3.11 berikut ini.

Tabel 3.10 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas Situs	$PGA \leq 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA > 0,5$
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s > 1,25$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

Sumber: SNI 2833 (2016)

Tabel 3.11 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v)

Kelas Situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4

Sumber: SNI 2833 (2016)

4. Respon spektra rencana

Respon spektra merupakan nilai yang menggambarkan respon maksimum berderajat kebebasan tunggal pada berbagai frekuensi alami teredam akibat goyangan tanah. Respon spektra di permukaan tanah ditentukan oleh tiga nilai

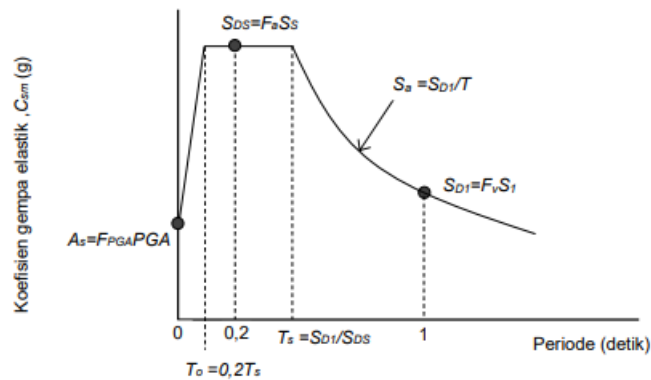
percepatan puncak yaitu PGA , S_s , dan S_I serta nilai faktor amplifikasi F_{PGA} , F_a dan F_v yang kemudian dirumuskan sebagaimana berikut ini.

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \quad (3.6)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad (3.7)$$

$$S_{D1} = F_v \times S_I \quad (3.8)$$

Dari rumus tersebut didapatkan grafik respons spektra seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.9 berikut ini



Gambar 3.9 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan

(sumber : SNI 2833, 2016)

5. Faktor modifikasi respons

Gaya gempa rencana pada bangunan dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons. Apabila dalam perencanaannya digunakan analisis dinamika riwayat waktu, maka faktor modifikasi respons tersebut diambil sebesar 1 untuk seluruh jenis bangunan bawah dan bangunan antar elemen struktur. Nilai faktor modifikasi respons ditunjukkan pada Tabel 3.12 berikut ini.

Tabel 3.12 Faktor Modifikasi Respons untuk Bangunan Bawah

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

Sumber: SNI 2833 (2016)

3.9 Konsep Perencanaan LRFD/DFBK

Terdapat dua buah filosofi yang sering digunakan dalam perencanaan struktur baja yaitu perencanaan berdasarkan tenaga kerja dengan metode *Allowable Stress Design* (ASD) atau Desain Kekuatan Izin (DKI) dan perencanaan berdasarkan perencanaan kondisi batas dengan metode *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) atau Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBK). Menurut (Setiawan 2008), Metode ASD dalam perencanaan struktur baja telah digunakan dalam kurun waktu kurang lebih 100 tahun. Akan tetapi dalam 20 tahun terakhir prinsip perencanaan struktur baja mulai beralih ke konsep LRFD yang jauh lebih rasional dengan berdasarkan konsep probabilitas. Dalam metode LRFD tidak diperlukan Analisa probabilitas secara penuh, kecuali untuk situasi-situasi yang tidak umum yang tidak diatur dalam peraturan.

Secara umum, struktur baja dikatakan aman apabila memenuhi persyaratan berikut ini.

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (3.9)$$

Dimana jika tahanan nominal (Rn) dikalikan dengan suatu faktor tahanan (ϕ), maka akan diperoleh tahanan rencana. Kemudian pada bagian kanan persamaan berbagai macam beban yang terjadi dikalikan dengan suatu faktor beban (γ_i) untuk mendapatkan jumlah beban terfaktor.

3.10 Faktor Reduksi Kekuatan

Faktor tahanan kekuatan atau faktor reduksi kekuatan dalam perencanaan jembatan berdasarkan metode LRFD ditentukan dalam RSNI T-03-2005 untuk struktur baja dan RSNI T-12-2004 untuk struktur beton. Nilai faktor tersebut ditunjukkan pada Tabel 3.13 dan Tabel 3.14 berikut ini.

Tabel 3.13 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Keadaan Batas Ultimit Baja

Situasi Rencana	Faktor Reduksi Kekuatan, ϕ
a. Lentur	0,90
b. Geser	0,90
c. Aksial tekan	0,85
d. Aksial Tarik	
1. Terhadap kuat tarik	0,90
2. Terhadap kuat tarik fraktur	0,75
e. Penghubung geser	0,75
f. Sambungan baut	0,75
g. Hubungan las	
1. Las tumpul penetrasi penuh	0,90
2. Las sudut dan las tumpul penetrasi sebagian	0,75

Sumber: RSNI T-03 (2005)

Tabel 3.14 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Keadaan Batas Ultimit Beton

Situasi Rencana	Faktor Reduksi Kekuatan, ϕ
a. Lentur	0,80
b. Geser dan torsi	0,70
c. Aksial tekan	
1. Tulangan spiral	0,70
2. Tulangan sengkang biasa	0,65
d. Tumpuan beton	0,70

Sumber: RSNI T-12 (2004)

3.11 Kombinasi Pembebanan

Terdapat kombinasi pembebanan pada perancangan struktur jembatan di SNI 1725-2016 untuk mengetahui gaya total terfaktor yang bekerja pada jembatan. Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan

- Kuat I : Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas ini, semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.
- Kuat II : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
- Kuat III : Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Kuat IV : Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.
- Kuat V : Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

- Ekstrem I : Kombinasi pembebanan gempa. Factor beban hidup γ_{EQ} yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
- Ekstrem II : Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup berkurang dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal.
- Layan I : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong-gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang, dan juga untuk analisis tegangan Tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.
- Layan II : Kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.
- Layan III : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan Tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.
- Layan IV : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.

Fatik : Kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi yang waktunya tak terbatas.

Faktor beban harus dipilih sedemikian rupa untuk menghasilkan kondisi ekstrem akibat beban yang bekerja. Untuk setiap kombinasi pembebanan harus diselidiki kondisi ekstrem maksimum dan minimum, dimana nantinya nilai tersebut akan digunakan dalam perencanaan desain jembatan yang akan dilakukan lebih lengkapnya dapat dilihat pada Tabel 3.15 berikut ini

Tabel 3.15 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Kendaraan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _S	EW _L	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan Salah Satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_P	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{EQ}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_P	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{EQ}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_P	-	1,00	1,4	-	1,00	0,50/1,20	γ_{EQ}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_P	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_P	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{EQ}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_P	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_P	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{EQ}	γ_{ES}	-	-	-
Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Layan II	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{EQ}	γ_{ES}	-	-	-
Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Fatik	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber: SNI 1725 (2016)

Dimana :

<i>MS</i>	= Beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan
<i>MA</i>	= Beban mati perkerasan dan utilitas
<i>TA</i>	= Gaya horizontal akibat tekanan tanah
<i>PR</i>	= Gaya dari prategang
<i>PL</i>	= Gaya yang disebabkan oleh proses pelaksanaan
<i>SH</i>	= Gaya akibat susut/rangka
<i>TT</i>	= Beban truk "T"
<i>TD</i>	= Beban lajur "D" gaya sentrifugal
<i>TB</i>	= Gaya akibat rem
<i>TR</i>	= Gaya sentrifugal
<i>TP</i>	= Beban pejalan kaki
<i>EU</i>	= Beban arus dan hanyutan
<i>EW_S</i>	= Beban angin pada struktur
<i>EW_L</i>	= Beban angin pada kendaraan
<i>BF</i>	= Gaya friksi
<i>EU_n</i>	= Gaya akibat temperature seragam
<i>TG</i>	= Beban gradien temperatur
<i>ES</i>	= Beban akibat penurunan
<i>EQ</i>	= Gaya gempa horizontal statis
<i>TC</i>	= Gaya akibat tumbukan kendaraan
<i>TV</i>	= Gaya akibat tumbukan kapal

Selain kombinasi tersebut, terdapat kombinasi lain yang diakibatkan oleh pengaruh gaya gempa. Menurut SNI 2833:2016, gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan sehingga memiliki dua tinjauan pembebanan sebagai berikut.

- 100% gaya gempa pada arah X dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah Y.
- 100% gaya gempa pada arah Y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah X.

Sehingga apabila diaplikasikan dengan memperhitungkan variasi arah maka kombinasi beban gempa sebagai berikut.

1. $DL + \gamma_{EQ} LL \pm EQx \pm 0,3 EQy$
2. $DL + \gamma_{EQ} LL \pm EQy \pm 0,3 EQx$

Dimana:

DL = Beban mati (kN)

γ_{EQ} = Faktor beban hidup kondisi gempa

$\gamma_{EQ} = 0,5$ (jembatan sangat penting)

$\gamma_{EQ} = 0,3$ (jembatan penting)

$\gamma_{EQ} = 0$ (jembatan lainnya)

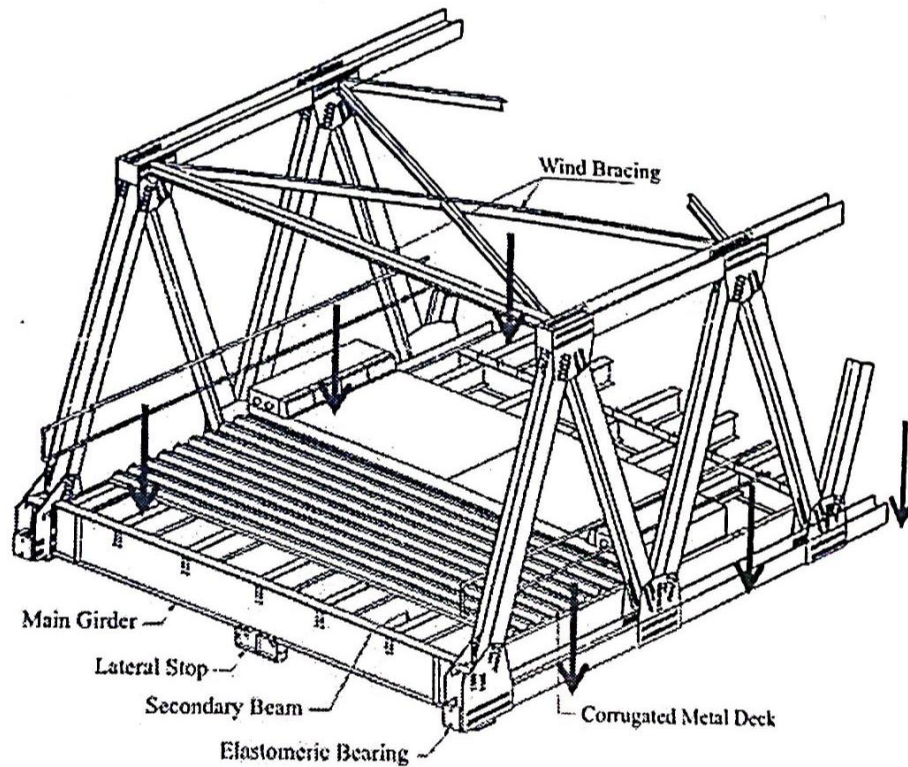
LL = Beban hidup (kN)

EQx = Beban gempa arah X

EQy = Beban gempa arah Y

3.12 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

Struktur atas jembatan merupakan bagian struktur yang pertama kali menerima beban langsung dari lalu lintas. Struktur atas pada jembatan rangka terdiri dari lantai lalu lintas dan struktur rangka. Alur beban pada struktur rangka atas yaitu beban dari kendaraan disalurkan melalui lantai lalu lintas. Kemudian dari lantai lalu lintas disalurkan ke struktur rangka melalui gelagar memanjang dan melintang. Lalu dari struktur rangka diteruskan menuju tumpuan dan *abutment* pada masing-masing ujungnya. Berikut merupakan bagian-bagian pada jembatan rangka baja yang ditunjukkan pada Gambar 3.10.



Gambar 3.10 Bagian Struktur Atas Jembatan Rangka Baja

(Sumber : Zulfiar, 2021)

Dalam perencanaan struktur atas jembatan, jembatan harus mampu menahan beban yang bekerja diantaranya sebagaimana berikut ini.

1. Beban mati sendiri
2. Beban mati tambahan
3. Beban lalu lintas
4. Beban pejalan kaki
5. Beban rem
6. Beban angin struktur
7. Beban angin kendaraan
8. Beban gempa

Dari berbagai beban tersebut, terdapat beberapa hal yang perlu direncanakan dalam pembuatan struktur atas jembatan tersebut diantaranya sebagaimana berikut ini.

3.12.1 Lantai kendaraan

Lantai kendaraan pada jembatan digunakan sebagai tempat berlalu-lalang kendaraan yang melintasi jembatan. Lantai kendaraan harus dirancang sedemikian rupa supaya mampu menahan beban di atasnya. Pelat lantai kendaraan yang digunakan yaitu pelat satu arah dimana beban hanya akan disalurkan pada masing masing tumpuan pada bentang terpendek pelat tersebut, kemudian pelat lantai kendaraan akan menumpu pada gelagar memanjang jembatan. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan lantai kendaraan yaitu sebagai berikut.

1. Tebal Pelat Lantai Kendaraan

Menurut RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2, pelat lantai kendaraan harus memenuhi tebal minimum sebagaimana berikut ini.

$$t_s \geq 200 \text{ mm} \quad (3.10)$$

$$t_s \geq (100 + 40 l) \text{ mm} \quad (3.11)$$

Dimana:

t_s = Tebal Pelat Lantai Kendaraan (mm);

l = Panjang Bentang Pelat dari As ke As Tumpuan (mm).

2. Perhitungan Tulangan

a. Menentukan momen ultimit rencana

$$M_u = K.M_{MS} + K.M_{MA} + K.M_{TT} + K.M_{TP} \quad (3.12)$$

Dimana:

M_u = Momen ultimit (kNm);

K = Faktor beban ultimit;

M_{MS} = Momen akibat berat sendiri (kNm);

M_{MA} = Momen akibat beban mati tambahan (kNm);

M_{TT} = Momen akibat beban truk (kNm);

M_{TP} = Momen akibat beban pejalan kaki (kNm).

b. Menentukan momen nominal

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} \quad (3.13)$$

Dimana:

Mn = Momen nominal (kNm);

ϕ = Faktor reduksi lentur pada beton sebesar 0,8.

c. Menentukan rasio tulangan

Penentuan rasio tulangan, setidaknya harus memenuhi syarat sebagaimana berikut.

$$\rho_{miin} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{maksimum} \quad (3.14)$$

1) Rasio tulangan minimum

$$\rho_{miin} = \frac{1,4}{fy} \quad (3.15)$$

2) Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'c}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \quad (3.16)$$

$$\rho_{maksimum} = 0,75 \rho_{balance} \quad (3.17)$$

3) Rasio tulangan perlu

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) \quad (3.18)$$

$$m = \frac{fy}{0,85 f'c} \quad (3.19)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d} \quad (3.20)$$

- d. Menentukan luas tulangan pokok

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.21)$$

- e. Menentukan jarak tulangan pokok

$$S_{pokok} = \frac{A \cdot d \cdot b}{A_{s_{perlu}}} \quad (3.22)$$

3.12.2 Komponen Balok Komposit

Balok komposit digunakan dalam perencanaan gelagar memanjang jembatan. Pada bagian tersebut terdapat pelat lantai di atasnya dan perlu dihubungkan menjadi struktur komposit supaya jadi satu kesatuan struktur. Berikut ini merupakan hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan balok komposit pada gelagar memanjang jembatan.

1. Penentuan lebar efektif

Lebar efektif pelat pada balok komposit ditentukan sebagaimana berikut ini.

- a. Untuk balok interior diambil nilai dari dua persamaan berikut ini

$$b_E \leq L/A \quad (3.23)$$

$$b_E \leq b_0 \quad (3.24)$$

- b. Untuk balok eksterior diambil nilai terkecil dari dua persamaan berikut ini.

$$b_E \leq L/8 + \text{jarak tepi} \quad (3.25)$$

$$b_E \leq b_0/2 + \text{jarak tepi} \quad (3.26)$$

dimana :

b_E = Lebar efektif balok

L = Panjang pelat lantai

b_0 = Jarak antar gelagar balok

2. Penentuan jenis profil

Untuk menghitung momen lentur nominal (M_n) balok komposit pada gelagar memanjang, perlu menentukan jenis profil terlebih dahulu. Terdapat dua kondisi jenis profil seperti yang akan dijelaskan berikut ini.

- a. Apabila $h/tw \leq 3,76\sqrt{E/Fy}$, maka profil dalam keadaan kompak sehingga momen nominal (Mn) harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang plastis untuk keadaan batas leleh. Kekuatan nominal harus dihitung dengan asumsi bahwa komponen baja telah mencapai tegangan leleh (Fy) serta komponen beton telah mencapai tegangan sebesar $0,85 f'c$.
- b. Apabila $h/tw > 3,76\sqrt{E/Fy}$, maka profil dalam keadaan tidak kompak sehingga momen nominal (Mn) harus ditentukan dari superposisi tegangan elastis dengan memperhitungkan efek penopang untuk keadaan batas leleh pada baja atau hancurnya beton.

3. Menentukan posisi sumbu netral plastis

Dalam menentukan garis sumbu netral plastis, terdapat dua kondisi yang bisa terjadi sebagaimana berikut ini.

- a. Apabila $T \leq C$, maka garis sumbu netral plastis terdapat pada pelat beton
- b. Apabila $T > C$, maka garis sumbu netral plastis terdapat pada balok baja yaitu pada sayap atau badan.

Keterangan :

$$C = 0,85 \times f'c' \times Ac \quad (3.27)$$

$$T = Fy \times As \quad (3.28)$$

Dimana :

C = Resultan gaya tekan maksimum;

T = Resultan gaya tarik maksimum;

Fc' = Kuat tekan beton;

Fy = Kuat leleh baja;

Ac = Luas penampang tekan;

As = Luas penampang tarik.

4. Menentukan momen nominal

Momen nominal pada balok komposit tergantung dengan posisi garis netral pada balok tersebut sebagaimana dijelaskan berikut ini

- a. Kondisi $T \leq C$

$$Mn = T \times dl \quad (3.29)$$

Dimana :

Mn = Momen nominal balok komposit;

T = Resultan gaya tarik maksimum;

dl = Jarak dari resultan gaya tekan beton ke resultan gaya tarik baja.

b. Kondisi $T > C$

$$Mn = C \times dl \quad (3.30)$$

Dimana :

Mn = Momen nominal balok komposit;

C = Resultan gaya tekan maksimum;

dl = Jarak dari resultan gaya tekan beton ke resultan gaya tarik baja.

5. Penghubung geser

Adanya perbedaan material antara pelat lantai jembatan dengan gelagar memanjang dan gelagar melintang dapat mengakibatkan adanya pergeseran. Oleh karena itu, komponen tersebut perlu disatukan agar menjadi suatu struktur yang komposit. Salah satu cara yang dilakukan agar struktur tersebut menjadi komposit yaitu dengan menambahkan penghubung geser atau *shear connector*. Berikut ini merupakan beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan penghubung geser.

a. Menentukan diameter stud

Ukuran diameter stud setidaknya memenuhi batas ukuran sebagai berikut.

$$d_{sa} < 2,5 tf \quad (3.31)$$

Dimana :

d_{sa} = diameter stud;

tf = tebal pelat sayap profil baja.

b. Menentukan kuat geser nominal satu stud

Kuat geser nominal satu stud diambil nilai terkecil dari kedua persamaan berikut ini.

$$Qn1 = 0,5 \times A_{sa} \times \sqrt{f'c' \times Ec} \quad (3.32)$$

$$Qn2 = Rg \times Rp \times A_{sa} \times Fu \quad (3.33)$$

Dimana :

Q_n = Kuat geser nominal stud;

F_c' = Luas penampang stud;

E_c = modulus elastisitas beton;

R_g = Parameter pengaruh pelat beton komposit dengan dek baja;

R_p = Parameter pengaruh pelat beton komposit dengan dek baja;

A_{sa} = Luas penampang stud;

F_u = Kekuatan Tarik minimum stud;

Nilai R_g dan R_p ditentukan sebagaimana Tabel 3.16 berikut ini.

Tabel 3.16 Parameter Pengaruh Pelat Beton Komposit dengan Dek Baja

Kondisi	R_g	R_p
Tanpa dek		
Dek diorientasikan paralel terhadap profil baja		
$\frac{W_r}{h_r} \geq 1,5$	1,0	0,75
$\frac{W_r}{h_r} < 1,5$	0,85	0,75
Dek diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja		
Jumlah dari angkur <i>steel headed stud</i> yang memiliki rusuk dek yang sama		
1	1,0	0,6
2	0,85	0,6
3 atau lebih	0,7	0,6
h_r = tinggi rusuk nominal w_r = lebar rata-rata rusuk atau hauns beton		

Sumber: SNI 1729 (2015)

c. Menentukan jumlah stud

Untuk menentukan jumlah stud yang dibutuhkan, dapat menggunakan persamaan sebagaimana berikut ini.

$$n = V'/Qn \quad (3.34)$$

Dimana :

V' = Gaya geser nominal;

Qn = Kuat geser nominal stud.

d. Pemasangan stud

Berikut ini merupakan ketentuan pemasangan stud pada gelagar baja.

1) Jarak minimal antar stud secara memanjang

$$S_1 = 6 \times d_{sa} \quad (3.35)$$

2) Jarak minimal antar stud secara melintang

$$S_2 = 4 \times d_{sa} \quad (3.36)$$

3) Jarak maksimal stud

$$S_{maks} = 3 \times ts \quad (3.37)$$

Dimana:

S_1 = Jarak minimal antar stud secara memanjang;

S_2 = Jarak minimal antar stud secara melintang;

S_{maks} = Jarak maksimal antar stud;

d_{sa} = Diameter stud;

ts = Tebal pelat lantai.

3.12.3 Komponen Batang Lentur

Struktur lentur pada jembatan dapat terjadi pada gelagar melintang. Pada bagian tersebut, baja diasumsikan sebagai struktur lentur yang menerima beban langsung dari pelat lantai dan kendaraan yang lewat di atasnya. Berikut ini hal yang perlu diperhatikan saat merencanakan komponen struktur lentur.

1. Kondisi umum

Berikut ini merupakan persamaan yang bisa digunakan dalam menghitung tegangan lentur.

$$f = \frac{Mx}{S_x} + \frac{My}{S_y} \quad (3.38)$$

$$S_x = \frac{I_x}{c_y} \quad (3.39)$$

$$S_y = \frac{I_y}{c_x} \quad (3.40)$$

Dimana :

f = Tegangan lentur (MPa);

M_x = Momen lentur arah x (Nmm);

M_y = Momen lentur arah y (Nmm);

S_x = Modulus penampang arah x (mm^3);

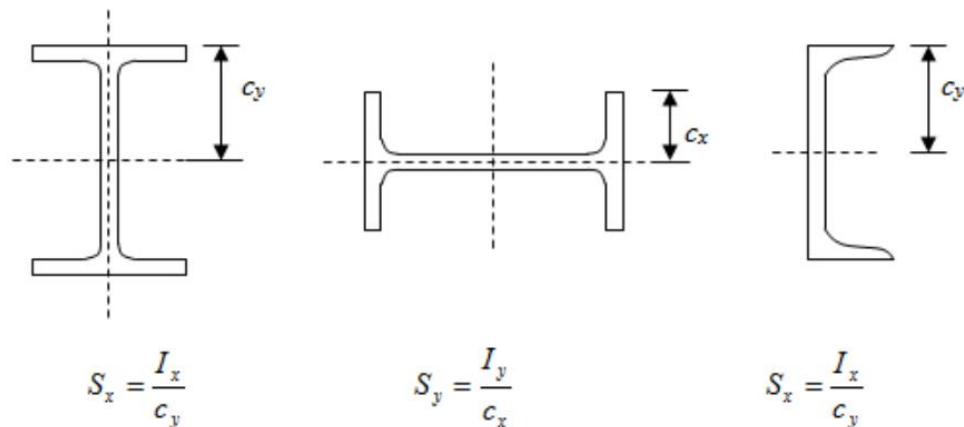
S_y = Modulus penampang arah y (mm^3);

I_x = Momen inersia arah x (mm^4);

I_y = Momen inersia arah y (mm^4);

C_x = Jarak dari titik berat ke tepi serat arah x (mm);

C_y = Jarak dari titik berat ke tepi serat arah y (mm).



Gambar 3.11 Modulus Penampang Berbagai Tipe Profil Simetri

(Sumber : SNI 1729, 2020)

Dalam melakukan perencanaan struktur lentur, kekuatan lentur yang diizinkan harus memenuhi persamaan berikut ini.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.41)$$

Dimana :

ϕ = Faktor reduksi kekuatan sebesar 0,9);

M_u = Momen terfaktor komponen lentur;

M_n = Momen nominal komponen lentur.

2. Pelelehan

Pada daerah beban layan, penampang baja masih dalam kondisi elastik, Kondisi elastik tersebut berlangsung hingga tegangan pada serat terluar mencapai kuat lelehnya. Setelah mencapai regangan leleh, regangan akan terus naik tanpa diikuti oleh kenaikan tegangan. Ketika kuat leleh tercapai pada serat terluar, tahanan momen nominal sama dengan momen leleh. Kemudian saat semua serat dalam penampang telah melampaui regangan lelehnya, kondisi tersebut dinamakan kondisi plastis. Tahanan momen nominal pada kondisi tersebut dinamakan momen plastis. Berikut ini persamaan yang digunakan untuk mendapatkan nilai momen plastis.

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z_y \quad (3.42)$$

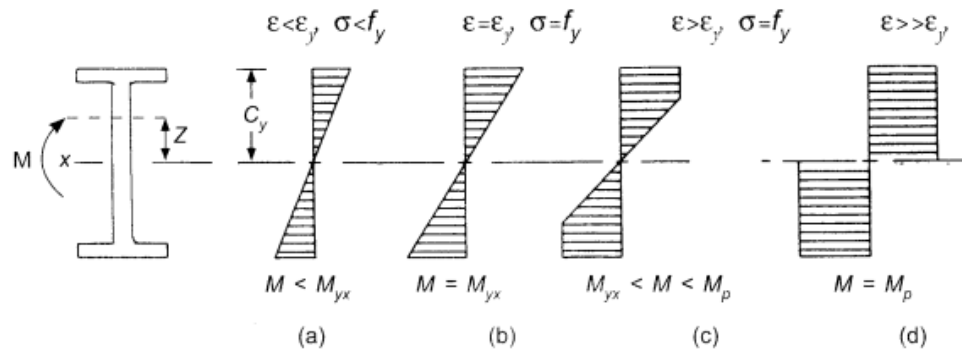
Dimana :

M_n = Faktor reduksi kekuatan sebesar 0,9);

M_p = Momen terfaktor komponen lentur;

f_y = Momen nominal komponen lentur.

Z_y = Momen nominal komponen lentur.



Gambar 3.12 Distribusi Tegangan pada Level Beban Berbeda

(Sumber : Setiawan, 2008)

3. Tekuk torsi-lateral

Tekuk torsi lateral merupakan suatu gejala dimana balok mengalami perpindahan (*displacement*) ke arah samping akibat adanya momen lentur. Pada bagian *flens* baja yang terjadi tegangan tekan, baja akan berperilaku sebagai batang tekan sehingga terdapat kemungkinan untuk terjadinya tekuk. Karena tekuk di arah sumbu lemah *flens* terhalang oleh web, maka tekuk terjadi di arah sumbu kuat *flens* yaitu ke arah luar bidang balok. Sebagai akibat balok mengalami perpindahan keluar bidang balok dengan disertai puntir. Tekuk torsi lateral dipengaruhi oleh panjang balok dan panjang sokongan lateral. Sehingga apabila balok semakin panjang, maka momen kritisnya akan semakin kecil. Berikut ini merupakan persyaratan pada tekuk torsi lateral.

- Apabila $L \leq L_p$, maka keadaan batas dari tekuk torsi-lateral tidak boleh digunakan.
- Apabila $L_p < L \leq L_r$, maka momen dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.43)$$

- Apabila $L > L_r$, maka momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$Mn = Fcr \cdot Sx \leq Mp \quad (3.44)$$

$$Fcr = \frac{Cb\pi^2 E}{\left(\frac{Lb}{rts}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{Sx \cdot H0} \left(\frac{Lb}{rts}\right)^2} \quad (3.45)$$

d. Pembatasan panjang Lp dan Lr ditentukan sebagai berikut.

$$Lp = 1,76 \cdot ry \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad (3.46)$$

$$Lr = 1,95 \cdot rts \frac{E}{0,7 \cdot Fy} \sqrt{\frac{Jc}{Sx \cdot H0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{Sx \cdot H0}\right)^2 + 6,67 \left(\frac{0,7 \cdot Fy}{E}\right)^2}} \quad (3.47)$$

Dimana :

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{Iy \cdot Cw}}{Sx}, \text{ Untuk profil I simetris ganda } C = 1 \quad (3.48)$$

3.12.4 Komponen Batang Tarik

Struktur tarik pada jembatan dapat terjadi pada rangka utama jembatan dan ikatan angin. Pada rangka utama jembatan, struktur baja harus mampu menahan seluruh beban yang bekerja pada struktur jembatan baik berupa beban sendiri maupun beban tambahan. Untuk ikatan angin terdapat pada bagian atas dan bawah rangka utama jembatan yang berfungsi menahan gaya lateral yang diakibatkan oleh angin. Dalam menentukan tahanan nominal suatu batang tarik, harus diperiksa terhadap tiga macam kondisi keruntuhan yang menentukan yaitu leleh dari luas penampang kotor pada daerah yang jauh dari sambungan, fraktur dari luas penampang efektif pada daerah sambungan, dan geser blok pada sambungan (Setiawan, 2008)

1. Persyaratan kuat tarik rencana

Komponen struktur yang menerima gaya aksial terfaktor (P_u) harus memenuhi persyaratan berikut ini.

$$P_u \leq \phi P_n \quad (3.49)$$

Dimana P_n merupakan kuat tarik nominal yang besarnya diperoleh dari nilai terendah dari beberapa persamaan berikut ini.

- a. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan penampang bruto

$$P_n = A_g \times f_y \quad (3.50)$$

- b. Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur penampang efektif

$$P_n = A_e \times f_u \quad (3.51)$$

Dimana;

A_e = Luas penampang netto efektif (mm^2);

A_g = Luas penampang bruto dari komponen struktur (mm^2);

F_y = Tegangan leleh minimum terspesifikasi (MPa);

F_u = Kekuatan tarik minimum terspesifikasi (MPa).

Nilai ϕ yang digunakan yaitu 0,9 untuk persamaan kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang bruto. Sedangkan untuk kuat tarik nominal berdasarkan fraktur nilai ϕ sebesar 0,75.

2. Luas penampang efektif

$$A_e \leq A_{nt} \cdot U \quad (3.52)$$

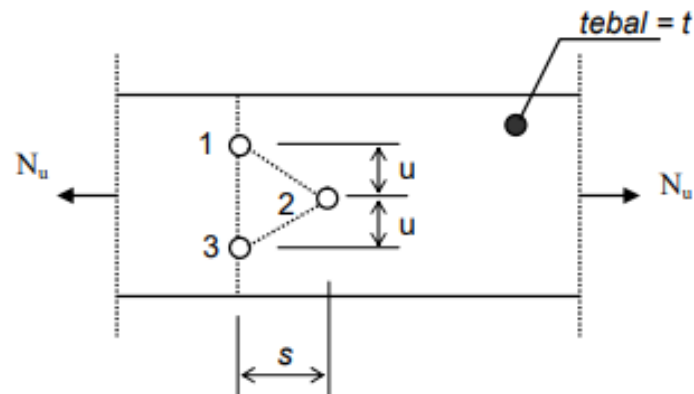
Dimana :

A_{nt} = Luas penampang bersih (mm^2);

U = Nilai faktor reduksi *Shear lag*.

3. Luas akibat sambungan baut

$$A_e \leq A_{nt} \quad (3.53)$$



Gambar 3.13 Gaya Tarik yang Terjadi pada Lubang Sambung Baut

(Sumber : RSNI T-03, 2005)

Potongan 1-3

$$A_e \leq A_g - n \cdot d \cdot t \quad (3.54)$$

Potongan 1-2-3

$$A_{nt} \leq A_g - ndt + \sum \frac{s^2 t}{4u} \quad (3.55)$$

Dimana:

A_g = luas penampang bruto yang dinyatakan dalam satuan milimeter persegi (mm^2);

t = Tebal penampang yang dinyatakan dalam satuan milimeter (mm);

d = Diameter lubang baut yang dinyatakan dalam satuan milimeter (mm);

n = Jumlah lubang baut dalam satu garis potongan;

s = Jarak antara titik sumbu dua lubang yang bersebelahan pada arah sejajar sumbu komponen struktur yang dinyatakan dalam satuan milimeter (mm);

u = Jarak antara titik sumbu dua lubang pada arah tegak lurus sumbu komponen struktur yang dinyatakan dalam satuan milimeter (mm).

3.12.5 Komponen Batang Tekan

Struktur tekan pada jembatan dapat terjadi pada rangka utama jembatan dan ikatan angin. Pada rangka utama jembatan, struktur baja harus mampu menahan seluruh beban yang bekerja pada struktur jembatan baik berupa beban sendiri maupun beban tambahan. Kemudian ikatan angin terdapat di bagian atas dan bawah rangka utama jembatan untuk menahan gaya lateral yang diakibatkan oleh angin.

1. Perencanaan akibat gaya tekan

Komponen struktur yang menerima gaya tekan terfaktor P_u harus memenuhi persyaratan berikut.

$$P_u \leq \phi_n P_n \quad (3.56)$$

Dimana:

ϕ_n = Faktor reduksi kekuatan gaya aksial untuk keadaan batas ultimit sebesar 0,85;

P_u = Kuat tekan terfaktor komponen struktur tekan yang dinyatakan dalam satuan (kN);

P_n = Kuat tekan terfaktor komponen struktur tekan yang dinyatakan dalam satuan (kN).

2. Kelangsingan elemen penampang baja

Profil baja yang akan digunakan dalam perencanaan perlu diketahui perbandingan kelangsingan penampangnya. Perbandingan kelangsingan tersebut nantinya berpengaruh terhadap perilaku keruntuhan yang terjadi pada batang tekan saat menerima beban maksimumnya. Perbandingan maksimum lebar dan tebal untuk elemen tertekan pada baja ditunjukkan pada Tabel 3.17 berikut ini.

Tabel 3.17 Perbandingan Maksimum Lebar terhadap Tebal untuk Elemen Tertekan

Jenis Elemen		λ	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
			λ_p (kompak)	λ_r (tak-kompak)
Elemen tanpa pengaku	Pelat sayap balok-I dan kanal dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}}$
	Pelat sayap balok-I hibrida atau balok tersusun yang di las dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_{yf}}}$	$\frac{420}{\sqrt{(f_y - f_r)/k_e}}$
	Pelat sayap dari komponen-komponen struktur tersusun dalam tekan	b/t	-	$\frac{290}{\sqrt{f_y/k_e}}$
	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 penyokong, sayap dari profil siku ganda dengan pelat kopel pada penyokong, elemen yang tidak diperkaku, yaitu yang ditumpu pada salah satu sisinya.	b/t	-	$\frac{200}{\sqrt{f_y}}$
	Pelat badan dari profil T	d/t	-	$\frac{335}{\sqrt{f_y}}$

Sumber : RSNI T-03 (2005)

3. Kelangsingan komponen struktur tekan

Kelangsingan profil baja pada struktur tekan perlu dibatasi. Hal tersebut dikarenakan baja cenderung lemah dalam menahan gaya tekan dalam panjang tertentu. Semakin panjang komponen struktur tekan, maka kemungkinan keruntuhan akibat tekuk (*buckling*) akan semakin besar. Kelangsingan komponen struktur tekan dibatasi menurut persamaan berikut ini.

$$\lambda = \frac{KL}{ry} \leq 140 \quad (3.57)$$

4. Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

$$P_n = (0,66\lambda_c^2)A_g f_y \quad \text{Untuk } \lambda_c \leq 1,5 \quad (3.58)$$

$$P_n = \frac{(0,88)}{\lambda_c^2} A_g f_y \quad \text{Untuk } \lambda_c \leq 1,5 \quad (3.59)$$

$$\lambda_c = \frac{L_k}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.60)$$

$$L_k = k_c L \quad (3.61)$$

Dimana:

A_g = Luas penampang bruto, dinyatakan dalam milimeter, (mm);











f_y = Tegangan leleh, dinyatakan dalam Mega Pascal (MPa);

λ_c = Parameter kelangsingan;

k_c = Faktor panjang tekuk komponen struktur tekan pada jembatan rangka baja,;

E = Modulus Elastisitas baja yang dinyatakan dalam satuan Mega Pascal (MPa).

r = Radius girasi yang dinyatakan dalam milimeter (mm).

	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	 = Rotasi terjepit, translasi terjepit	 = Rotasi bebas, translasi terjepit	 = Rotasi terjepit, translasi bebas	 = Rotasi bebas, translasi bebas		

Gambar 3.14 Faktor Panjang Efektif

(Sumber : RSNI T-03, 2005)

5. Kuat tekan akibat tekuk lentur-torsi

Kuat tekan akibat tekuk lentur-torsi hanya dapat terjadi pada komponen struktur tekan yang terdiri satu sumbu simetris saja seperti profil canal, profil T, profil siku ganda, dan siku tunggal.

3.12.6 Sambungan

Perencanaan sambungan digunakan untuk menyambung antara dua atau lebih profil baja yang dirangkai menjadi satu kesatuan struktur yang kuat. Sambungan yang digunakan bisa berupa sambungan baut, las, maupun pin. Berikut ini merupakan hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan sambungan baut.

1. Pengurangan luas penampang profil

Dalam menentukan perencanaan sambungan baut, pertama-tama perlu menentukan pengurangan luas penampang profil akibat lubang pengencang. Pada lubang tidak selang-seling, luas yang dikurangi adalah jumlah maksimum luas lubang dalam tiap penampang melintang tegak lurus pada arah gaya yang direncanakan. Sedangkan apabila lubang dibuat selang-seling, luas yang dikurangi diambil yang terbesar antara pengurangan lubang tidak selang-seling

dan pengurangan tiap jarak baris dalam rangkaian lubang dengan persamaan berikut ini

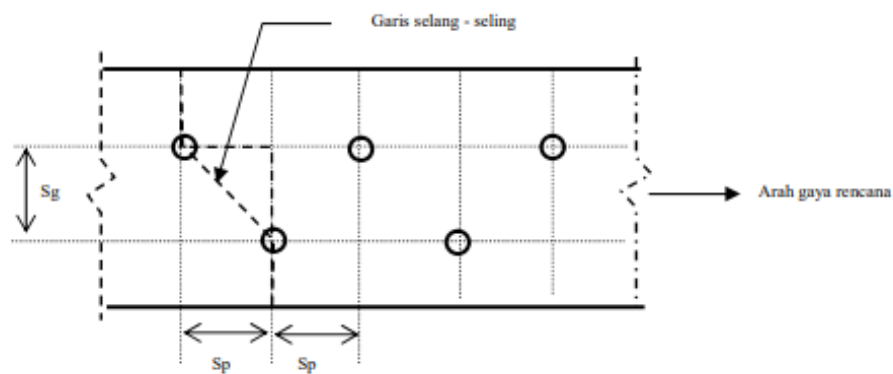
$$\frac{S_p^2 t}{4S_g} \quad (3.62)$$

Dimana:

S_p = Jarak selang-seling yang dinyatakan dalam (mm);

t = Tebal bahan yang dilubangi (mm);

S_g = Jarak garis baut (mm)



Gambar 3.15 Lubang Selang-Seling

(Sumber : RSNI T-03, 2005)

2. Tipe baut

Baut memiliki beberapa tipe ukuran yang berada di pasaran. Tipe baut yang ada dapat dibedakan menurut kekuatannya maupun diameter bautnya. Berikut ini merupakan tipe baut menurut ukurannya.

Tabel 3.18 Tipe Baut Menurut Ukurannya

Diameter Nominal Baut	Luas Baut			Dimensi Lubang	
	A_e (mm)	A_s (mm)	A_0 (mm)	Standar (mm)	Ukuran Lebih (mm)
M16	144	157	201	18	20
M20	225	245	314	22	24
M24	324	353	452	27	30
M30	519	561	706	33	38
M36	759	817	1016	39	44

Sumber : RSNI T-03 (2005)

Dimana:

A_e = Luas dari inti baut;

A_s = Luas yang digunakan untuk menghitung kekuatan tarik;

A_0 = Luas pada bagian polos nominal baut berdasarkan diameter nominal baut.

Tabel 3.19 Tipe Baut Menurut Kekuatan Nominal

Tipe Baut	Kuat Tarik Nominal (MPa)	Kuat Geser Nominal (MPa)
Baut A307	310	186
Baut grup A (A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	620	372
Baut grup A (A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	620	469
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	780	469
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,45 F_u$
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,563 F_u$

Sumber : RSNI T-03 (2005)

3. Spasi dan jarak tepi minimum

Pada komponen sambungan baut harus memenuhi persyaratan spasi antar baut sebagai berikut.

$$s \geq 3d \quad (3.63)$$

Dimana:

s = Spasi antar baut dalam satuan (mm);

d = Diameter baut nominal dalam satuan (mm).

Selain itu, sambungan baut juga harus memenuhi persyaratan jarak tepi minimum sebagai berikut.

$$st \geq 1,25d \quad (3.64)$$

Dimana:

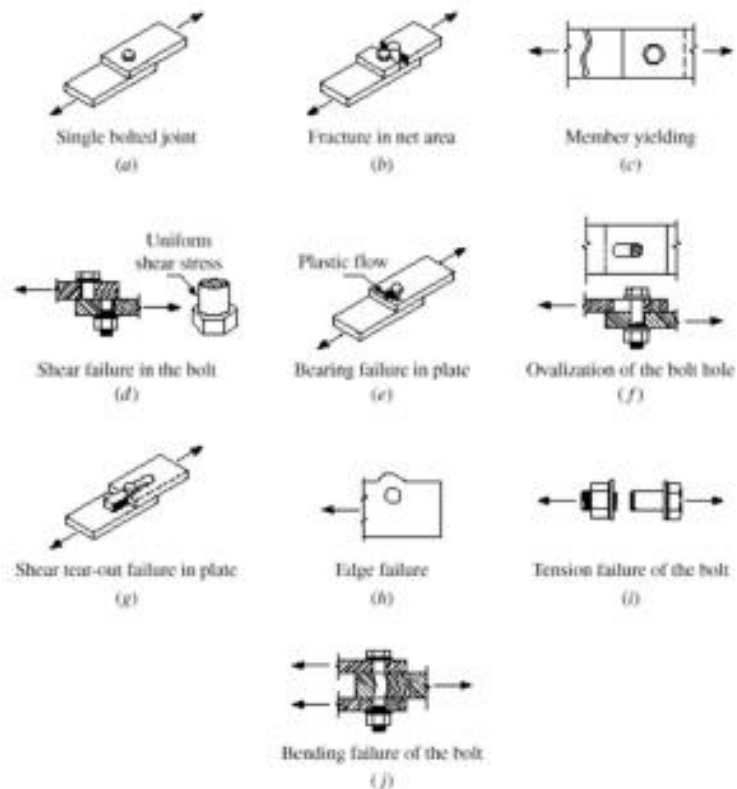
st = Jarak baut ke tepi sambungan dalam satuan (mm);

d = Diameter baut nominal dalam satuan (mm).

4. Jenis keruntuhan

Apabila sambungan baut melebihi batas kekuatan yang tersedia, maka keruntuhan sambungan baut dapat terjadi karena beberapa hal berikut ini.

- a. Keruntuhan geser baut
- b. Keruntuhan tarik baut
- c. Keruntuhan geser tumpu
- d. Keruntuhan blok geser
- e. Keruntuhan tarik pelat buhul
- f. Keruntuhan desak pelat buhul



Gambar 3.16 Pola Keruntuhan Sambungan Baut

(Sumber : Nurfauzi, 2022)

5. Tahanan nominal baut

Komponen baut yang memikul beban terfaktor (R_u) harus memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$R_u \leq \phi_n R_n \quad (3.65)$$

Dimana:

ϕ_n = Faktor reduksi kekuatan baut 0,75;

R_n = Kuat terfaktor komponen baut yang dinyatakan dalam satuan (N);

R_u = Kuat terfaktor komponen baut yang dinyatakan dalam satuan (N).

6. Tahanan geser tumpu

Komponen baut yang menerima gaya geser nominal harus memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$\phi R_n = 0,75 \times Fnv \times Ab \quad (3.66)$$

Dimana:

ϕR_n = Kuat geser nominal komponen baut dalam satuan (N);

Fnv = Kuat geser baut dalam satuan (MPa);

A_b = Luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir dalam satuan (mm²).

7. Tahanan tarik baut

Komponen baut yang menerima gaya geser nominal harus memenuhi persyaratan sebagai berikut

$$\phi R_n = 0,75 \times Fnt \times Ab \quad (3.67)$$

Dimana:

ϕR_n = Kuat geser nominal komponen baut dalam satuan (N);

Fnt = Kuat tarik baut dalam satuan (MPa);

A_b = Luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir dalam satuan (mm²).

8. Tahanan tumpu baut

Komponen baut yang menerima gaya geser nominal harus memenuhi persyaratan sebagai berikut

$$R_n = 3 \cdot db \cdot t_p \cdot Fu \quad (3.68)$$

Dimana:

R_n = Kuat geser nominal komponen baut dalam satuan (N);

db = Diameter baut pada daerah tak berulir dalam satuan (MPa);

t_p = Tebal pelat dalam satuan (mm);

Fu = Kuat tarik putus dari baut atau pelat dalam satuan (MPa)

9. Tahanan tumpu pelat buhul

Komponen pelat buhul yang menerima gaya geser akibat baut harus memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$R_n = 1,5 \cdot L_c \cdot t_p \cdot F_u \quad (3.69)$$

Dimana:

R_n = Kuat geser nominal komponen baut dalam satuan (N);

L_c = Jarak bersih antara tepi pelat ke tepi lubang baut atau antar sambungan baut dalam sejajar (mm);

t_p = Tebal pelat dalam satuan (mm);

F_u = Kuat tarik putus dari baut atau pelat dalam satuan (MPa)

10. Tahanan tarik pelat buhul

Kekuatan tahanan tarik pelat buhul diambil nilai terkecil dari dua persamaan berikut ini.

a. Kekuatan tarik leleh pelat buhul

$$\phi R_n = 0,9 \times F_y \times A_g \quad (3.70)$$

b. Kekuatan Tarik fraktur pelat buhul

$$\phi R_n = 0,75 \times F_u \times A_e \quad (3.71)$$

11. Tahanan blok geser

Komponen sambungan antara pelat buhul dan profil baja yang disambungkan dengan baut dapat mengalami keruntuhan blok geser sepanjang bagian yang dilewati oleh sambungan baut. Berikut ini merupakan pola keruntuhan sambungan akibat blok geser.

$$R_n = [(0,6 \cdot F_u A_{nv})(U_{bs} F_u A_{nv})] \leq [(0,6 \cdot F_y A_{gv})(U_{bs} F_u A_{nt})] \quad (3.72)$$

Dimana:

R_n = Kuat geser nominal komponen baut dalam satuan (N);

- F_u = Kuat tarik putus pelat dalam satuan (MPa);
 F_y = Kuat tarik leleh pelat dalam satuan (MPa);
 A_{nv} = Panjang total bidang yang mengalami gaya geser (mm);
 A_{gv} = Panjang total bidang keruntuhan blok geser (mm);
 A_{nt} = Panjang total bidang yang mengalami gaya tarik (mm);
 U_{bs} = Faktor bidang tarik
 Terdapat lubang = 0,5
 Utuh = 1,0

12. Tahanan tekan pelat buhul

Apabila pelat buhul dipasang untuk menyambungkan kedua elemen yang mengalami desak, maka pelat buhul harus memenuhi kekuatan desak sebagaimana berikut ini.

- a. Batas kelangsingan

$$KL/r \leq 25 \quad (3.73)$$

- b. Kapasitas desak

$$\phi P_{nt} = 0,8 \times F_y \times A_g \times \text{Jumlah pelat buhul} \quad (3.74)$$

3.12.7 Lendutan dan Lawan Lendut (*Camber*)*I*

Lendutan pada jembatan perlu dibatasi agar memberikan kenyamanan dan rasa aman bagi pengendara yang melewatinya. Menurut RSNI T-03 2005, lendutan pada jembatan dibatasi sebesar $L/800$. Besaran lendutan tersebut didapatkan dari hasil analisis struktur dengan kombinasi Beban Layan I.

Menurut Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan Bina Marga (2021), nilai camber diberikan sebesar 150% dari lendutan hasil kombinasi Beban Layan I dengan arah yang berlawanan dengan lendutan yang terjadi

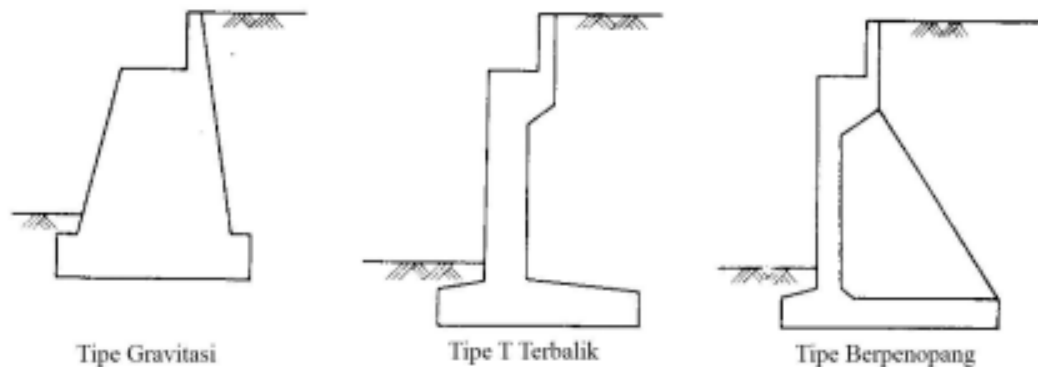
3.13 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

Struktur bawah jembatan merupakan struktur yang meneruskan beban dari dari struktur atas menuju tanah. Komponen struktur bawah yang digunakan dalam penelitian ini diantaranya yaitu *abutment* dan fondasi.

3.13.1 *Abutment*

Abutment merupakan bagian konstruksi bawah jembatan yang terdapat pada kedua ujung jembatan. *Abutment* berfungsi untuk memikul beban dari jembatan untuk disalurkan ke tanah. Selain itu, *abutment* berfungsi juga untuk menahan gaya akibat timbunan tanah yang digunakan sebagai jalan menuju jembatan atau oprit. Pada beberapa tipe, *abutment* juga dapat digunakan langsung sebagai fondasi dari jembatan itu sendiri.

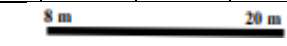



Terdapat beberapa tipe dan bentuk pada *abutment*. Pemilihan bentuk tersebut didasarkan pada tinggi *abutment*, jenis bangunan atas jembatan, kondisi tanah, dan 68 lain sebagainya. Pemilihan tipe dan bentuk *abutment* yang akan digunakan dapat dilihat pada Gambar 3.17 serta Tabel 3.20 sebagaimana berikut ini.



Gambar 3.17 Tipe dan Bentuk *Abutment*

(Sumber : Nurfauzi, 2022)

Tabel 3.20 Pemilihan Tipe dan Bentuk *Abutment* Menurut Tinggi Pemakaian

Tipe dan Bentuk <i>Abutment</i>	Tinggi Pemakaian (m)					
	0	5	10	15	20	25
Tipe dengan Penopang						
Bentuk T Terbalik						
Tipe Semi Gravitasi						
Tipe Gravitasi						

Sumber : Nurfauzi, (2022)

1. Beban pada *Abutment*

Dalam menentukan desain *abutment*, pertama-tama harus memperhitungkan terlebih dahulu beban yang terjadi pada *abutment* tersebut. Beban yang terjadi pada *abutment* terdiri dari beban struktur atas jembatan dan beban dari struktur bawah jembatan. Berikut ini merupakan beban yang digunakan dalam perencanaan *abutment*.

a. Beban dari Struktur Atas Jembatan

- 1) Beban mati sendiri
- 2) Beban mati tambahan
- 3) Beban lalu lintas
- 4) Beban pejalan kaki
- 5) Beban rem
- 6) Beban angin struktur
- 7) Beban angin kendaraan
- 8) Beban gempa

b. Beban dari struktur Bawah

- 1) Beban mati sendiri
- 2) Tekanan tanah aktif

2. Stabilitas *Abutment*

Gaya dari luar yang terjadi pada *abutment* dapat mengakibatkan terjadinya geser dan guling pada *abutment* tersebut. Oleh karena itu, *abutment* harus dirancang agar mampu menahan gaya geser dan guling yang terjadi. Stabilitas pada *abutment* dibatasi oleh suatu faktor aman (Safety factor) untuk

memastikan keamanannya. Kontrol stabilitas terhadap gaya geser dan gaya guling pada *abutment* dapat dihitung menggunakan rumus sebagaimana berikut ini.

a. Stabilitas geser

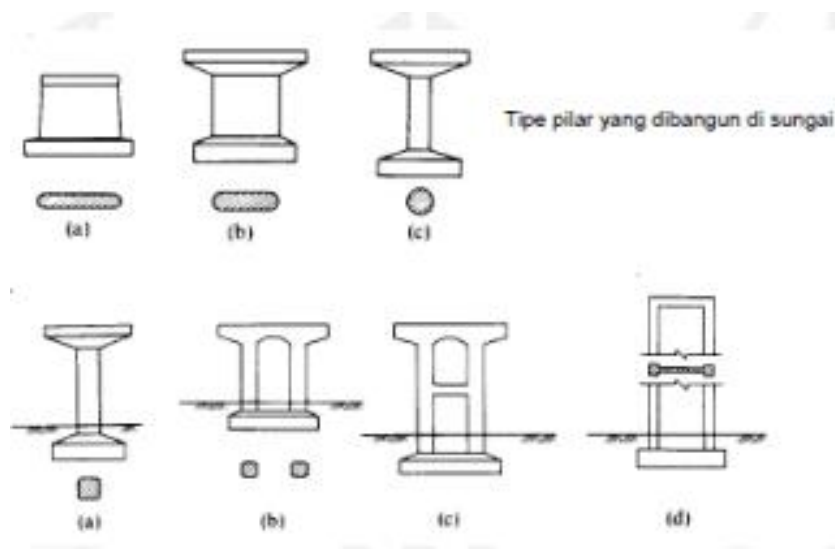
$$SF \text{ Sliding} = R_n \frac{\sum Rh}{\sum P} \geq SF \quad (3.75)$$

b. Stabilitas guling

$$SF \text{ Overtunting} = R_n \frac{\sum Mw}{\sum Mgl} \geq SF \quad (3.76)$$

3.13.2 Pilar

Pilar merupakan struktur bawah pada jembatan yang berfungsi untuk menyalurkan beban vertikal struktur atas jembatan yang diteruskan ke fondasi dan penopang gaya horizontal yang terdapat pada jembatan itu sendiri. Ada beberapa tipe pilar yang digunakan pada perencanaan jembatan sebagaimana Gambar 3.18 berikut ini.



Gambar 3.18 Tipe-Tipe Pilar Jembatan

(Sumber : Nurfauzi, 2022)

1. Beban pada pilar

Dalam menentukan desain pilar, pertama-tama harus memperhitungkan terlebih dahulu beban yang terjadi pada pilar tersebut. Beban yang terjadi pada pilar terdiri dari beban struktur atas jembatan dan beban dari struktur bawah jembatan. Berikut ini merupakan beban yang digunakan dalam perencanaan pilar.

a. Beban dari Struktur Atas Jembatan

- 1) Beban mati sendiri
- 2) Beban mati tambahan
- 3) Beban lalu lintas
- 4) Beban pejalan kaki
- 5) Beban rem
- 6) Beban angin struktur
- 7) Beban angin kendaraan
- 8) Beban gempa

b. Beban dari struktur Bawah

- 1) Beban mati sendiri

2. Stabilitas terhadap pergeseran

$$SF \text{ Sliding} = R_n \frac{\sum Rh}{\sum P} \geq SF \quad (3.77)$$

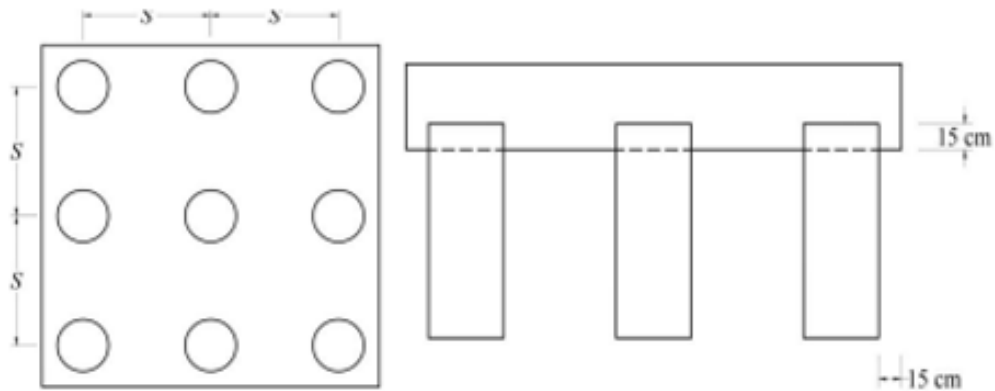
3. Stabilitas terhadap penggulingan

$$SF \text{ Overtuning} = R_n \frac{\sum Mw}{\sum Mgl} \geq SF \quad (3.78)$$

3.13.3 *Pile cap*

Pile cap atau disebut juga sebagai kepala tiang sejatinya merupakan bagian dari struktur bawah seperti *abutment* dan pilar. Hanya saja *pile cap* perlu dibahas secara terpisah mengingat fungsinya yang cukup penting. Menurut (Hardiyatmo 2019) *pile cap* berfungsi untuk menyebarkan beban dari kolom ke tiang- tiang

fondasi. Jarak minimum tiang terluar dengan pinggiran *pile cap* diambil 10- 15 cm. Umumnya ujung atas tiang tertancap minimum sepanjang 15 cm pada pelat *pile cap* seperti pada Gambar 3.19 di bawah ini.

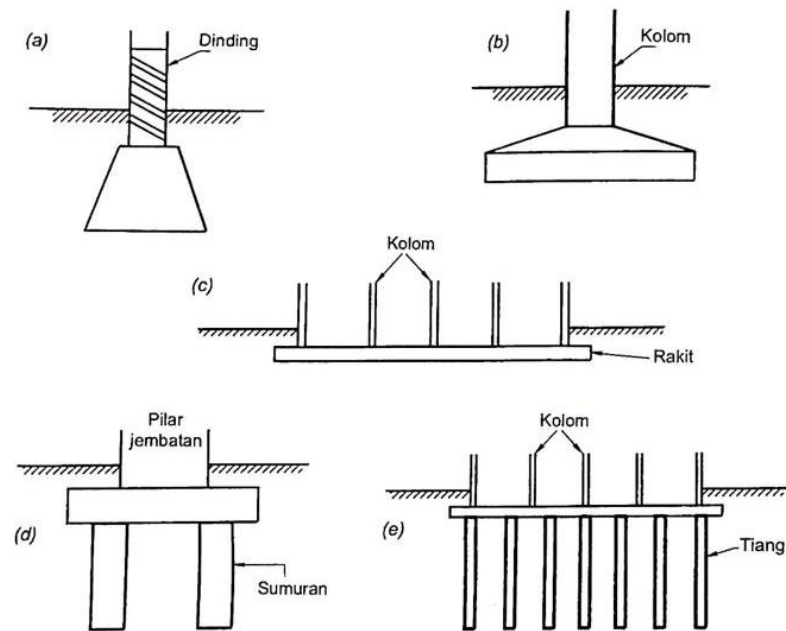


Gambar 3.19 Jarak Antar Fondasi dan Jarak Minimum Tiang Terluar

(Sumber : Hardiyatmo, 2020)

3.13.4 Fondasi

Fondasi adalah bagian terendah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau batuan yang ada dibawahnya. Terdapat dua klasifikasi fondasi, yaitu fondasi dangkal dan fondasi dalam. Fondasi dangkal didefinisikan sebagai fondasi yang mendukung bebannya secara langsung, seperti: fondasi telapak, fondasi memanjang dan fondasi rakit. Fondasi dalam didefinisikan sebagai fondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak relatif jauh dari permukaan, contohnya fondasi sumuran dan fondasi tiang (Hardiyatmo 2020). Macam-macam contoh tipe fondasi ditunjukkan dalam Gambar 3.20



Gambar 3.20 Tipe-Tipe Fondasi

(Sumber : Hardiyatmo, 2020)

Bentuk fondasi yang digunakan untuk mendukung struktur bawah jembatan harus dipilih berdasarkan beban struktur bawah dan struktur atas yang ditahan oleh fondasi, jenis dan karakter tanah, dan kedalaman tanah kerasnya. Berikut ini merupakan hal yang perlu diperhatikan saat memilih jenis fondasi.

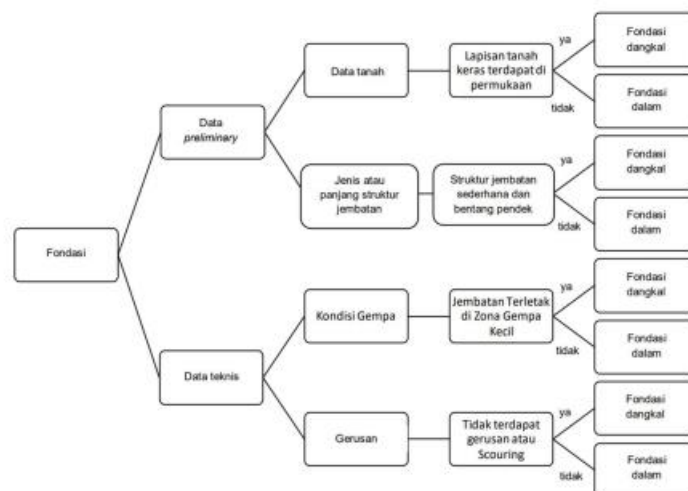
1. Pada daerah gerusan yang besar disarankan untuk tidak menggunakan fondasi langsung. Apabila terpaksa, maka perlu diberikan perlindungan fondasi.
2. Menghindari peletakan fondasi pada daerah gelincir lokal dan global.
3. Jika *abutment* atau pilar harus diletakan di lereng sungai, maka hindari penyebaran gaya dari fondasi *abutment* jatuh ke lereng atau tebing sungai.
4. Gunakan fondasi sesuai dengan kondisi tanah di bawah *abutment* atau pilar jembatan.

Selain beberapa hal yang disebutkan sebelumnya, terdapat juga penentuan lain dalam memilih tipe fondasi yang akan digunakan. Tipe-tipe fondasi yang dapat digunakan pada jembatan secara garis besar ditunjukkan pada Tabel 3.21, Gambar 3.21 dan Gambar 3.22 sebagaimana berikut ini.

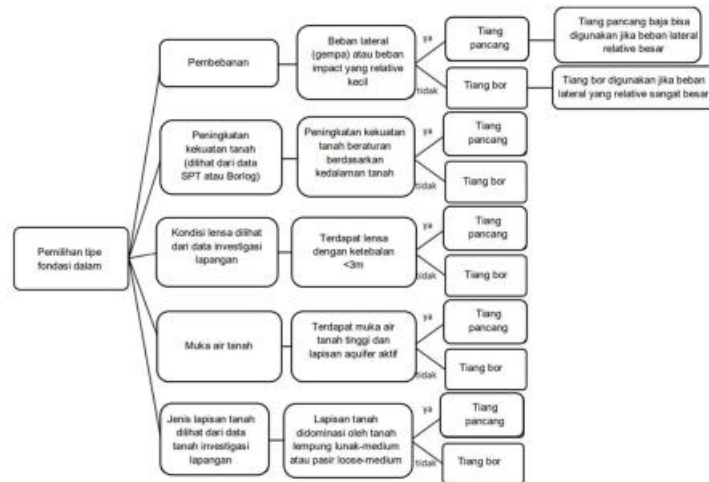
Tabel 3.21 Pemilihan Tipe Fondasi

Ketentuan	Fondasi Langsung	Sumuran	Tiang Pancang				Bored Pile
			Baja Tiang H	Baja Tiang Pipa	Tiang Beton Bertulang Pracetak	Tiang Beton Pratekan Pracetak	Beton Bertulang
Diameter Nominal (mm)	-	3000	100 x 100 - 400 x 400	300 - 600	300 - 600	400 - 600	800 - 1200
Kedalaman Maksimum (m)	5	15	Tidak Terbatas	Tidak Terbatas	30	60	60
Kedalaman Optimum	0,3 - 3	7 - 9	7 - 40	7 - 40	12 - 15	18 - 30	18 - 30
Beban Maksimum ULS (kN) untuk Keadaan Biasa	20000 +	20000 +	3750	3000	2400	3200	6000
Variasi Optimum Beban ULS (kN)	-	-	500 - 1500	600 - 1500	500 - 1000	500 - 5000	500 - 7000

Sumber : Kementerian PUPR (2018)

**Gambar 3.21 Diagram Pemilihan Tipe Fondasi**

(Sumber : Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan, 2021)



Gambar 3.22 Diagram Pemilihan Tipe Fondasi Dalam
 (Sumber : Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan, 2021)

BAB IV

METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

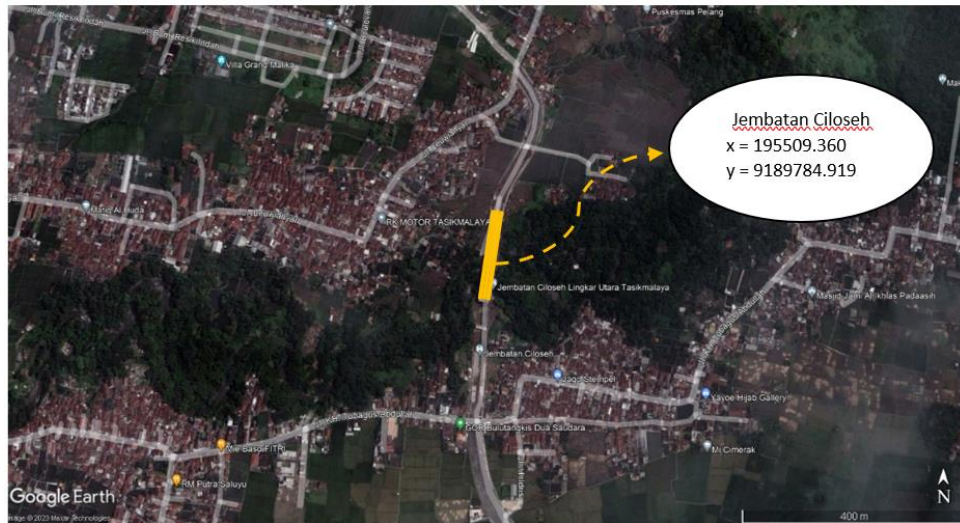
Dalam penelitian ini diawali dengan pengamatan dan pengambilan data. kemudian dari data tersebut diolah melalui proses analisis struktur yang mana dalam hal tersebut dilakukan untuk mendapatkan gaya serta momen yang terjadi pada jembatan ini. Selanjutnya dilakukan pengolahan kembali hingga akhirnya didapatkan suatu desain serta kesimpulan dari penelitian yang telah direncanakan.

4.2 Sumber Data

Adapun data-data yang telah didapatkan sebagaimana berikut.

4.2.1 Lokasi Jembatan

Lokasi jembatan Ciloseh ini berada di Jalan Lingkar Utara Tasikmalaya yang berlokasi di Kampung Cimerak, Desa/Kelurahan Sukaasih, Kecamatan Purbaratu, Kota Tasikmalaya, Provinsi Jawa Barat. Jembatan ini berfungsi untuk menghubungkan dua wilayah yang terpisah karena adanya Sungai Ciloseh yaitu antara ruas Jalan Lingkar Utara dan ruas Jalan Karang Resik. Lokasi Jembatan Ciloseh ini ditunjukkan pada Gambar 4.1 berikut ini.



Gambar 4.1 Lokasi Jembatan Ciloseh

(sumber : Google Earth)

4.2.2 Data Sekunder

Data sekunder merupakan data yang diberikan oleh pemilik data kepada peneliti secara tidak langsung. Data sekunder ini sebelumnya telah diteliti dan diolah oleh orang lain melalui pengamatan langsung di lapangan. Data sekunder ini dapat digunakan sebagai bahan untuk merencanakan jembatan pada penelitian ini. Data sekunder yang digunakan diantaranya sebagaimana berikut ini.

1. Data penyelidikan tanah
2. Data topografi

4.3 Data Jembatan

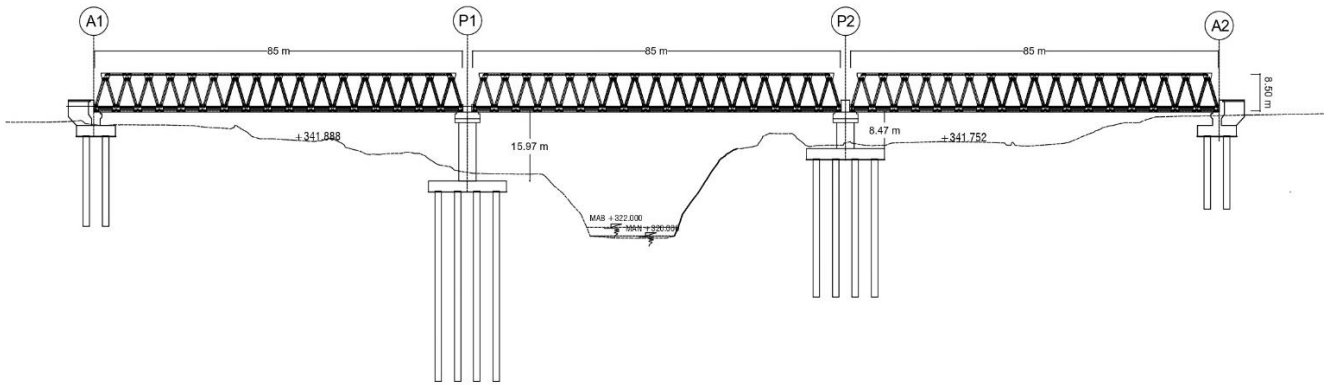
Jembatan Ciloseh ini akan dirancang dengan struktur rangka baja tipe *warren* dengan menggunakan pelat lantai kendaraan beton. Pada penelitian ini akan dilakukan desain jembatan dengan satu bentang dengan panjang 85 m. Pemilihan tersebut didasarkan bahwa jembatan dengan struktur rangka baja cukup efektif dan efisien untuk digunakan pada bentang yang cukup panjang. Kemudian tipe *warren truss* dipilih karena dalam penyebaran beban yang terjadi pada rangka segitiga sama kaki tersebut dapat terdistribusi secara merata pada setiap batangnya. Selain itu jembatan dengan tipe tersebut sangat umum ditemukan. Jembatan ini direncanakan

sebagai jembatan jalan raya dengan kelas jembatan A sehingga memiliki 2 buah jalur dan 2 buah lajur yang mana setiap lajurnya memiliki lebar 3,5 m dengan trotoar yang memiliki lebar masing-masing 1 m. Jembatan ini juga memiliki tinggi bebas lalu lintas sebesar 7,49 m sehingga kendaraan besar mampu melewati jembatan tersebut. Jembatan ini direncanakan tidak membentang penuh, maka terdapat dua pilar di bagian tengahnya dan memiliki dua buah *abutment* yang ditempatkan pada setiap ujungnya. Untuk mendapatkan daya dukung tanah yang cukup, jembatan ini menggunakan fondasi dalam berupa *bore pile*. Berikut merupakan rincian dari data jembatan yang akan dirancang ditampilkan pada Tabel 4.1 Berikut ini.

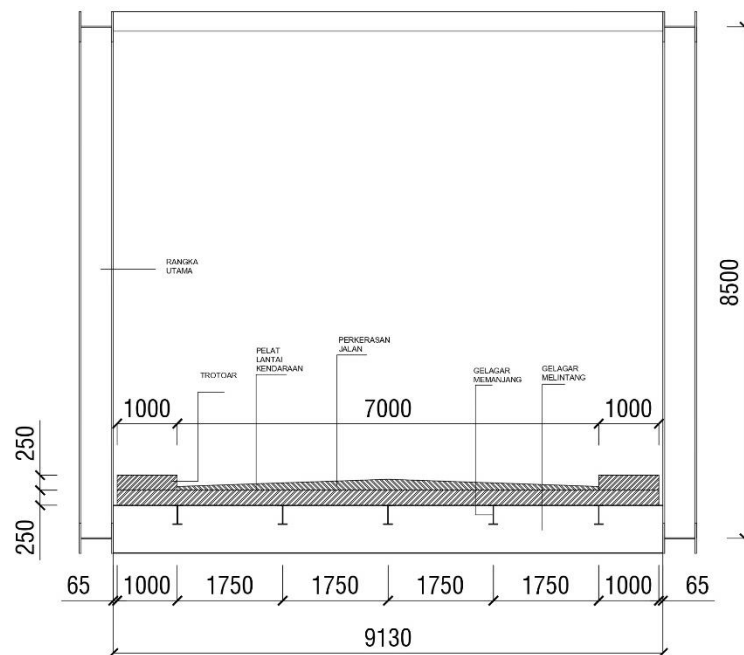
Tabel 4. 1 Rencana Desain Jembatan

Komponen	Keterangan
Tipe struktur jembatan	Rangka baja tipe <i>warren</i>
Fungsi Jembatan	Jembatan jalan raya
Kelas jembatan	Kelas A
Panjang total bentang jembatan desain	255 m
Panjang Satu Bentang Jembatan	85 m
Jumlah Bentang	3 bentang
Lebar Perkerasan Jalan	7 m
Lebar Trotoar	2 x 1 m
Jumlah Lajur	2 lajur
Jumlah <i>Abutment</i>	2 buah
Jumlah Pilar	2 buah
Tinggi Jembatan	8,5 m
Tinggi Bebas Lalu Lintas	7,49 m
Jenis Fondasi	<i>Bore pile</i>

Dari data sebelumnya, maka dapat divisualisasikan supaya lebih jelas dan mudah dipahami. Hal tersebut dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3 mengenai tampak memanjang dan melintang dari jembatan yang direncanakan



Gambar 4.2 Rencana Tampak Memanjang Jembatan



Gambar 4.3 Rencana Tampak Melintang Jembatan

Terdapat data penyelidikan tanah menggunakan *borlog* yang didapat dari data sekunder. Data ini digunakan untuk merencanakan fondasi yang digunakan pada Jembatan Ciloseh. Terdapat 4 buah data penyelidikan tanah yang digunakan

untuk *abutment* dan pilar jembatan, ditunjukkan pada Gambar 4.4, Gambar 4.5, Gambar 4.6, dan Gambar 4.7.

BH01 – ABT1 =SD

BH02 – P1 =SD

BH03 – P2 =SD

BH04 – ABT2 =SD

BORE HOLE NO.
BH-01

DEPTH (Mtr)	G.W.L (Mtr)	BOR PROFILE	VISUAL DESCRIPTION	Sample	S.P.T. Number	STANDARD PENETRATION TEST (ASTM D.1586)														
						N VALUE			NUMBER OF BLOWS											
						15 Cm	30 Cm	45 Cm	N	10	20	30	40	50	60					
1	1.9m		Lanau Pasiran, warna coklat tua, plastisitas tinggi (MH),	Ubs 1																
2					1	3	5	5	10											
3					2	3	6	13	19											
4					3	4	6	34	40											
5			Lanau pasir berkerikil, berwarna abu - abu tua, plastisitas tinggi (MH)	DS 2																
6					3	4	6	34	40											
7			pasir kerikil, berwarna abu-abu tua, gradasi buruk (SP)		4	3	5	6	11											
8					5	23	50	-	50											
9			Lanau pasir berkerikil, berwarna coklat tua, plastisitas rendah (ML)	Ubs 3																
10					6	7	12	12	24											
11			pasir kerikil, berwarna coklat tua, gradasi baik (GW-GM / SW)		7	7	5	4	9											
12					8	14	18	23	41											
13			Pasir, berwarna coklat, bergradasi baik (SW)		9	14	20	23	43											
14					10	17	23	25	48											
15			pasir kerikil, berwarna coklat, gradasi baik (SW)		11	10	12	14	26											
16					12	16	14	15	29											
17			Lanau pasir berkerikil, berwarna coklat tua, plastisitas rendah (ML)		13	19	23	25	48											
18					14	18	20	23	43											
19					15	20	23	26	49											
20					16	19	31	50	50											
21			lanau pasir berwarna coklat tua, plastisitas rendah (ML)		17	26	40	10	50											
22					18	-	-	-	>50											
23																				
24																				
25																				
26																				
27																				
28																				
29																				
30																				
31																				
32																				
33																				
34																				
35																				
36																				
37																				

Gambar 4.4 Data Penyelidikan Tanah BH-01

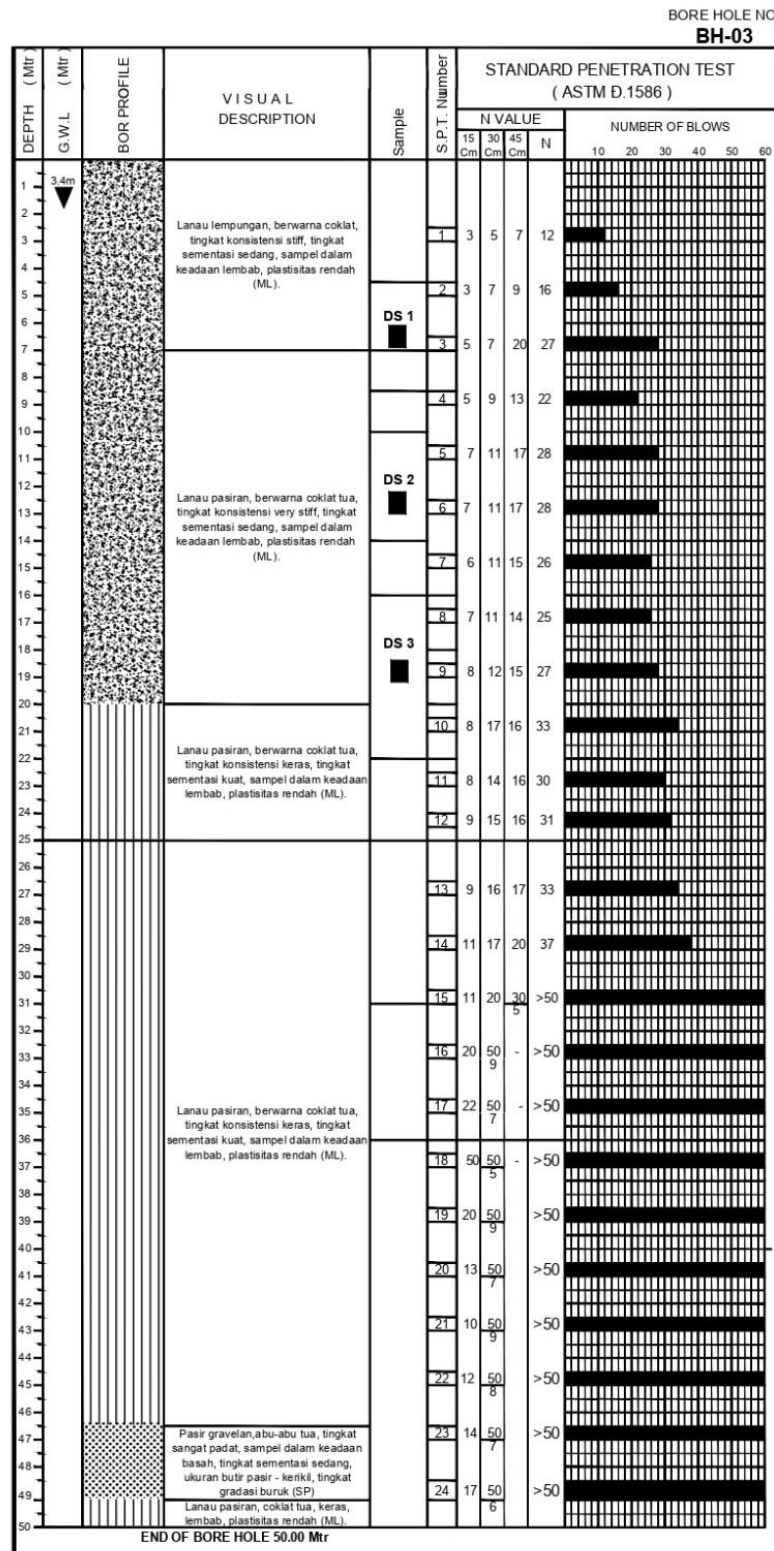
(sumber: Data Proyek, 2021)

BORE HOLE NO.
BH-02

DEPTH (Mtr)	G.W.L (Mtr)	BOR PROFILE	VISUAL DESCRIPTION	Sample	S.P.T. Number	STANDARD PENETRATION TEST (ASTM D.1586)															
						N VALUE				NUMBER OF BLOWS											
						15 Cm	30 Cm	45 Cm	N	10	20	30	40	50	60						
1	1.5m		Batu kerikil berpasir, warna abu-abu tua, Gradasi baik (GW),																		
2					1	20	38	12	50	[Blow count bars]											
3			Lanau pasir, berwarna abu -abu, plastisitas tinggi (MH)																		
4					2	3	5	6	11	[Blow count bars]											
5			Lanau pasir, berwarna abu -abu tua, plastisitas rendah (ML)		3	18	37	13	50	[Blow count bars]											
6					4	22	42	8	50	[Blow count bars]											
7				UDS 1																	
8						5	21	43	7	50	[Blow count bars]										
9						6	18	37	13	50	[Blow count bars]										
10			Batu andesit, berwarna abu abu	UDS 2																	
11					7	20	41	9	50	[Blow count bars]											
12			Pasir lanauan , berwarna Coklat tua, gradasi baik (SW)		8	19	39	11	50	[Blow count bars]											
13					9	50		50	[Blow count bars]												
14					10	11	39	11	50	[Blow count bars]											
15					11	21	50		50	[Blow count bars]											
16					12	23	50		50	[Blow count bars]											
17					13	20	50		50	[Blow count bars]											
18					14	50		50	[Blow count bars]												
19					15	50		50	[Blow count bars]												
20																					
21																					
22																					
23																					
24																					
25																					
26																					
27																					
28																					
29																					
30																					
END OF BORE HOLE 30.00 Mtr																					

Gambar 4.5 Data Penyelidikan Tanah BH-02

(sumber: Data Proyek, 2021)



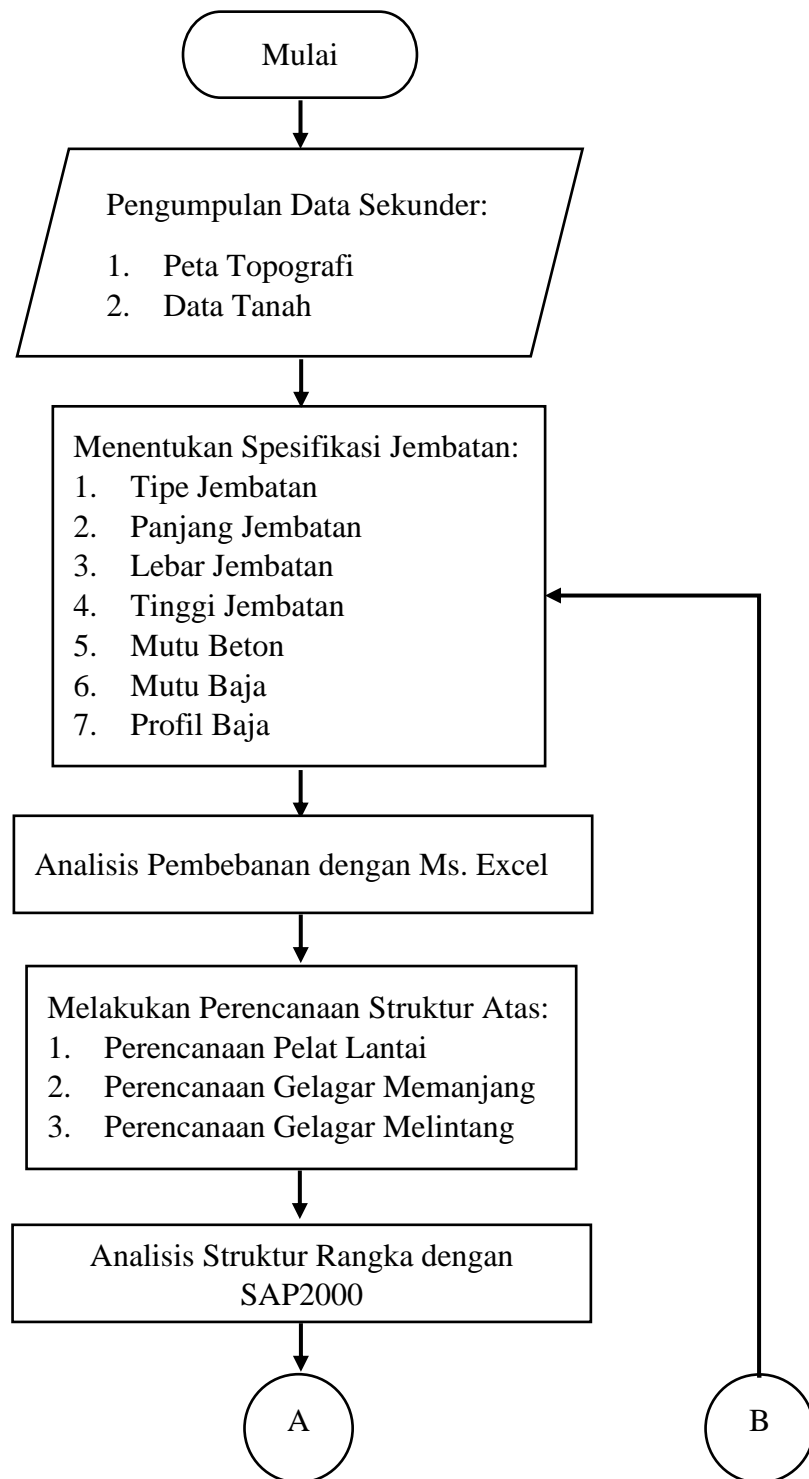
Gambar 4. 6 Data Penyelidikan Tanah BH-03

(sumber: Data Proyek, 2021)

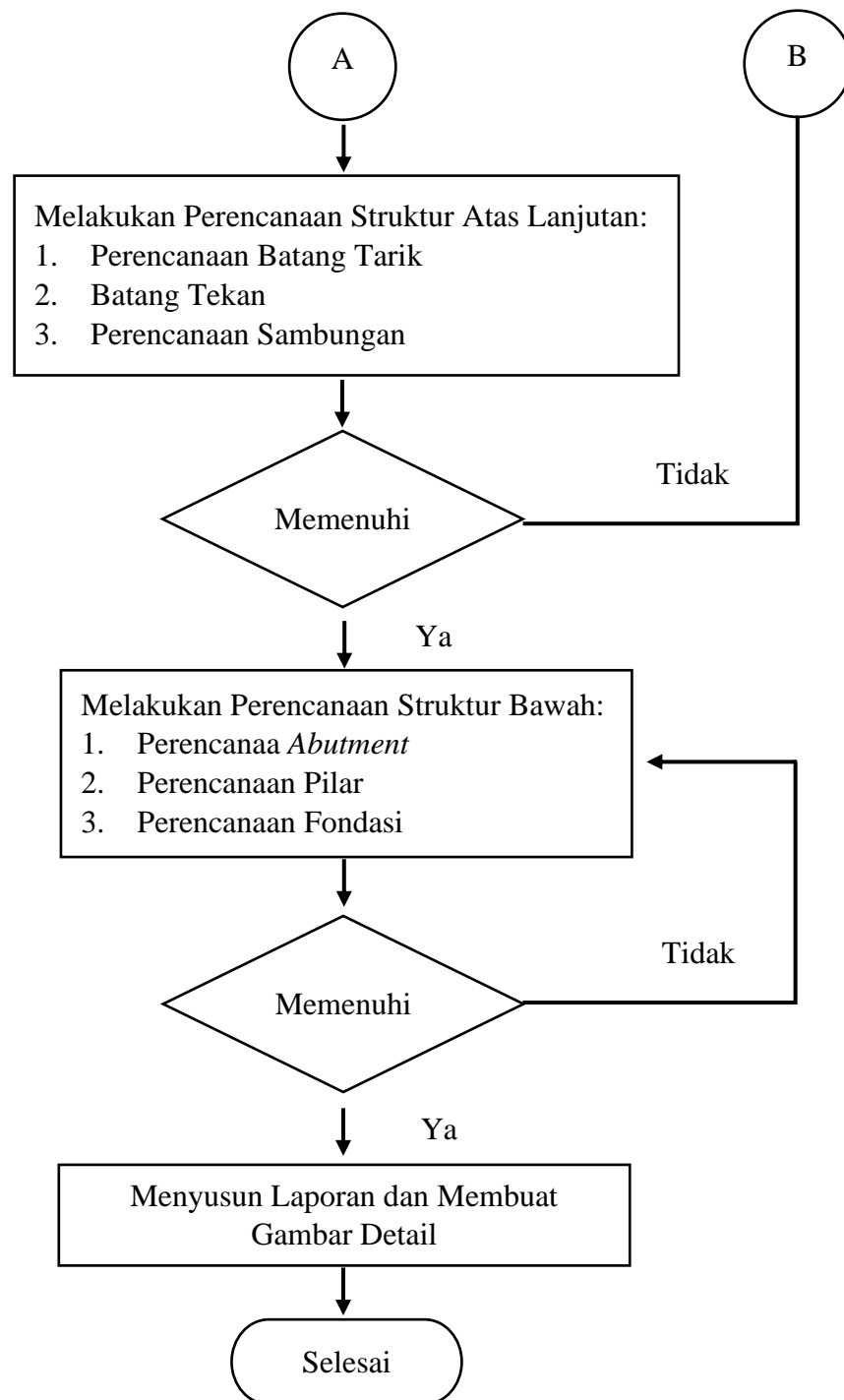
4.4 Tahapan Perencanaan

Adapun bagan alir (*flow chart*) dan tahapan dalam perancangan desain jembatan yang akan dibuat diantaranya yaitu sebagai berikut.

1. Melakukan pengumpulan data sekunder yang dibutuhkan untuk perancangan jembatan yang meliputi peta kontur dan tanah.
2. Menentukan spesifikasi jembatan yang akan dibuat meliputi tipe jembatan, panjang jembatan, lebar jembatan, tinggi jembatan, profil baja yang akan digunakan, mutu beton, dan mutu baja.
3. Melakukan analisis pembebanan menurut SNI 1725-2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan dan dilakukan pengolahan dengan *software* Microsoft Office Excel.
4. Melakukan perencanaan struktur atas jembatan yang meliputi pelat lantai kendaraan, gelagar memanjang, dan gelagar melintang.
5. Melakukan analisis struktur rangka baja menggunakan *software* SAP2000 v14.
6. Data sebaran gaya yang didapatkan dari hasil analisis SAP2000 digunakan untuk melakukan perencanaan struktur atas lanjutan yaitu mengenai struktur rangka yang digunakan meliputi batang tarik, batang tekan, dan sambungan.
7. Melakukan perencanaan desain struktur bawah jembatan yang meliputi *abutment*, pilar, dan fondasi.
8. Menyusun laporan hasil desain dan membuat gambar detail jembatan yang telah dibuat.



Gambar 4.8 Bagan Alir Perencanaan



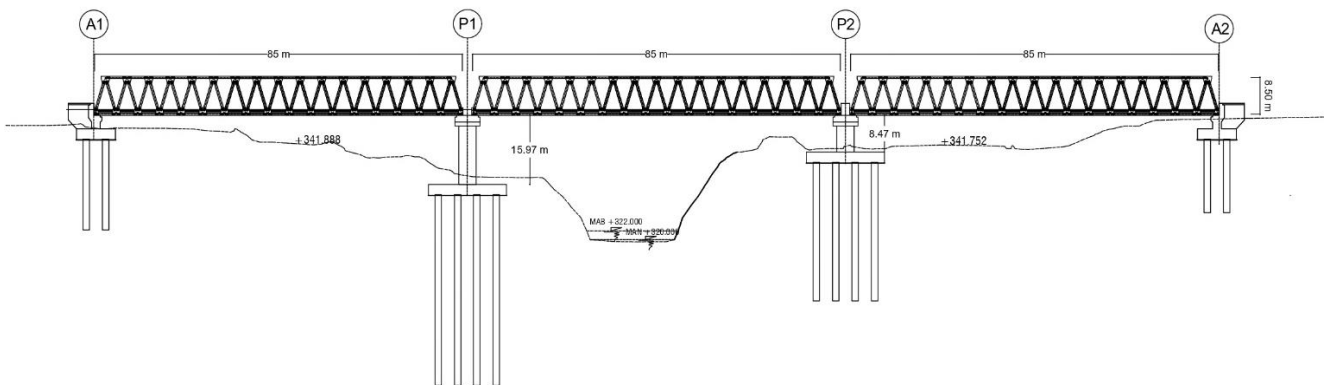
Lanjutan Gambar 4.8 Bagan Alir Perencanaan

BAB V

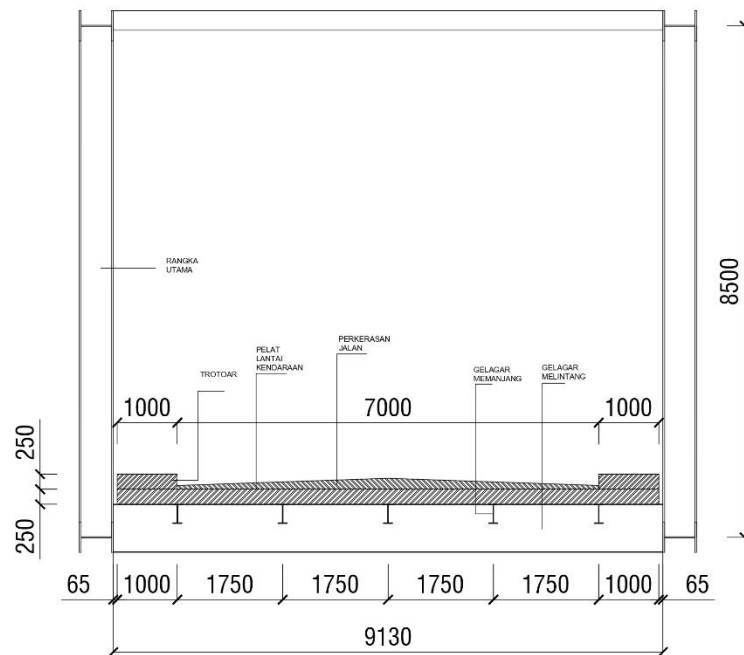
PEMBAHASAN

5.1 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

Bangunan atas jembatan merupakan struktur yang langsung memikul beban dari kendaraan. Selanjutnya beban ini disalurkan ke bangunan struktur bawah jembatan. Dalam proses perhitungan yang dilakukan pada saat perencanaan jembatan meliputi perencanaan pelat lantai, trotoar, gelagar memanjang, gelagar melintang, rangka utama, ikatan angin dan sambungan. Rangka tersebut dibagi menjadi 17 segmen yang masing-masing segmen berjarak 5 m. Panjang ruas yang digunakan sesuai standar desain jembatan rangka yang digunakan Bina Marga. Gambar 5.1 dan 5.2 dibawah ini merupakan bentuk struktur bagian atas jembatan



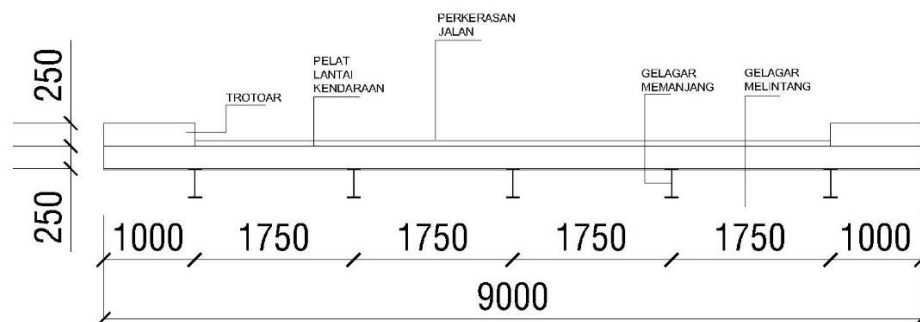
Gambar 5.1 Potongan Memanjang Jembatan



Gambar 5.2 Potongan Melintang Jembatan

5.1.1 Perencanaan Pelat Lantai

Pelat lantai merupakan bagian dari struktur atas jembatan yang berfungsi sebagai jalur kendaraan dan pejalan kaki. Pada penelitian ini pelat lantai yang direncanakan menggunakan struktur beton bertulang. Bentuk pelat lantai kendaraan dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut.



Gambar 5.3 Potongan Melintang Pelat Lantai

1. Data perencanaan pelat lantai kendaraan

Berikut merupakan data yang digunakan dalam perencanaan pelat lantai.

- a. Mutu Beton (f_c') = 30 MPa
- b. Tebal trotoar (h_2) = 0,25 m
- c. Tebal lapis perkerasan jalan (h_3) = 0,05 m
- d. Tebal genangan air hujan (h_4) = 0,05 m
- e. Lebar trotoar (b) = 1 m
- f. Berat jenis beton (γ_b) = 24 kN/m³
- g. Berat jenis aspal (γ_a) = 22 kN/m³
- h. Berat jenis air (γ_w) = 10 kN/m³
- i. Panjang tinjauan (l) = 1 m

2. Penentuan tebal pelat

Menurut RSNI T-12 2004, nilai tebal pelat lantai kendaraan harus diambil nilai terbesar diantara berikut ini.

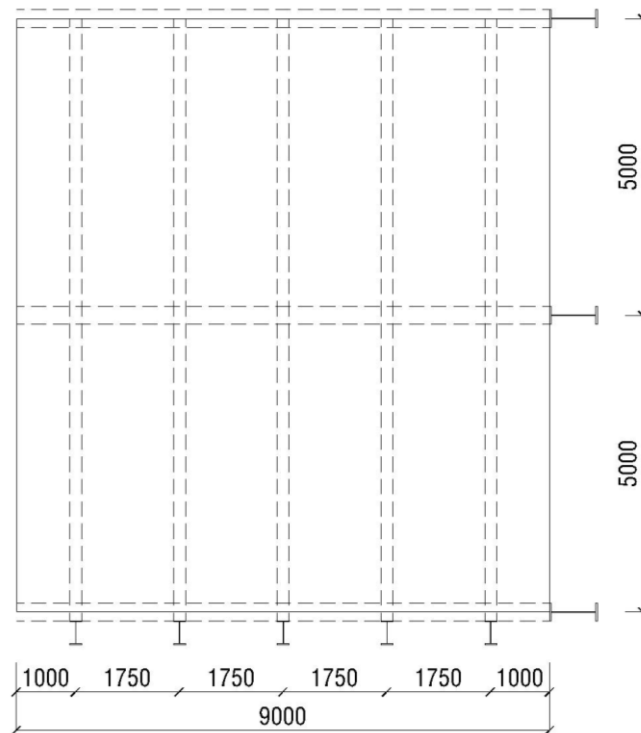
- a. $t_{s_{min1}} \geq 200 \text{ mm}$
- b. $t_{s_{min1}} \geq (100 + 40L) \text{ mm}$
 $\geq (100 + 40 \times 1,75)$
 $\geq 170 \text{ mm}$

dari kedua ketentuan tersebut didapatkan tebal minimum pelat lantai sebesar 200 mm. Tebal pelat lantai yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

$$t_s = 250 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

3. Penentuan tipe pelat

Sebelum memulai perencanaan, penting untuk mengetahui tipe pelat yang digunakan. Perhitungan penentuan pelat yang digunakan ditunjukkan pada Gambar 5.4, selain gambar pelat lantai.



Gambar 5.4 Tampak Atas Pelat Lantai Kendaraan

$$L_x = 1750 \text{ mm}$$

$$L_y = 5000 \text{ mm}$$

$$L_y/L_x = \frac{5000}{1750}$$

$$= 2,86 > 2 \quad \text{(Pelat Satu Arah)}$$

Pelat satu arah digunakan karena perbandingan sisi terpanjang dan terpendek lebih besar dari 2.

4. Pembebanan

Pembebanan pada pelat lantai kendaraan yaitu beban mati sendiri berupa pelat lantai yang terbuat dari beton bertulang, selanjutnya untuk beban mati tambahan berupa trotoar, lapis perkerasan jalan, dan genangan air hujan, serta beban hidup berupa beban truk T dan beban pejalan kaki. Untuk memudahkan dalam perencanaan, maka pelat lantai ditinjau sebesar 1 m secara memanjang. Berikut merupakan perhitungan pembebanan pelat lantai kendaraan.

a. Beban mati sendiri (*MS*)

Berat pelat lantai

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{pelat}} &= \gamma b \times l \times t s \\
 &= 24 \times 1 \times 0,25 \\
 &= 6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban mati tambahan (*MA*)

1) Berat trotoar

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{trotoar}} &= \gamma b \times l \times h^2 \\
 &= 24 \times 1 \times 0,25 \\
 &= 6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Lapis perkerasan jalan

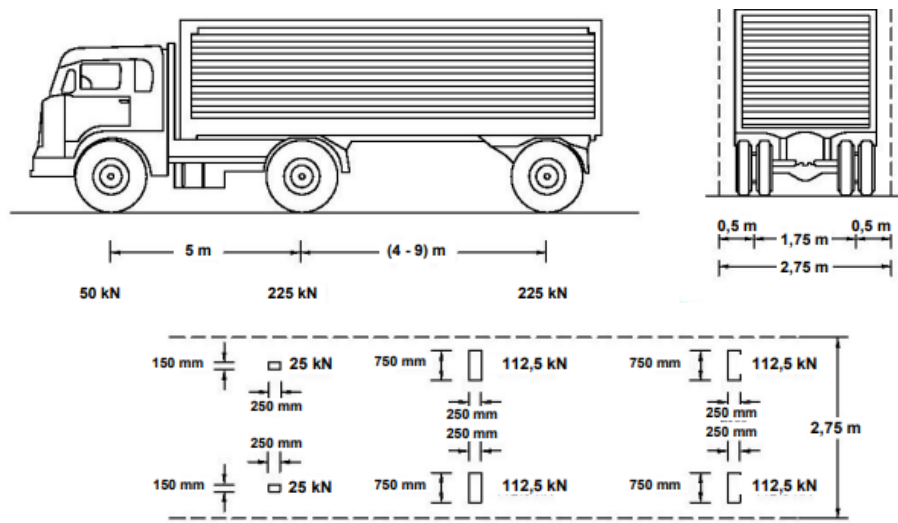
$$\begin{aligned}
 Q_{\text{aspal}} &= \gamma b \times l \times h^3 \\
 &= 22 \times 1 \times 0,05 \\
 &= 1,1 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3) Genangan air hujan

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{air hujan}} &= \gamma b \times l \times h^4 \\
 &= 10 \times 1 \times 0,05 \\
 &= 0,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c. Beban truk (*TT*)

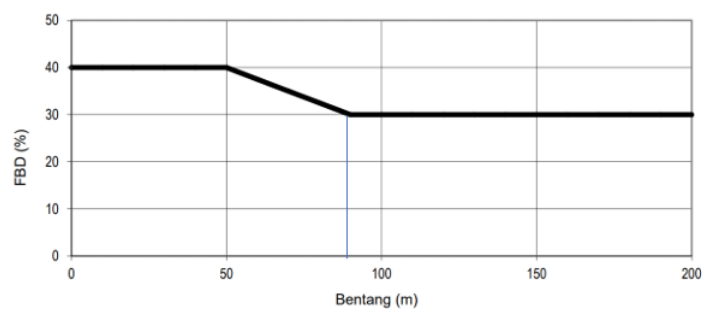
Beban truk diambil dari sebuah truk yang memiliki berat 500 kN. Berat tersebut tersebar melalui gandar dan yang terdapat pada truk tersebut. lebar gandar pada truk tersebut yaitu 1750 mm. Penempatan beban truk *TT* disesuaikan untuk memaksimalkan hasil momen pada pelat lantai. Berikut merupakan ilustrasi beban truk *TT* yang ditampilkan pada Gambar 5.5.



Gambar 5.5 Beban Truk

(Sumber SNI 1725, 2016)

Dari gambar tersebut, intensitas beban truk satu roda sebesar 112,5 kN. Nilai tersebut dikalikan dengan faktor beban dinamis (FBD) yang menunjukkan bahwa truk tersebut bergerak dinamis pada jembatan. Nilai faktor beban dinamis dapat diketahui dengan grafik faktor beban dinamis sebagaimana Gambar 5.6 berikut ini,



Gambar 5.6 Grafik Faktor Beban Dinamis

(Sumber SNI 1725, 2016)

Dari grafik tersebut diperoleh nilai tambah faktor beban dinamis sebesar 30%. Kemudian dilakukan perhitungan untuk mengetahui beban truk sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \text{Intensitas beban truk } TT &= 112,5 \text{ kN} \\
 \text{Faktor beban dinamis} &= 30 \% \\
 P_{TT} &= TT \times (100\% + FBD) \\
 &= 112,5 \times (100 + 30)\% \\
 &= 146,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Beban pejalan kaki (TP)

Trotoar yang memiliki lebar lebih dari 600 mm harus direncanakan memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kN/m². Sehingga perhitungan beban pejalan kaki dapat dihitung berikut ini.

$$\begin{aligned}
 Q_{TP} &= q \times l \\
 &= 5 \times 1 \\
 &= 5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

e. Rekapitulasi beban

Setelah masing-masing beban dihitung, selanjutnya beban tersebut perlu dikalikan dengan faktor beban sesuai dengan jenis bebannya. berikut ini nilai faktor beban yang digunakan serta rekapitulasi beban pada pelat lantai yang ditunjukkan pada Tabel 5.1.

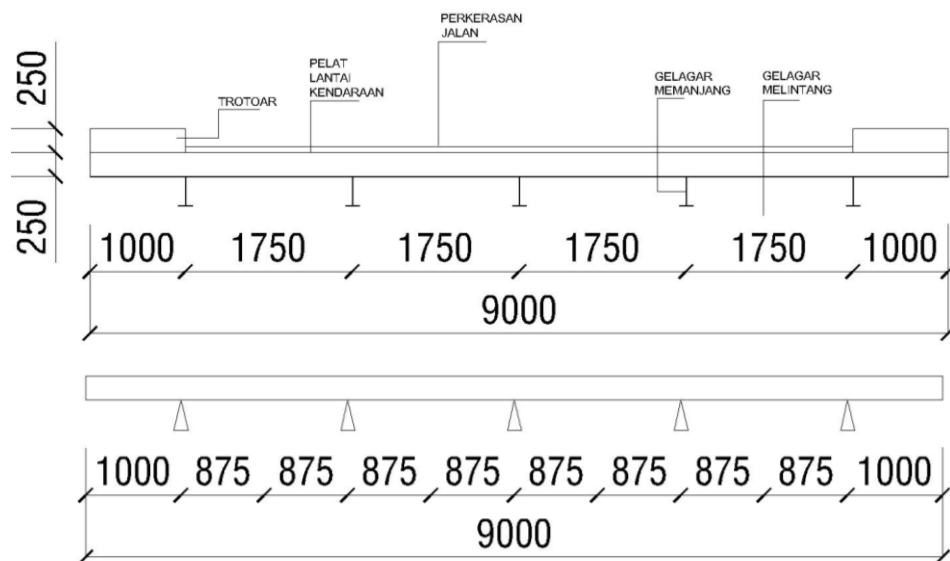
- 1) Faktor beban mati sendiri beton = 1,3
- 2) Faktor beban mati tambahan = 2
- 3) Faktor beban truk pada jembatan baja = 2
- 4) Faktor beban pejalan kaki = 1,8

Tabel 5.1 Rekapitulasi Beban pada Pelat Lantai

Kode Beban	Beban	Q (kN/m)	Faktor Beban	Qu (kN/m)
MS	pelat lantai	6	1,3	7,8
MA	trotoar	6	2	12
	lapis perkerasan	1,1	2	2,2
	Genangan air hujan	0,5	2	1
TP	pejalan kaki	5	1,8	9
Jenis	Beban	P (kN)	Faktor beban	Pu (kN)
TT	Beban Truk	146,25	2	292,5

5. Analisis struktur

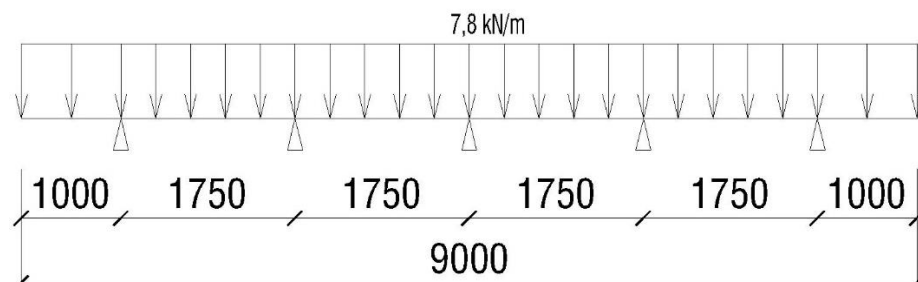
Setelah perhitungan pembebanan selesai, selanjutnya dilakukan analisis struktur untuk mengetahui momen yang terjadi dengan menggunakan *software* SAP2000. Pelat dimodelkan sebagai struktur menerus dengan tumpuan sendi di atas gelagar memanjangnya. Berikut merupakan hasil dari pemodelan yang dilakukan dalam analisis struktur yang ditunjukkan pada Gambar 5.7.



Gambar 5.7 Permodelan Analisis Struktur Pelat Lantai

a. Beban mati sendiri

Input beban mati sendiri pelat lantai ditunjukkan pada Gambar 5.8 berikut ini.

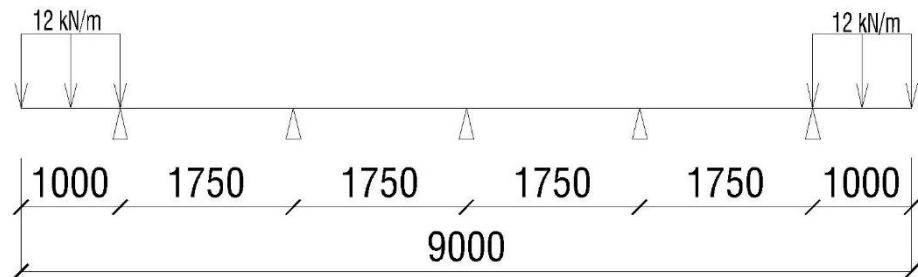


Gambar 5.8 *Input* Beban Mati Sendiri Pelat

b. Beban mati tambahan

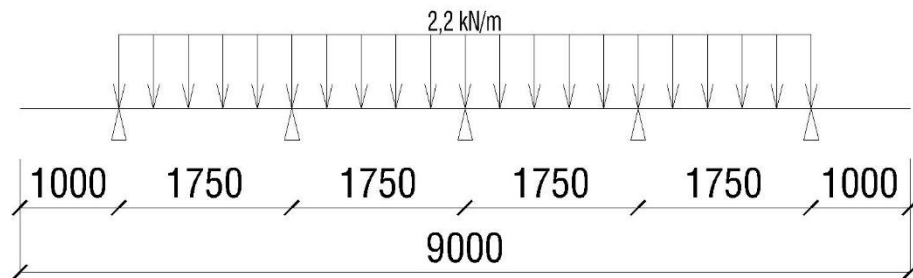
Input beban mati tambahan trotoar, lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan ditunjukkan pada gambar 5.9, 5.10 dan 5.11 berikut ini.

1) Trotoar



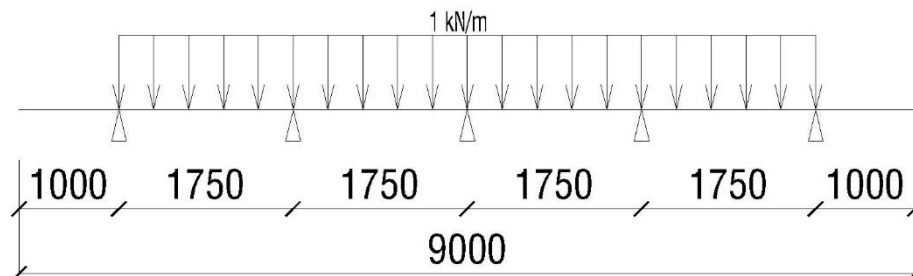
Gambar 5.9 *Input* Beban Mati Tambahan Trotoar

2) Lapis perkerasan jalan



Gambar 5.10 *Input* Beban Mati Tambahan Lapis Perkerasan

3) Genangan air hujan

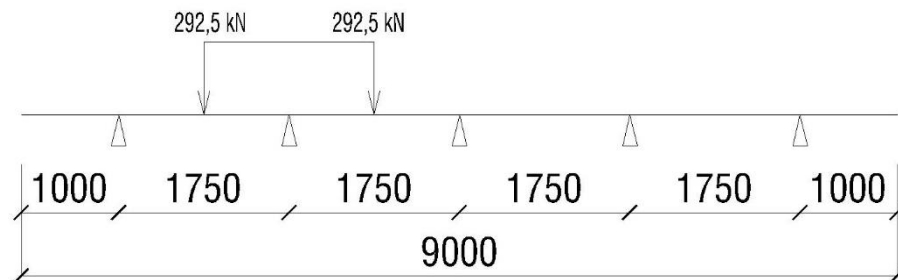


Gambar 5.11 *Input* Beban Mati Tambahan Genangan Air Hujan

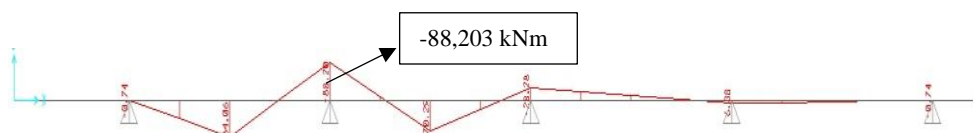
c. Beban truk

Input beban truk dilakukan dengan 2 cara yaitu dengan menggunakan satu buah truk dan dua buah truk, lalu diambil nilai momen paling besar diantara keduanya

1) Satu truk

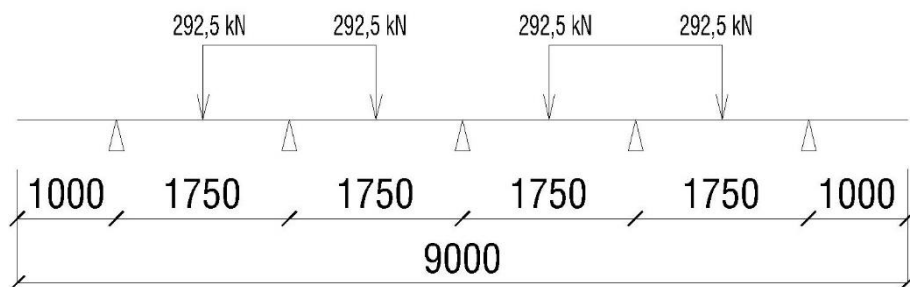


Gambar 5.12 Input Beban 1 Truk

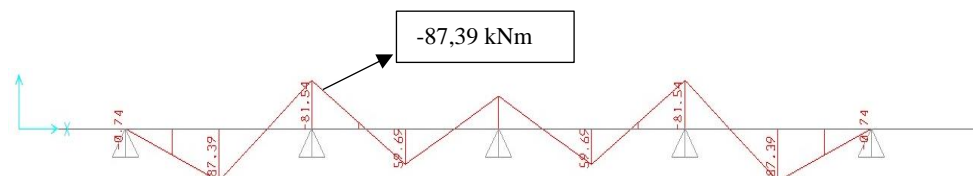


Gambar 5.13 Momen Beban 1 Truk

2) Dua truk



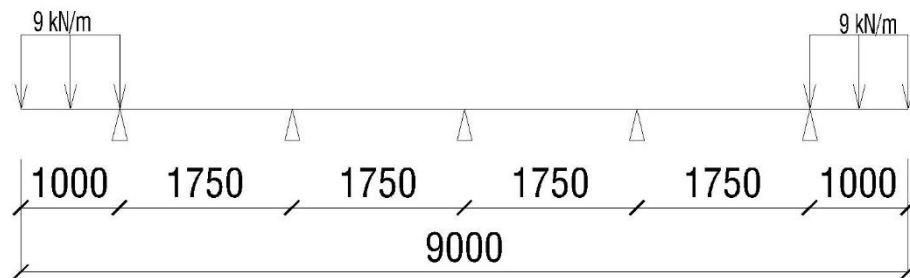
Gambar 5.14 Input Beban 2 Truk



Gambar 5.15 Momen Beban 2

d. Beban pejalan kaki

Input beban pejalan kaki ditunjukkan pada gambar 5.16 berikut ini.



Gambar 5.16 *Input* Beban Pejalan Kaki

Setelah melakukan analisis struktur pada pelat lantai akibat berbagai beban yang ada, selanjutnya dilakukan rekapitulasi momen untuk mendapatkan jumlah momen ultimit yang bekerja. Rekapitulasi momen pada pelat lantai kendaraan ditunjukkan pada Tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.2 Rekapitulasi Beban pada Pelat Lantai

kode beban	Beban	Momen (kNm)	
		positif	negativ
MS	pelat lantai	1,164	4,064
MA	trottoar	1,420	6,050
	lapis perkerasan	0,514	0,744
	genangan air hujan	0,239	0,375
TP	pejalan kaki	0,930	4,550
TT	Beban Truk	84,063	88,203
Jumlah		88,3294	103,9856

6. Penulangan

a. Tulangan momen negatif

1) Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok (d_p) = 16 mm

Kuat tekan beton (f'_c) = 30 MPa

Kuat leleh baja tulangan (f_y) = 420 MPa

Tebal pelat lantai (t_s)	= 250 mm
Selimut beton (s_b)	= 40 mm
Lebar tinjauan (l)	= 1000 mm
Faktor reduksi kuat lentur beton (ϕ)	= 0,8
Momen ultimate (M_u)	= 103,986 kNm

a) Menghitung nilai momen nominal (M_n)

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{103,986}{0,8} \\
 &= 129,982 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b) Menentukan tinggi efektif d

$$\begin{aligned}
 d &= t_s - s_b - (0,5 \times d_p) \\
 &= 250 - 40 - (0,5 \times 16) \\
 &= 202 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) Menghitung nilai R_n

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{l \cdot d^2} \\
 &= \frac{129,982}{1000 \cdot 202^2} \\
 &= 3,186 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

d) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \\
 &= \frac{420}{0,85 \cdot 30} \\
 &= 16,471
 \end{aligned}$$

e) Menghitung rasio tulangan (ρ)

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min 1} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{240} \\
 &= 0,0033
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min 2} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 240}
 \end{aligned}$$

$$= 0,00326$$

Rasio Tulangan pakai

$$\rho_{min} pakai = 0,0033$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 3,186}{f_y}} \right) \\ &= 0,0081 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{perlu} > \rho_{min}$, maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

$$\rho_{pakai} = 0,0081$$

f) Menghitung luas tulangan pokok (A_s)

$$\begin{aligned} A_{Spokok\ 1} &= \rho \times l \times d \\ &= 0,0081 \times 1000 \times 202 \\ &= 1642,004 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{Spokok\ 2} &= \frac{l \times d}{f_y} \\ &= \frac{1000 \times 202}{240} \\ &= 480,952 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{Spokok\ pakai} = 1642,004 \text{ mm}^2$$

g) Menghitung jarak tulangan pokok (S)

$$\begin{aligned} S_{pokok} &= \frac{A1d \times l}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{1642,004} \\ &= 122,449 \end{aligned}$$

$$S_{pokok\ pakai} = 100 \text{ mm}$$

h) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{A1d \times l}{S_{pakai}} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{100} \end{aligned}$$

$$= 2010,619 \text{ mm}^2$$

Sehingga $As' > As = \text{Aman}$

Maka tulangan pokok **D16-100**

2) Tulangan bagi

$$\text{Diameter tulangan bagi } (ds) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Tinjauan } (l) = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat } (ts) = 250 \text{ mm}$$

a) Menghitung luas tulangan bagi (As)

$$As_{bagi\ 1} = 50\% \times As \text{ pokok}$$

$$= 50\% \times 1642,004$$

$$= 821,002 \text{ mm}^2$$

$$As_{bagi\ 2} = 0,002 \times l \times ts$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 250$$

$$= 500 \text{ mm}^2$$

$$As_{bagi\ \text{pakai}} = 821,002 \text{ mm}^2$$

b) Menghitung jarak tulangan bagi (S)

$$S_{bagi} = \frac{A1d \times l}{As}$$

$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000}{821,002}$$

$$= 161,671 \text{ mm}$$

$$S_{maks\ 1} = 5 \times ts$$

$$= 5 \times 250$$

$$= 1250 \text{ mm}$$

$$S_{maks\ 2} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{bagi\ \text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

c) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$As' = \frac{A1d \times l}{Spakai}$$

$$= \frac{88,55}{0,8}$$

$$= 884,882 \text{ mm}^2$$

Sehingga $As' > As = \text{Aman}$

Maka tulangan pokok **D13-150**

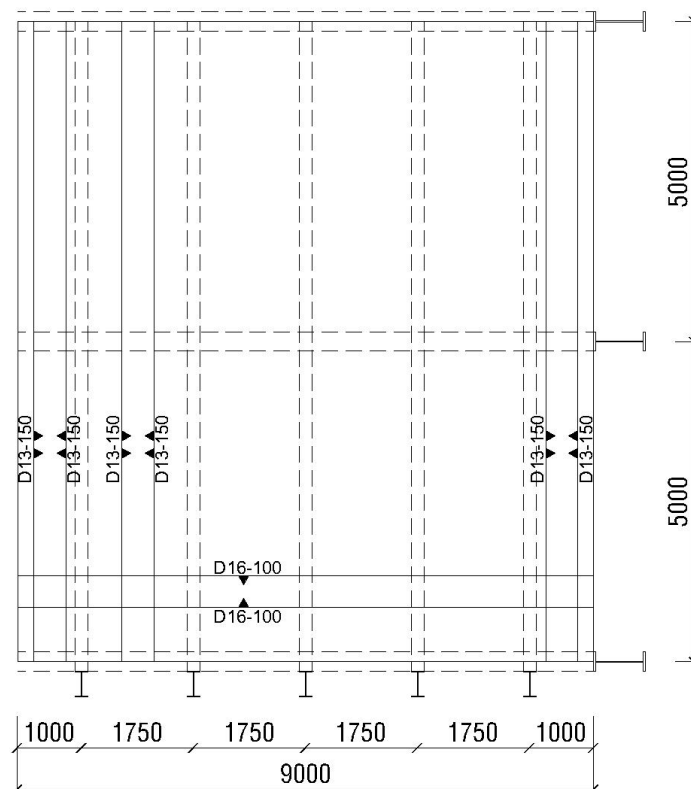
7. Rekapitulasi Tulangan Pelat

Setelah dilakukan perhitungan, maka didapatkan kebutuhan tulangan pelat lantai sebagaimana yang ditampilkan pada Tabel 5.3 berikut ini

Tabel 5.3 Rekapitulasi Beban pada Pelat Lantai

Bagian	Tulangan Pokok	Tulangan Bagi
Pelat momen positif (bawah)	D16 - 100	D13 - 150
Pelat momen negatif (atas)	D16 - 100	D13 - 150

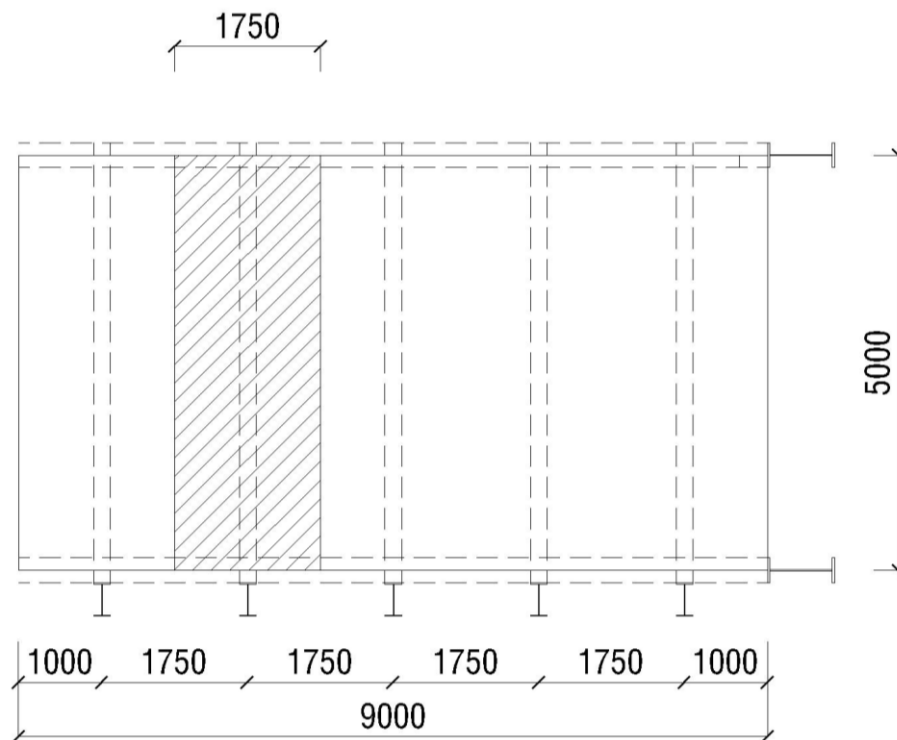
Dari hasil rekapitulasi tersebut, dibuatkan gambar penempatan tulangan sebagaimana Gambar 5.17 berikut ini.



Gambar 5.17 Tulangan Pelat Lantai Kendaraan

5.1.2 Perencanaan Gelagar Memanjang

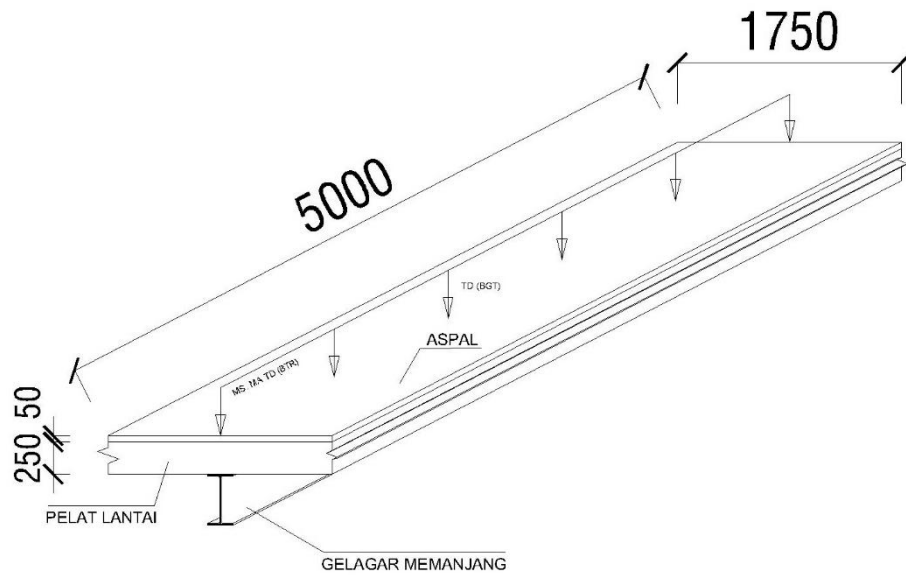
Gelagar memanjang merupakan bagian struktur baja yang bersifat komposit dengan pelat lantai kendaraan di atasnya. Gelagar memanjang ini menerima gaya lentur dalam menahan bebannya. Beban tersebut nantinya akan diteruskan ke ujung gelagar memanjang menuju gelagar melintang. Bentuk tinjauan gelagar memanjang dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut ini.



Gambar 5.18 Tinjauan Gelagar Memanjang

1. Pembebanan

Beban yang terdapat pada gelagar memanjang diantaranya yaitu beban mati sendiri (*MS*) dari gelagar dan pelat lantai, beban mati tambahan (*MA*) berupa lapis perkerasan jalan dan genangan air hujan, serta beban kendaraan (*TD*) berupa beban terbagi rata dan beban garis terpusat. Penyaluran beban pada gelagar memanjang dapat dilihat pada Gambar 5.19 berikut ini.



Gambar 5.19 Beban Gelagar Memanjang

a. Beban mati sendiri (*MS*)

1) Gelagar memanjang (*MS1*)

Profil baja	= IWF 400x200x8x13
Panjang gelagar (<i>L</i>)	= 5 m
Berat gelagar (<i>W</i>)	= 66 kg/m
	= 0,647 kN/m

2) Pelat lantai (*MS2*)

Tinggi pelat (<i>ts</i>)	= 0,25 m
Lebar pelat (<i>b</i>)	= 1,75 m
Berat jenis beton (γ_b)	= 24 kN/m ³
q_{MS1}	= $\gamma_b \times b \times ts$
	= 24 x 1,75 x 0,25
	= 10,5 kN/m

b. Beban mati tambahan (*MA*)

1) Lapis perkerasan jalan (*MA1*)

Tebal lapis perkerasan (<i>h2</i>)	= 0,05 m
Lebar lapis perkerasan (<i>b</i>)	= 1,75 m
Berat jenis aspal (γ_a)	= 22 kN/m ³

$$\begin{aligned}
 q \text{ lapis perkerasan} &= \gamma a \times b \times h^2 \\
 &= 22 \times 1,75 \times 0,05 \\
 &= 19,25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Air Hujan (*MA2*)

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal genangan air hujan } (h_3) &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Lebar } (b) &= 1,75 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis air } (\gamma_w) &= 10 \text{ kN/m}^3 \\
 q \text{ air hujan} &= \gamma_w \times b \times h^3 \\
 &= 10 \times 1,75 \times 0,05 \\
 &= 0,875 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban lajur (*TD*)1) Beban terbagi merata (*BTR*)

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang jembatan } (L) &= 85 \text{ m} \\
 \text{Lebar } (b) &= 1,75 \text{ m} \\
 \text{BTR} &= 9 \times (0,5 + (15 / L)) \\
 &= 9 \times (0,5 + (15 / 85)) \\
 &= 6,088 \text{ kN/m}^2 \\
 q \text{ BTR} &= \text{BTR} \times b \\
 &= 6,088 \times 1,75 \\
 &= 10,654 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Beban garis terpusat (*BGT*)

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar } (b) &= 1,75 \text{ m} \\
 \text{BGT} &= 49 \text{ kN/m} \\
 \text{Faktor beban dinamis} &= 30\% \\
 P_{BGT} &= b \times \text{BGT} \times \text{FBD} \\
 &= 1,75 \times 49 \times (100+30) \% \\
 &= 111,475 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Rekapitulasi beban

Setelah masing-masing beban dihitung, selanjutnya beban tersebut perlu dikalikan dengan faktor beban sesuai dengan jenis bebannya. berikut ini

nilai faktor beban yang digunakan serta rekapitulasi beban pada pelat lantai yang ditunjukkan pada Tabel 5.4.

- 1) Faktor beban mati sendiri beton = 1,3
- 2) Faktor beban mati sendiri baja = 1,1
- 3) Faktor beban mati tambahan = 2
- 4) Faktor beban truk pada jembatan baja = 2
- 5) Faktor beban pejalan kaki = 1,8

Tabel 5.4 Rekapitulasi Beban pada Gelagar Memanjang

Kode Beban	Beban	Q (kN/m)	Faktor Beban	Qu (kN/m)
MS	Gelagar memanjang	0,647	1,1	0,712
	pelat lantai	10,5	1,3	13,65
MA	lapis perkerasan	1,925	2	3,85
	Genangan air hujan	0,875	2	1,75
TD	<i>BTR</i>	10,654	2	21,309
Total Beban Merata (Qu)				41,271
Jenis	Beban	P (kN)	Faktpr beban	Pu (kN)
TD	<i>BGT</i>	111,475	2	222,950
Total Beban Terpusat (Pu)				222,950

2. Perhitungan momen ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Momen } ultimate (Mu) &= \left(\frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2\right) + \left(\frac{1}{4} \cdot P \cdot L\right) \\
 &= \left(\frac{1}{8} \cdot 41,271 \cdot L^2\right) + \left(\frac{1}{4} \cdot 222,950 \cdot L\right) \\
 &= 407,659 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

3. Perhitungan gelagar memanjang

Profil baja = IWF 400x200x8x13

Tegangan maksimum beton ($F'c$) = 30 MPa

Tegangan leleh baja profil (Fy) = 410 MPa

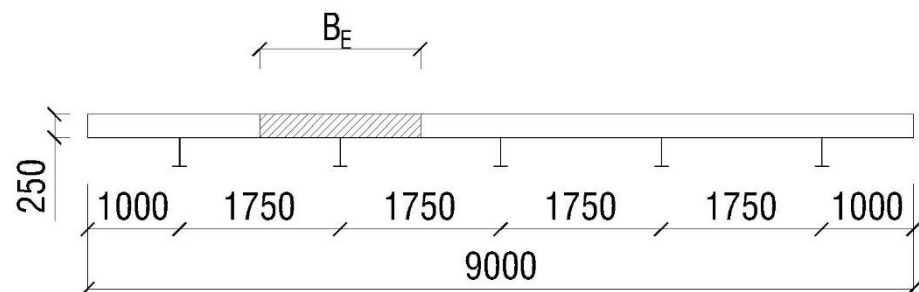
Tinggi (h) = 400 mm

Lebar (b) = 200 mm

Tebal badan (t_w)	= 8 mm
Tebal sayap (t_f)	= 13 mm
Berat (w)	= 66 kg/m
Luas penampang (A_s)	= 8412 mm ²
Tebal pelat lantai (t_s)	= 250 mm

a. Lebar efektif pelat lantai (b_E)

Berikut ini merupakan penampang melintang dalam menentukan lebar efektif pelat yang ditunjukkan pada Gambar 5.20



Gambar 5.20 Lebar Efektif Pelat

Lebar pelat lantai (L_2) = 9000 mm

Jarak antar gelagar memanjang (b_0) = 1750 mm

Lebar efektif pelat yang digunakan merupakan nilai terkecil diantara kedua persamaan berikut ini.

$$\begin{aligned}
 b_{E1} &\leq L_2/4 \\
 &= 9000/4 \\
 &= 2250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_{E1} &\leq b_0 \\
 &= 1750 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

dari kedua persamaan tersebut, didapatkan nilai terkecil pada b_{E2} sehingga nilai lebar efektif pelat diambil sebagaimana berikut.

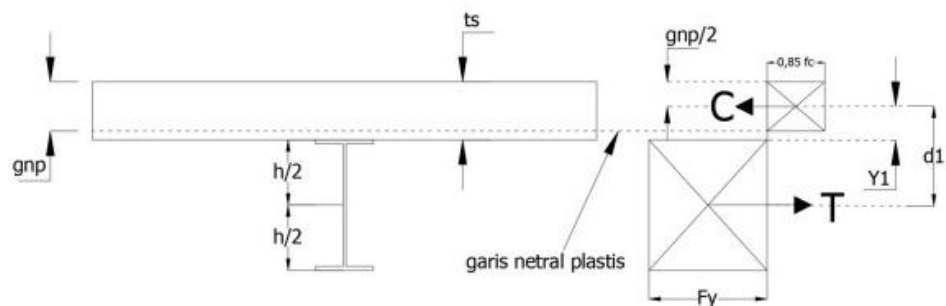
$$b_{E1} = 1750 \text{ mm}$$

b. Klasifikasi profil badan

$$\begin{aligned}
 \lambda_w &= h/t_w \\
 &= 400/8
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 50 \\
 \lambda_w &= 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 3,76 \sqrt{\frac{200.000}{410}} \\
 &= 83,045
 \end{aligned}$$

Karena $\lambda_w < \lambda_{pw}$, maka profil badan kompak sehingga momen nominal yang digunakan yaitu momen plastis. Untuk menghitung momen plastis, terlebih dahulu harus mengetahui posisi sumbu netral plastis pada struktur balok komposit tersebut. Distribusi tegangan plastis dan posisi sumbu netral plastis dapat dilihat pada Gambar 5.21 berikut ini.



Gambar 5.21 Distribusi Tegangan Plastis

c. Luas penampang beton (A_c)

$$\begin{aligned}
 A_c &= ts \times b_E \\
 &= 250 \times 1750 \\
 &= 437500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

d. Resultan gaya maksimum

1) Resultan gaya tekan maksimum (C)

$$\begin{aligned}
 C &= 0,85 \times F_c' \times A_c \\
 &= 0,85 \times 30 \times 437500 \\
 &= 11156250 \text{ N}
 \end{aligned}$$

2) Resultan gaya tarik maksimum (T)

$$T = F_y \times A_s$$

$$= 410 \times 8412$$

$$= 3448920 \text{ N}$$

Karena $C > T$, maka garis netral plastis berada pada pelat lantai.

- 3) Jarak garis netral plastis ke tepi atas pelat beton (gnp)

$$gnp = \frac{F_y \times A_s}{0,85 \times F_c' \times b \times E}$$

$$= \frac{410 \times 8412}{0,85 \times 30 \times 1750}$$

$$= 77,287 \text{ mm}$$

- 4) Jarak dari tepi atas profil baja ke resultan gaya tekan beton (YI)

$$YI = t_s - 0,5 \times gnp$$

$$= 250 - 0,5 \times 77,287$$

$$= 211,357 \text{ mm}$$

- 5) Jarak dari resultan gaya tekan beton ke resultan gaya tarik baja (dI)

$$dI = YI + (0,5 h)$$

$$= 211,357 + (0,5 \times 400)$$

$$= 411,357 \text{ mm}$$

- e. Momen nominal lentur balok komposit

$$\phi Mn = \phi Mp = \phi \times F_y \times A_s \times dI$$

$$= 0,9 \times 410 \times 8412 \times 411,357$$

$$= 1276862524 \text{ Nmm}$$

$$= 1276,863 \text{ kNm}$$

- f. Cek keamanan profil terhadap momen

$$\phi Mn = 1276,863 \text{ kNm}$$

$$Mu = 407,659 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn > Mu \quad \mathbf{Aman!}$$

- g. Penghubung geser (*shear connector*)

Menurut SNI 1729 (2015) ada beberapa syarat terkait penggunaan *shear stud* yaitu :

- Diameter *shear stud* $< 2,5$ tebal pelat sayap (tf)
- Jarak longitudinal antar *shear stud* $> 6 \times \phi_{stud}$
- Jarak transversal antar *shear stud* $> 4 \times \phi_{stud}$

- Jarak maksimal antar *shear stud* = 8 x tebal pelat,

Maka jenis *shear stud* yang digunakan adalah “S3L *Shear Connectors*” produksi *Nelson Stud Welding*.

Diameter stud (d_{stud}) = 19 mm

Tengangan sayap profil (Fu_{stud}) = 450 MPa

Tebal sayap profil baja (tf) = 13 mm

$\phi_{stud} < 2,5 tf$

19 < 2,5 x 13

19 < 32,5 OK

1) Kuat geser nominal satu stud

$Rg = 1$

$Rp = 0,75$

$Qn1 = 0,5 \times A_{sa} \times \sqrt{f_c' \times E_c}$

$= 0,5 \times 1/4\pi \times 19^2 \times \sqrt{30 \times 4700\sqrt{30}}$

$= 124582,476 \text{ N}$

$Qn2 = Rg \times Rp \times A_{sa} \times Fu_{stud}$

$= 1 \times 0,75 \times 1/4\pi \times 19^2 \times 450$

$= 116955,6604 \text{ N}$

$Qn \text{ pakai} = 116955,6604 \text{ N}$

$= 116,956 \text{ kN}$

2) Gaya geser perlu

$V' = Fy \times As$

$= 410 \times 8412$

$= 3448920 \text{ N}$

$= 3448,920 \text{ kN}$

3) Jumlah stud (n)

$N = V'/Qn$

$= 3448,920 / 116,956$

$= 29,489$

$\approx 32 \text{ Buah}$

4) Jarak pemasangan (S)a) Jarak longitudinal minimal antar stud $> 6 \times \phi_{\text{stud}}$

$$\begin{aligned}
 S1 &= L/0,5n &> 6 \times \phi_{\text{stud}} \\
 &= 312,5 \text{ mm} &> 114 \text{ mm} \quad \mathbf{AMAN!}
 \end{aligned}$$

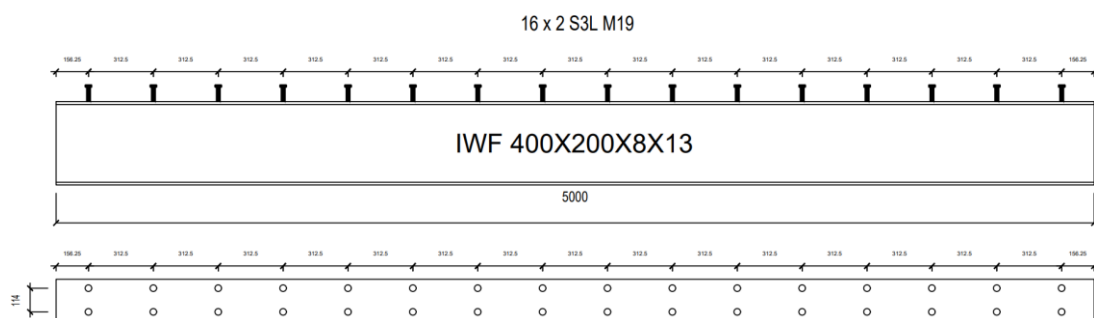
b) Jarak transversal minimal antar stud

$$\begin{aligned}
 S2 &= 4 \times \phi_{\text{stud}} \\
 &= 4 \times 19 \\
 &= 76 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) Jarak maksimal stud

$$\begin{aligned}
 S3 &= 8 \times t_s \\
 &= 4 \times 250 \\
 &= 2000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

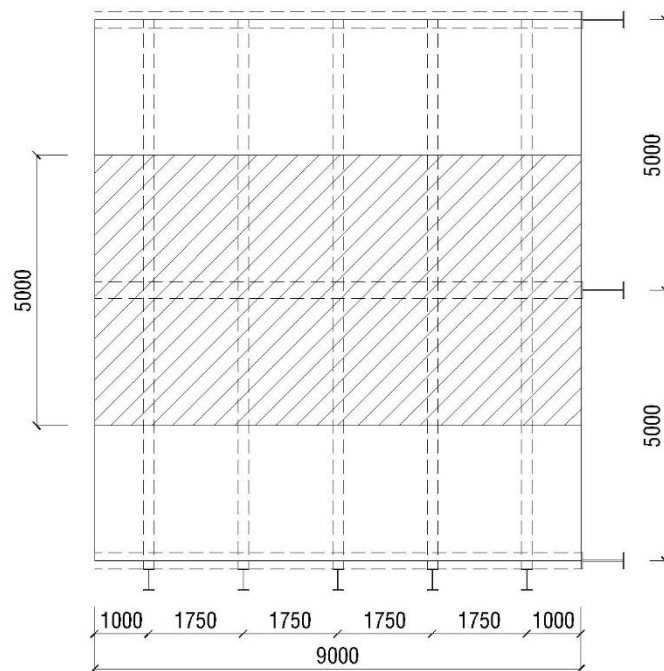
Pemasangan *shear connector* pada gelagar memanjang dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut ini



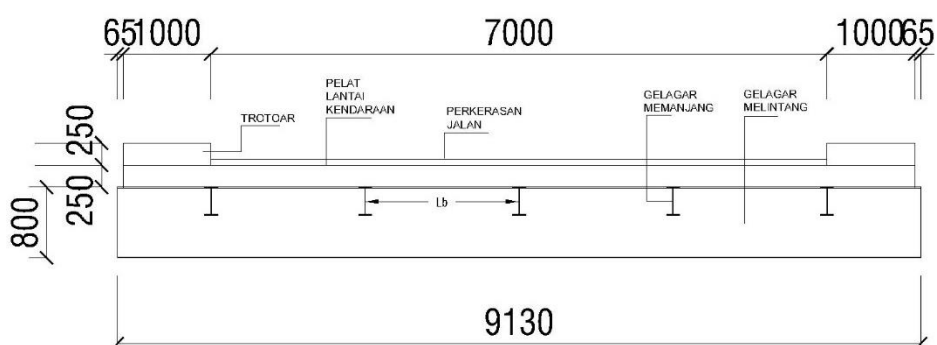
Gambar 5.22 Pemasangan *Shear Connector* pada Gelagar Memanjang

5.1.3 Perencanaan Gelagar Melintang

Gelagar melintang merupakan bagian jembatan rangka baja yang menerima gaya lentur dalam menahan bebannya. Beban tersebut didapatkan dari gelagar memanjang yang menumpu lalu diteruskan ke titik buhul pada rangka baja. Bentuk tinjauan gelagar melintang dapat dilihat pada Gambar 5.23 dan Gambar 5.24 berikut ini.



Gambar 5.23 Tinjauan Gelagar Melintang



Gambar 5.24 Potongan Gelagar Melintang

1. Pembebanan

a. Beban mati sendiri (*MS*)1) Gelagar melintang (*MS1*)

Profil baja = IWF 800x300x14x26

Panjang gelagar (*L*) = 9,13 m

Berat gelagar (*W*) = 207 kg/m

= 2,031 kN/m

2) Gelagar memanjang (*MS2*)

Profil baja = IWF 400x200x8x13

Panjang gelagar (*L*) = 5 m

Berat gelagar (*W*) = 66 kg/m

= 0,647 kN/m

$P_{MS2} = w \times L$

= 0,647 x 5

= 3,237 kN

3) Pelat lantai (*MS3*)

Tinggi pelat (*ts*) = 0,25 m

Lebar pelat (*b*) = 5 m

Berat jenis beton (γ_b) = 24 kN/m³

$q_{MS1} = \gamma_b \times b \times h$

= 24 x 5 x 0,25

= 30 kN/m

b. Beban mati tambahan (*MA*)1) Berat trotoar (*MA1*)

Tebal trotoar (*h2*) = 0,25 m

Lebar trotoar (*b*) = 5 m

Berat jenis beton (γ_b) = 24 kN/m³

$q_{MA1} = \gamma_b \times b \times h$

= 24 x 5 x 0,25

= 30 kN/m

2) Lapis perkerasan jalan (*MA2*)

$$\begin{aligned} \text{Tebal lapis perkerasan } (h_3) &= 0,05 \text{ m} \\ \text{Lebar tinjauan } (b) &= 5 \text{ m} \\ \text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ q \text{ lapis perkerasan} &= \gamma_b \times b \times h \\ &= 22 \times 5 \times 0,05 \\ &= 5,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Air Hujan (*MA3*)

$$\begin{aligned} \text{Tebal genangan air hujan } (h_4) &= 0,05 \text{ m} \\ \text{Lebar tinjauan } (b) &= 5 \text{ m} \\ \text{Berat jenis air } (\gamma_w) &= 10 \text{ kN/m}^3 \\ q \text{ air hujan} &= \gamma_w \times b \times h \\ &= 10 \times 5 \times 0,05 \\ &= 2,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban lajur (*TD*)1) Beban terbagi merata (*BTR*)

$$\begin{aligned} \text{Panjang jembatan } (L) &= 85 \text{ m} \\ \text{Lebar } (b) &= 5 \text{ m} \\ BTR &= 9 \times (0,5 + (15 / L)) \\ &= 9 \times (0,5 + (15 / 85)) \\ &= 6,088 \text{ kN/m}^2 \\ q \text{ BTR} &= BTR \times b \\ &= 6,088 \times 5 \\ &= 30,441 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Beban garis terpusat (*BGT*)

$$\begin{aligned} BGT &= 49 \text{ kN/m} \\ \text{Faktor beban dinamis} &= 30\% \\ \text{Faktor beban } (\gamma_{TD}) &= 2 \\ q_{BGT} &= BGT \times FBD \\ &= 49 \times (100+30) \% \\ &= 63,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Beban pejalan kaki (*TP*)

$$\begin{aligned} \text{Panjang trotoar } (h_2) &= 5 \text{ m} \\ \text{Intensitas beban pejalan kaki} &= 5 \text{ kN/m}^3 \\ Q_{TP} &= q \times h \\ &= 5 \times 5 \\ &= 25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

e. Rekapitulasi beban

Setelah masing-masing beban dihitung, selanjutnya beban tersebut perlu dikalikan dengan faktor beban sesuai dengan jenis bebannya. berikut ini nilai faktor beban yang digunakan serta rekapitulasi beban pada pelat lantai yang ditunjukkan pada Tabel 5.5.

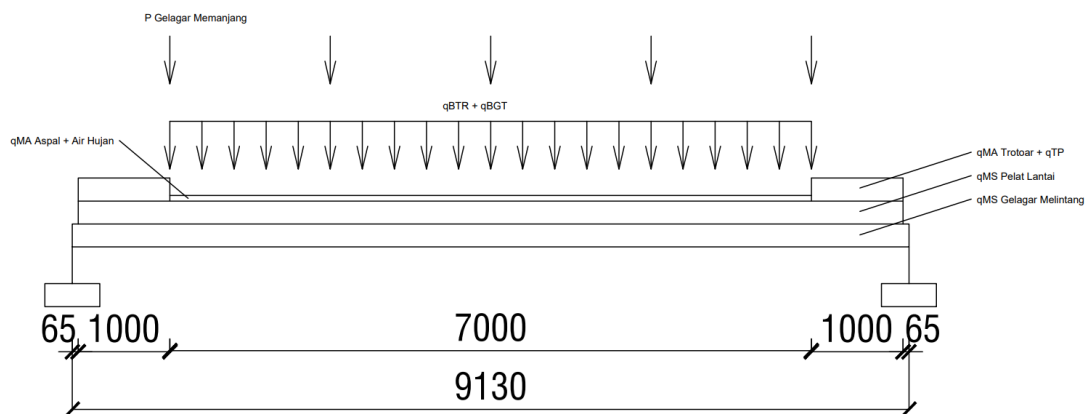
- 6) Faktor beban mati sendiri beton = 1,3
- 7) Faktor beban mati sendiri baja = 1,1
- 8) Faktor beban mati tambahan = 2
- 9) Faktor beban truk pada jembatan baja = 2
- 10) Faktor beban pejalan kaki = 1,8

Tabel 5.5 Rekapitulasi Beban pada Gelagar Melintang

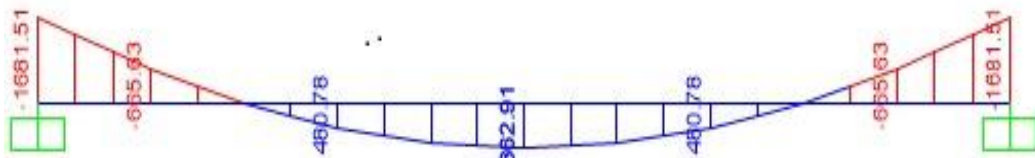
Kode Beban	Beban	Q (kN/m)	Faktor Beban	Qu (kN/m)
MS	Gelagar melintang	2,031	1,1	2,234
	pelat lantai	30	1,3	39
MA	Trotoar	30	2	60
	lapis perkerasan	5,5	2	11
	Genangan air hujan	2,5	2	5
TD	<i>BTR</i>	30,441	2	60,882
	<i>BGT</i>	63,7	2	127,400
TP	Beban pejalan kaki	25	1,8	45
Jenis	Beban	P (kN)	Faktor beban	Pu (kN)
MS	Gelagar memanjang	3,237	1,1	3,561

2. Perhitungan momen ultimate

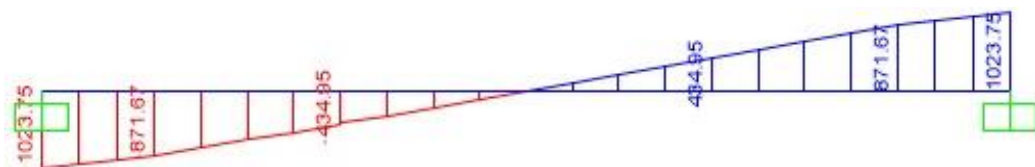
Perhitungan momen dan gaya geser dilakukan pada SAP2000 yang diasumsikan gelagar melintang sebagai balok terjepit pada bagian ujungnya terhadap rangka baja. Berikut ini merupakan gambar pembebanan, grafik BMD, dan grafik SFD yang ditunjukkan pada Gambar 5.25, Gambar 5.26 dan Gambar 5.27.



Gambar 5.25 Beban Gelagar Melintang



Gambar 5.26 BMD Gelagar Melintang



Gambar 5.27 SFD Gelagar Melintang

Maka diperoleh:

$$M_u = 1681,514 \text{ kNm}$$

$$V_u = 1023,749 \text{ kN}$$

3. Perhitungan gelagar melintang

Profil baja	= IWF 800x300x14x26
Tegangan maksimum beton ($F'c$)	= 30 MPa
Tegangan leleh baja profil (Fy)	= 410 MPa
Tinggi (h)	= 800 mm
Lebar (b)	= 300 mm
Tebal badan (tw)	= 14 mm
Tebal sayap (tf)	= 26 mm
Berat (w)	= 66 kg/m
Luas penampang (As)	= 26072 mm ²
Momen inersia X	= 2826000000 mm ⁴
Momen inersia Y	= 117200000 mm ⁴
Radius girasi X	= 329,203 mm
Radius girasi Y	= 67,038 mm
Modulus elastis X	= 7063839 mm ³
Modulus elastis Y	= 781140,3 mm ³
Modulus plastis X	= 7995464 mm ³
Modulus plastis Y	= 1206652 mm ³
Panjang sokongan terkekang (Lb)	= 1750 mm

a. Cek klasifikasi profil

1) Sayap

$$\begin{aligned}\lambda_f &= \frac{0,5 \times b}{t_f} \\ &= \frac{0,5 \times 300}{26} \\ &= 5,769\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{pf} &= 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 0,38 \sqrt{\frac{200.000}{410}} \\ &= 8,393\end{aligned}$$

$$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= \sqrt{\frac{200,000}{410}}$$

$$= 22,086$$

2) Badan

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w}$$

$$= \frac{800}{14}$$

$$= 53,769$$

$$\lambda_{fw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 3,76 \sqrt{\frac{200,000}{410}}$$

$$= 83,045$$

$$\lambda_{rw} = 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 5,7 \sqrt{\frac{200.000}{410}}$$

$$= 125,892$$

Karena $\lambda_w < \lambda_{pw}$ dan $\lambda_w < \lambda_{rw}$, maka profil badan kompak dan tidak langsing.

Terdapat tiga kondisi yang mungkin terjadi pada baja apabila terjadi lentur yaitu leleh umum, tekuk torsi-lateral, dan tekuk lokal. Akan tetapi karena profil sayap dan profil badan memiliki penampang kompak, maka yang perlu diperhatikan hanya kondisi batas leleh umum dan tekuk torsi-lateral.

b. Kuat lentur leleh umum (plastis sempurna)

$$M_p = Z_x \times F_y$$

$$= 7995464 \times 410$$

$$= 32781400204 \text{ Nmm}$$

$$= 3278,140 \text{ kNm}$$

c. Kuat lentur tekuk torsi lateral

1) Konstanta pembengkokan

$$\begin{aligned}
 C_w &= \frac{I_y \times h_o^2}{4} \\
 &= \frac{117200000 \times (800-26)^2}{4} \\
 &= 1,875 \times 10^{13}
 \end{aligned}$$

2) Radius girasi efektif

$$\begin{aligned}
 r_{ts} &= \sqrt{\frac{I_y \times h_o}{2 \times S_x}} \\
 &= \sqrt{\frac{117200000 \times (800-26)}{2 \times 7063839}} \\
 &= 80,131 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Konstanta torsi

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{1}{3} \times [(2 \times t f^3 \times b) + (t w^3 \times h_o)] \\
 &= \frac{1}{3} \times [(2 \times 26^3 \times 300) + (14^3 \times (800 - 26))] \\
 &= 4223152 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

4) Batas Panjang tak terbreis kondisi leleh

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 1,76 \times 67,038 \times \sqrt{\frac{200000}{410}} \\
 &= 2605,906
 \end{aligned}$$

5) Batas Panjang tak terbreis kondisi tekuk torsi lateral

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{J}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,76F_y}{E}\right)^2}}$$

$$\begin{aligned}
 A &= 1,95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0,7F_y} \\
 &= 1,95 \times 80,131 \times \frac{200000}{0,7 \times 410} \\
 &= 108888,397
 \end{aligned}$$

$$B = \sqrt{\frac{J}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,76F_y}{E}\right)^2}}$$

$$= \sqrt{\frac{4223152}{7063839 \times (800-26)} + \sqrt{\left(\frac{4223152}{7063839 \times (800-26)}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,76 \times 410}{200000}\right)^2}}$$

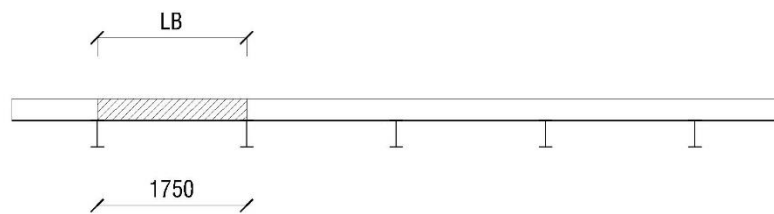
$$= 0,067472$$

$$L_r = A \times B$$

$$= 108888,397 \times 0,067472$$

$$= 7346,882 \text{ mm}$$

6) Panjang sokongan terkekang



Gambar 5.28 Panjang Tanpa Dibreasing (*LB*) Gelagar Melintang

$$L_b = 1750 \text{ mm}$$

Karena $L_b < L_p < L_r$, maka tidak terjadi tekuk torsi lateral sehingga momen nominal yang digunakan yaitu momen nominal dalam kondisi leleh umum.

d. Cek keamanan profil terhadap momen

$$\phi M_n = 0,9 \times M_p$$

$$= 0,9 \times 3278,140$$

$$= 2950,326 \text{ kNm}$$

$$M_u = 1681,514 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n > M_u \quad \textbf{Aman!}$$

e. Kuat geser balok

1) Rasio tinggi tebal

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$= \frac{800}{14}$$

$$= 57,143$$

$$\begin{aligned}\lambda_{pw1} &= 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 2,24 \sqrt{\frac{200.000}{410}} \\ &= 49,473\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{pw2} &= 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \\ &= 1,1 \sqrt{5,34 \times \frac{200.000}{410}} \\ &= 56,142\end{aligned}$$

2) Menghitung C_v

$$\begin{aligned}C_v &= \frac{\lambda_{pw2}}{\lambda} \\ &= 56,142 / 57,143 \\ &= 0,982\end{aligned}$$

3) Cek keamanan profil terhadap geser

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times 0,6 \times F_y \times A_{web} \times C_v \\ &= 0,9 \times 0,6 \times 410 \times (800 \times 14) \times \\ &= 2706,933 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$V_u = 1023,749 \text{ kNm}$$

$$\phi V_n > V_u \quad \textbf{Aman!}$$

5.1.4 Perencanaan Struktur Rangka Baja

Struktur rangka baja merupakan struktur utama yang digunakan dalam perencanaan jembatan ini. Rangka baja akan menerima dan menahan beban berupa beban aksial berupa gaya tekan dan gaya tarik. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan struktur rangka baja jembatan.

1. Pembebanan

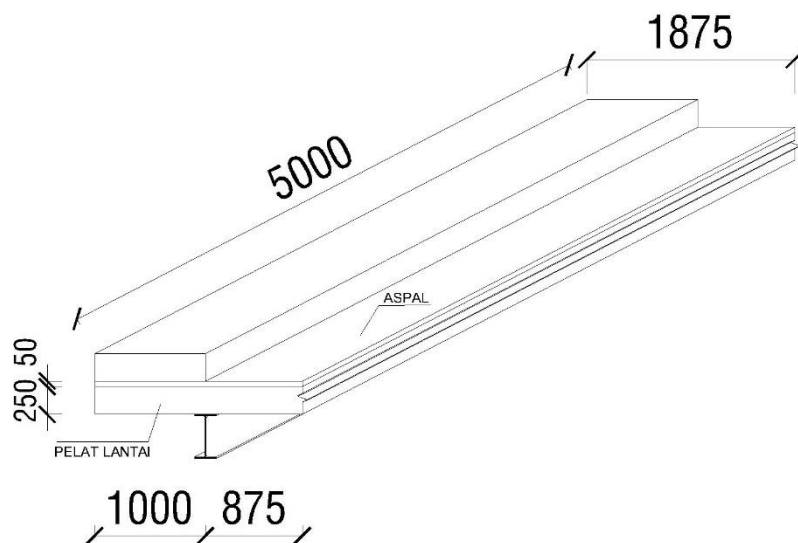
a. Beban mati sendiri (M_S)

1) Berat rangka jembatan

Berat rangka jembatan yang digunakan pada hitungan secara otomatis melalui software SAP2000.

2) Beban pada gelagar memanjang tepi

Pembebanan pada rangka dilakukan sesuai dengan alur penyaluran beban yang terjadi. Bagian jembatan yang pertama kali menerima beban dari kendaraan dan pelat lantai yaitu gelagar memanjang. Perhitungan pembebanan pada rangka ditinjau dari beban yang bekerja pada gelagar memanjang yang kemudian ditransformasikan menjadi beban titik pada gelagar melintang pada setiap tumpuannya. Beban yang terjadi pada gelagar memanjang ujung dapat dilihat pada Gambar 5.28 sebagaimana berikut ini

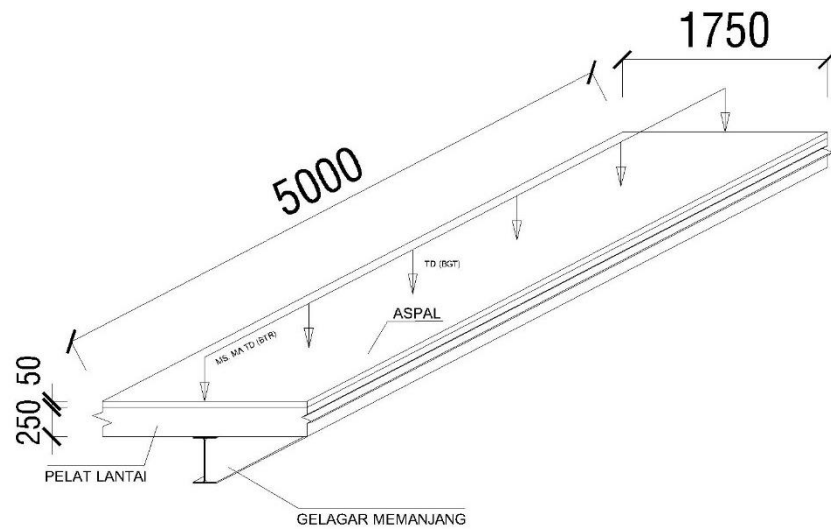


Gambar 5.29 Beban pada Gelagar Memanjang Tepi

Tinggi pelat (ts)	= 0,25 m
Lebar pelat (b)	= 1,875 m
Panjang (l)	= 5 m
Berat jenis beton (γ_b)	= 24 kN/m ³
P_{pelat}	= $\gamma_b \times b \times h \times l$
	= 24 x 1,875 x 0,25 x 5
	= 56,25 kN

3) Berat gelagar memanjang tengah

Beban yang terjadi pada gelagar memanjang tengah dapat dilihat pada Gambar 5.29 sebagaimana berikut ini.



Gambar 5.30 Beban pada Gelagar Memanjang Tengah

Tinggi pelat (ts)	= 0,25 m
Lebar pelat (b)	= 1,750 m
Panjang (l)	= 5 m
Berat jenis beton (γb)	= 24 kN/m ³
P_{pelat}	= $\gamma b \times b \times h \times l$
	= 24 x 1,750 x 0,25 x 5
	= 52,25 kN

b. Beban mati tambahan (MA)

1) Beban pada gelagar memanjang tepi

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati tambahan pada gelagar memanjang ujung.

a) Trotoar

Tebal trotoar (h)	= 0,25 m
Lebar trotoar (b)	= 1 m
Panjang (l)	= 5 m
Berat jenis beton (γb)	= 24 kN/m ³
$P_{trotoar}$	= $\gamma b \times b \times h \times l$
	= 24 x 1 x 0,25 x 5
	= 30 kN

b) Lapis perkerasan jalan

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal lapis perkerasan } (h) &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Lebar lapis perkerasan } (b) &= 0,875 \text{ m} \\
 \text{Panjang } (l) &= 5 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) &= 22 \text{ kN/m}^3 \\
 P_{\text{perkerasan}} &= \gamma_a \times b \times h \times l \\
 &= 22 \times 0,875 \times 0,05 \times 5 \\
 &= 4,813 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Air hujan

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal air hujan } (h) &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Lebar air hujan } (b) &= 0,875 \text{ m} \\
 \text{Panjang } (l) &= 5 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis air } (\gamma_w) &= 10 \text{ kN/m}^3 \\
 P_{\text{air hujan}} &= \gamma_w \times b \times h \times l \\
 &= 10 \times 0,875 \times 0,05 \times 5 \\
 &= 2,188 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d) Berat total

Berat pada gelagar memanjang tepi yaitu sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 P_{\text{total}} &= P_{\text{trotoar}} + P_{\text{perkerasan}} + P_{\text{air hujan}} \\
 &= 30 + 4,183 + 2,188 \\
 &= 37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Beban pada gelagar memanjang tengah

a) Lapis perkerasan jalan

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal lapis perkerasan } (h) &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Lebar lapis perkerasan } (b) &= 1,75 \text{ m} \\
 \text{Panjang } (l) &= 5 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) &= 22 \text{ kN/m}^3 \\
 P_{\text{lapis perkerasan}} &= \gamma_a \times b \times h \times l \\
 &= 22 \times 1,75 \times 0,05 \times 5 \\
 &= 9,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Air hujan

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal air hujan } (h) &= 0,25 \text{ m} \\
 \text{Lebar air hujan } (b) &= 1,75 \text{ m} \\
 \text{Panjang } (l) &= 5 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) &= 24 \text{ kN/m}^3 \\
 P_{\text{perkerasan}} &= \gamma_w \times b \times h \times l \\
 &= 10 \times 1,75 \times 0,05 \times 5 \\
 &= 4,375 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Berat total

Berat pada gelagar memanjang tepi yaitu sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 P_{\text{total}} &= P_{\text{perkerasan}} + P_{\text{air hujan}} \\
 &= 9,625 + 4,375 \\
 &= 14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Beban lajur (*TD*)

1) Beban pada gelagar memanjang tepi

a) Beban terbagi merata (*BTR*)

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang jembatan } (L) &= 85 \text{ m} \\
 \text{Panjang gelagar memanjang } (l) &= 5 \text{ m} \\
 \text{Lebar } (b) &= 0,875 \text{ m} \\
 BTR &= 9 \times (0,5 + (15 / L)) \\
 &= 9 \times (0,5 + (15 / 85)) \\
 &= 6,088 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{BTR} &= BTR \times b \times l \\
 &= 6,088 \times 0,875 \times 5 \\
 &= 26,636 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Beban pada gelagar memanjang tengah

a) Beban terbagi merata (*BTR*)

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang jembatan } (L) &= 85 \text{ m} \\
 \text{Panjang gelagar memanjang } (l) &= 5 \text{ m} \\
 \text{Lebar } (b) &= 1,75 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 BTR &= 9 \times (0,5 + (15 / L)) \\
 &= 9 \times (0,5 + (15 / 85)) \\
 &= 6,088 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{BTR} &= BTR \times b \times l \\
 &= 6,088 \times 1,75 \times 5 \\
 &= 53,272 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3) Beban pada gelagar melintang tengah

a) Beban garis terpusat (*BGT*)

Beban garis terpusat (*BGT*)

$$\begin{aligned}
 BGT &= 49 \text{ kN/m} \\
 \text{Faktor beban dinamis} &= 30\% \\
 \text{Faktor beban } (\gamma_{TD}) &= 2 \\
 P_{BGT} &= BGT \times FBD \\
 &= 49 \times (100+30) \% \\
 &= 63,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Beban pejalan kaki (*TP*)

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang trotoar } (h_2) &= 5 \text{ m} \\
 \text{Intensitas beban pejalan kaki} &= 5 \text{ kN/m}^3 \\
 Q_{TP} &= q \times h \\
 &= 5 \times 5 \\
 &= 25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

e. Beban rem (*TB*)

1) Beban rem 1

$$\begin{aligned}
 \text{Berat gandar truk} &= 125 \text{ kN} \\
 \text{Beban rem 1} &= 25\% \times \text{berat gandar truk} \\
 &= 25\% \times 125 \\
 &= 56,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Beban rem 2

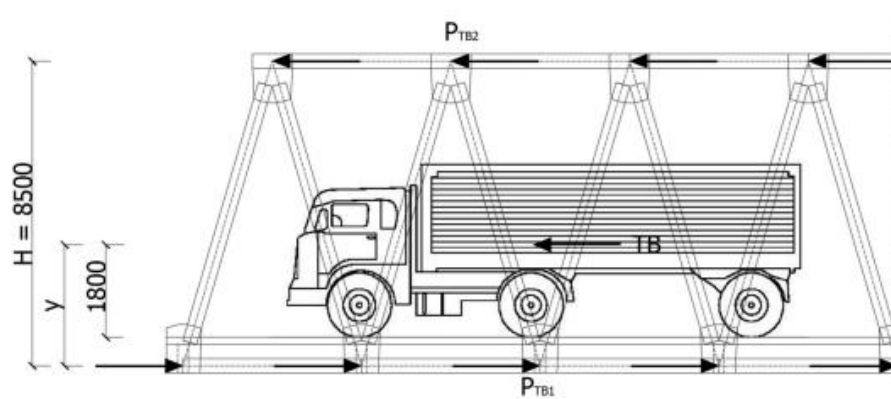
$$\begin{aligned}
 \text{Berat gandar truk } (TT) &= 500 \text{ kN} \\
 BTR &= 6,088 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Lebar jalur } (b) &= 7 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang jembatan } (L) &= 85 \text{ m} \\
 \text{Beban rem 2} &= 5\% \times (TT + (BTR \times b \times L)) \\
 &= 5\% \times (500 + (6,088 \times 7 \times 85)) \\
 &= 206,125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari kedua beban rem tersebut, diambil yang memiliki nilai terbesar yaitu 206,125 kN. Kemudian beban rem tersebut ditempatkan pada lajur yang dilewati oleh kendaraan dengan arah yang sama. Gaya rem ini harus diasumsikan bekerja secara horizontal dengan ketinggian 1800 mm di atas permukaan jalan. Gaya tersebut nantinya akan bekerja pada gelagar memanjang sehingga perlu diketahui lengan gaya dari titik beban rem ke gelagar memanjang.

$$\begin{aligned}
 y &= 1800 + ta + tp + h/2 \\
 &= 1800 + 50 + 250 + 400/2 \\
 &= 2300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

kemudian karena struktur rangka tidak menerima momen, sehingga momen akibat gaya rem diubah menjadi gaya longitudinal pada titik buhul bawah dan titik buhul atas yang saling berkebalikan seperti yang ditunjukkan pada gambar 5.30 berikut ini.



Gambar 5.31 Beban Gaya Rem

Gaya rem tiap titik buhul bawah

$$\begin{aligned}
 \sum M_I &= 0 \\
 [(P_{TB1} \times H) \times \text{joint bawah}] - (TB \times y) &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{TB1} &= \frac{TB \times (H-y)}{H \times \text{joint bawah}} \\
 &= \frac{206,125 \times (8500-2300)}{8500 \times 36} \\
 &= 4,176 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya rem tiap titik buhul atas

$$\begin{aligned}
 \Sigma MI &= 0 \\
 [(P_{TB2} \times H) \times \text{joint atas}] - (TB \times y) &= 0 \\
 P_{TB2} &= \frac{TB \times (H-y)}{H \times \text{joint atas}} \\
 &= \frac{206,125 \times (8500-2300)}{8500 \times 34} \\
 &= 1,64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

f. Beban angin struktur (*EWs*)

Beban angin yang terjadi pada struktur jembatan merupakan tekanan angin horizontal yang diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Beban angin yang terjadi harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan jembatan yang terkena oleh angin. Kondisi permukaan hulu yang digunakan dalam perencanaan beban angin ini diasumsikan pada lahan sub-urban. Kemudian karena tidak memiliki data survey angin, maka kecepatan angin pada elevasi 10000 mm diasumsikan sama dengan angin rencana pada kecepatan dasar. Berikut ini merupakan perhitungan yang digunakan dalam beban angin struktur.

$$\text{Kecepatan gesekan angin } (V_o) = 17,6 \text{ km/jam}$$

$$\text{Kecepatan angin elevasi 1000 m } (V_{10}) = 126 \text{ km/jam}$$

$$\text{Kecepatan angin rencana dasar } (V_B) = 126 \text{ km/jam}$$

$$\text{Elevasi struktur dari permukaan tanah } (Z) = 17000 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang gesekan angin di hulu jembatan } (Z_o) = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Tekanan angin dasar tekan } (P_B \text{ tekan}) = 0,0024 \text{ MPa}$$

$$\text{Tekanan angin dasar hisap } (P_B \text{ tekan}) = 0,0012 \text{ MPa}$$

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana

$$V_{DZ} = 2,5 \times 17,6 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 2,5 \times 17,6 \left(\frac{126}{126}\right) \times \ln\left(\frac{17000}{1000}\right) \\
 &= 124,661 \text{ km/jam}
 \end{aligned}$$

Tekanan angin tekan

$$\begin{aligned}
 P_D \text{ tekan} &= P_B \times \left(\frac{VDZ}{V_B}\right)^2 \\
 &= 0,0024 \times \left(\frac{124,661}{126}\right)^2 \\
 &= 0,00235 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Tekanan angin hisap

$$\begin{aligned}
 P_D \text{ tekan} &= P_B \times \left(\frac{VDZ}{V_B}\right)^2 \\
 &= 0,0012 \times \left(\frac{124,661}{126}\right)^2 \\
 &= 0,00117 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang batas atas } (la) = 80 \text{ m}$$

$$\text{Panjang batang bawah } (lb) = 85 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi jembatan } (h) = 8,5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah joint } (n) = 35 \text{ buah}$$

Luas area beban angin

$$\begin{aligned}
 Ab &= 30\% \times \frac{la+lb}{2} \times h \\
 &= 30\% \times \frac{80+85}{2} \times 8,5 \\
 &= 210,375 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal bidang tekan

$$\begin{aligned}
 P_{EWT} &= Ab \times P_{DT} \\
 &= 210,375 \times (0,00235 \times 1000) \\
 &= 494,229 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal bidang tekan tiap joint

$$\begin{aligned}
 P_{EWT} &= \frac{P_{EWT}}{n} \\
 &= \frac{494,229}{33} \\
 &= 14,121 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal bidang tekan

$$\begin{aligned} P_{EWT} &= Ab \times P_{DH} \\ &= 210,375 \times (0,00117 \times 1000) \\ &= 247,114 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal bidang tekan tiap *joint*

$$\begin{aligned} P_{EWT} &= \frac{P_{EWT}}{n} \\ &= \frac{247,114}{33} \\ &= 7,060 \text{ kN} \end{aligned}$$

g. Beban angin kendaraan (*EWI*)

Tekanan angin pada jembatan dapat juga terjadi akibat adanya kendaraan yang melintas. Tekanan tersebut diasumsikan sebagai tekanan menerus dengan besar 1,46 N/mm secara tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak antar roda pada setiap as nya sebesar 1,75 m. Berikut ini merupakan perhitungan yang digunakan.

$$\begin{aligned} P_{EWI} &= \frac{h}{x} \cdot TEW \\ &= \frac{1,8}{1,75} \cdot 1,46 \\ &= 1,502 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{EWT} &= \frac{P_{EWI}}{n} \\ &= \frac{1,502}{90} \\ &= 0,017 \text{ kN} \end{aligned}$$

h. Beban gempa (*EQ*)

Menurut SNI 2833:2016 Pasal 5.11, Jembatan yang berlokasi di zona gempa 2, 3, dan 4, hold down devices harus disediakan pada perletakan dan pada lokasi sendi untuk struktur menerus dimana gaya gempa vertikal akibat gaya gempa longitudinal melebihi 50% dan kurang dari 100% reaksi vertikal akibat beban permanen. Dalam hal ini, gaya angkat efektif untuk perencanaan *hold down devices* diambil 10% dari reaksi

akibat beban permanen bila bentang jembatan berupa bentang sederhana.

1) Berat total struktur atas

Berat total struktur atas yang terdapat dalam perhitungan ini belum termasuk berat railing serta berat akibat komponen sambungan. hal tersebut dilakukan karena berat tersebut nilainya kecil sehingga dapat diabaikan.

a) Berat struktur rangka baja

Berikut ini merupakan perhitungan berat struktur rangka baja yang ditunjukkan pada Tabel 5.6.

Tabel 5.6 Berat Struktur Rangka Baja

Rangka	Profil	Berat (Kg/m)	Panjang Segmen (m)	Banyak	Jumlah (Kg)	Jumlah (kN)
Rangka Atas	IWF 550x550x25x37,5	417,1	5	32	66736,000	654,680
Rangka Bawah	IWF 550x550x25x37,5	417,1	5	34	70907,000	695,598
Rangka Diaogonal	IWF 550x550x25x31,5	36,7	8,860	68	221472,212	2172,642
Gelagar Memanjang	IWF 400x200x8x13	66	5	85	28050,000	275,171
Gelagar Melintang	IWF 800x300x14x26	207	9,680	18	36067,680	353,824
Ikatan Angin Atas	IWF 300x175x9x16	63,52	5,448	64	32566,651	319,479
Ikatan Angin Bawah	IWF 350x300x12x19	119,99	9,680	2	2323,006	22,789
Total Berat Struktur Rangka Baja						4391,953

b) Berat mati pelat lantai kendaraan

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati pada pelat lantai kendaraan yang ditunjukkan pada Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Berat Mati Pelat Lantai Kendaraan

Beton	Berat (kN/m ³)	Volume (m ³)	Jumlah (kN)
Pelat lantai	24	191,250	4590
Trotoar	24	42,5	1020
Perkerasan jalan	22	29,7	654,5
Genangan air hujan	10	29,7	297,5
Total Berat Struktur Pelat Lantai Kendaraan			6562

c) Total berat struktur atas

$$\begin{aligned}
 W_t &= \text{Total berat struktur rangka baja} + \text{Total berat} \\
 &\quad \text{struktur pelat lantai} \\
 &= 4391,953 + 6562 \\
 &= 10953,953 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d) Gaya gempa vertikal rencana

$$\begin{aligned}
 EQ &= 10\% \times W_t \\
 &= 10\% \times 10953,953 \\
 &= 1095,395 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk beban gempa yang didapatkan yaitu sebesar 1095,395 kN, lalu didistribusikan ke tiap *joint*, dengan jumlah *joint* yang dipakai yaitu sebanyak 36 titik

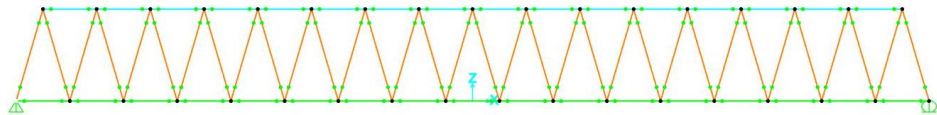
$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah } joint (n) &= 36 \\
 \text{Gaya gempa per } joint &= EQ / n \\
 &= 1095,395 / 36 \\
 &= 30,428 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Analisis struktur

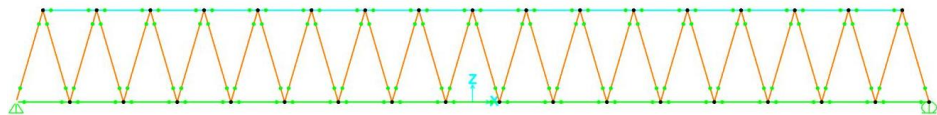
Seluruh beban yang telah dihitung kemudian dimasukkan ke SAP2000 untuk dianalisis. Berikut ini merupakan tahapan pada proses analisis struktur di SAP2000.

a. Permodelan rangka jembatan

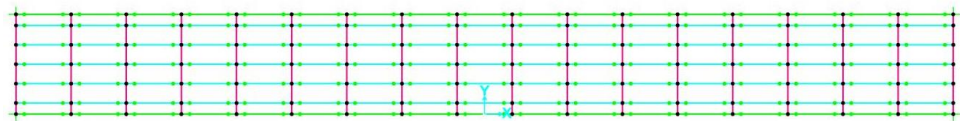
Dalam memodelkan rangka jembatan ke dalam SAP2000, perlu mengikuti beberapa kaidah dalam struktur rangka yaitu bagian rangka utama tidak menerima momen. Oleh karena itu saat memodelkan struktur tersebut, perlu dilakukan release momen agar proses analisis struktur dapat sesuai dengan keadaan aslinya. Release momen tersebut dilakukan pada rangka utama (batang atas, batang bawah, dan batang diagonal), ikatan angin atas, dan gelagar memanjang. Kemudian tumpuan jembatan dipasang pada setiap ujung bagian rangka utama yang terdiri dari tumpuan sendi-rol. Berikut ini merupakan hasil pemodelan struktur rangka jembatan pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.31, Gambar 5.32, Gambar 5.33, dan Gambar 5.34.



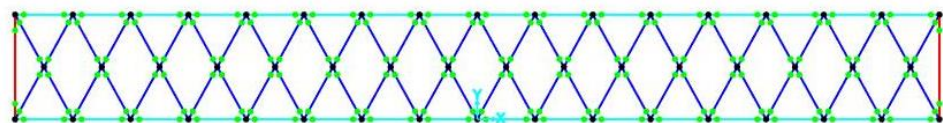
Gambar 5.32 Tampak Kiri Jembatan pada SAP2000



Gambar 5.33 Tampak Kanan Jembatan pada SAP2000



Gambar 5.34 Tampak Bawah Jembatan pada SAP2000

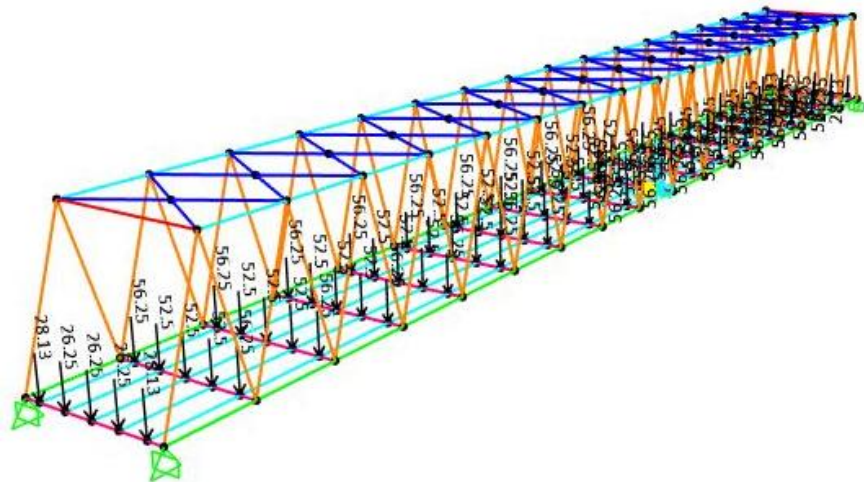


Gambar 5.35 Tampak Atas Jembatan pada SAP2000

b. Input beban

1) Beban mati sendiri

Input beban mati sendiri dibuat menjadi beban titik pada joint di gelagar melintang. Hal tersebut digunakan karena beban yang ada diasumsikan sebagai beban tumpuan oleh adanya perletakan sederhana dari gelagar memanjang ke gelagar melintang. Kemudian beton diasumsikan sebagai beban, bukan sebagai sruktur komposit. Pada bagian tepi bentang, input beban hanya dimasukan setengah dari input pada joint yang terdapat di tengah bentang. Berikut ini merupakan input beban mati sendiri pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.35.

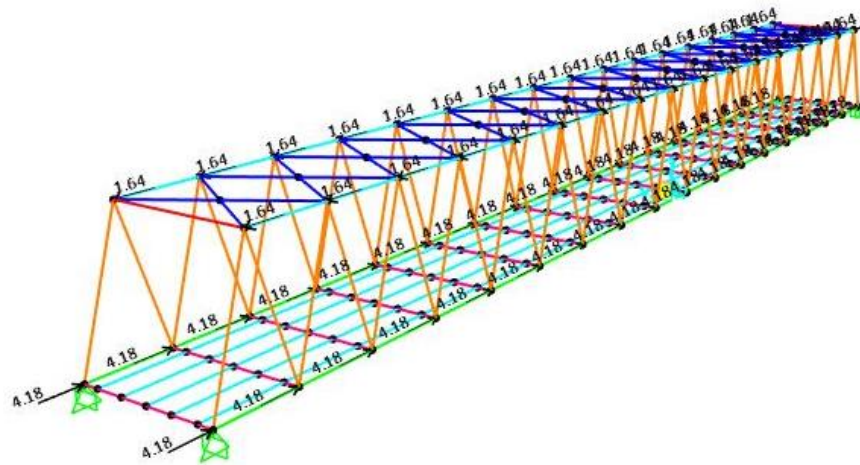


Gambar 5.36 Input Beban Mati Sendiri (MS) pada SAP2000

2) Beban mati tambahan

Input beban mati tambahan dibuat menjadi beban titik pada joint di gelagar melintang. Hal tersebut digunakan karena beban yang ada diasumsikan sebagai beban tumpuan oleh adanya perletakan sederhana dari gelagar memanjang ke gelagar melintang. Pada bagian tepi bentang, input beban hanya dimasukan setengah dari input pada joint yang terdapat di tengah bentang. Berikut ini

tersebut dilakukan karena struktur rangka tidak menerima momen sehingga momen tersebut diubah menjadi gaya longitudinal pada masing-masing titik buhulnya. Berikut ini merupakan input beban rem pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.39.

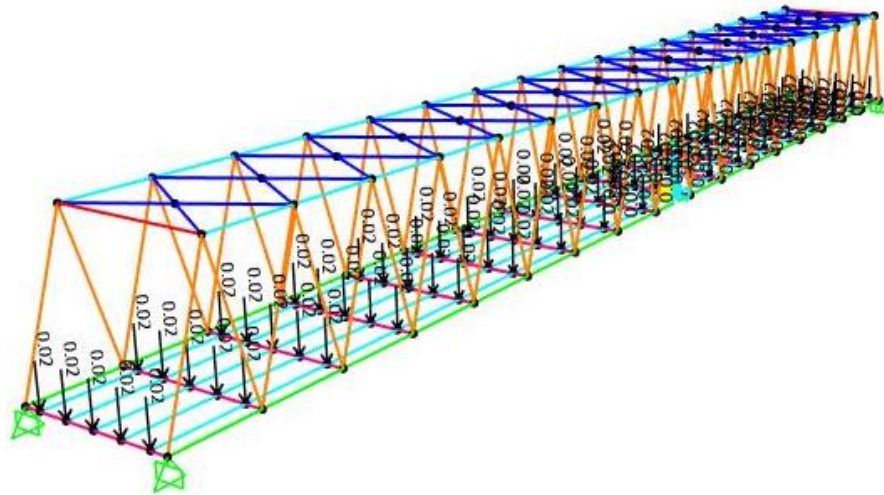


Gambar 5.40 Input Beban Rem (*TB*) pada SAP2000

5) Beban pejalan kaki

Input beban pejalan kaki dibuat menjadi beban titik pada joint di gelagar melintang. Hal tersebut digunakan karena beban yang ada diasumsikan sebagai beban tumpuan oleh adanya perletakan sederhana dari gelagar memanjang ke gelagar melintang. Pada bagian tepi bentang, input beban hanya dimasukan setengah dari input pada joint yang terdapat di tengah bentang. Berikut ini merupakan input beban pejalan kaki pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.40.

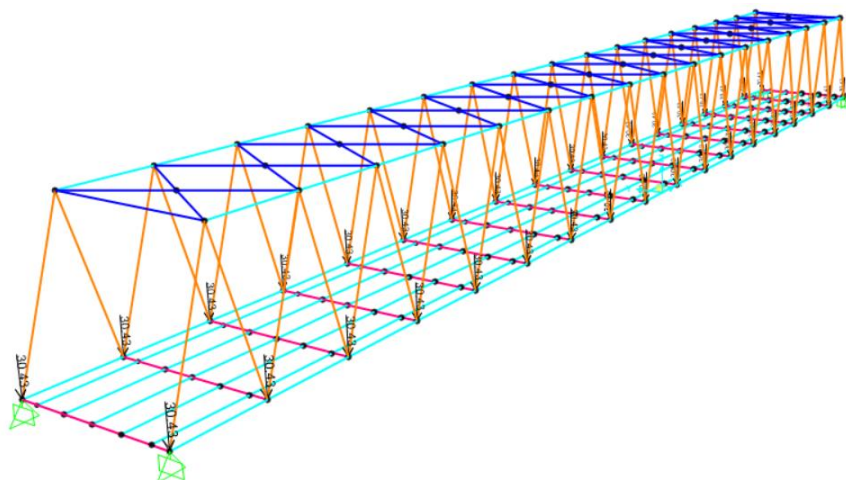
Untuk input beban angin kendaraan dilakukan pada joint di bawah lajur lalu lintas dengan arah gaya ke bawah. Berikut ini merupakan input beban angin akibat kendaraan pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.42.



Gambar 5.43 Input Beban *EWI* pada SAP2000

7) Beban gempa

Input beban gempa dilakukan pada semua joint bawah dengan gaya vertikal ke bawah. Berikut ini merupakan input beban gempa pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.43.



Gambar 5.44 Input Beban Gempa *EQx* pada SAP2000

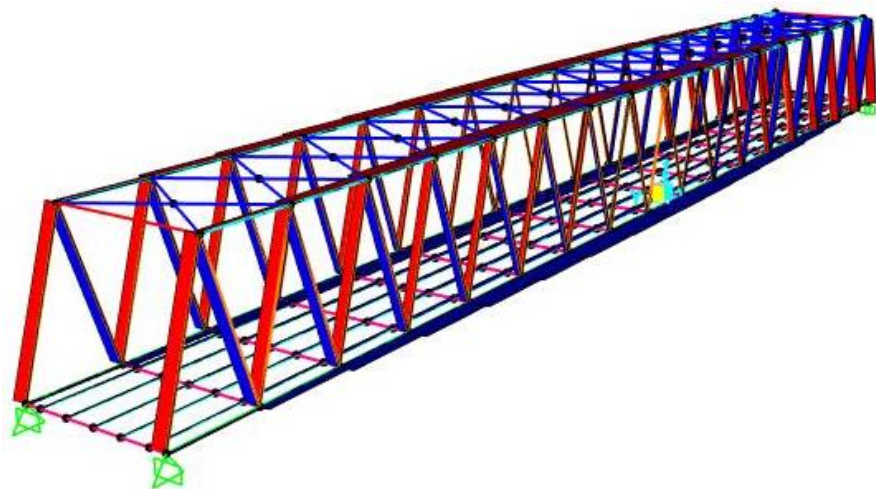
c. Kombinasi pembebanan

Analisis struktur yang terjadi harus diberikan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 1725:2016. Kombinasi beban yang digunakan yaitu sebagaimana berikut ini.

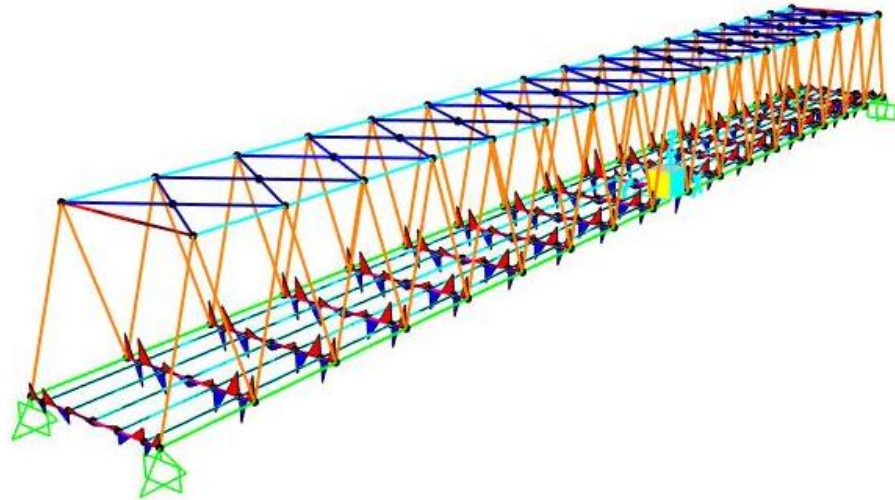
Kuat I	: $1,1MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB + 1,8TP$
Kuat II	: $1,1MS + 2MA + 1,4TD + 1,4TB + 1,4TP$
Kuat III	: $1,1MS + 2MA + 1,4EW_s$
Kuat IV	: $1,1MS + 2MA$
Kuat V	: $1,1MS + 2MA + 0,4EW_s + EW_l$
Ekstrim I	: $1,1MS + 2MA + 0,3TD + 0,3TB + 0,3TP + EQ$
Ekstrim II	: $1,1MS + 2MA + 0,5TD + 0,5TB + 0,5TP$
Layan I	: $MS + MA + TD + TB + TP + 0,3EW_s + EW_l$
Layan II	: $MS + MA + 1,3TD + 1,3TB + 1,3TP$
Layan III	: $MS + MA + 0,8TD + 0,8TB + 0,8TP$
Layan IV	: $MS + MA + 0,7EW_s$

d. Hasil analisis struktur

Setelah dilakukan analisis, kemudian diambil kombinasi pembebanan yang memberikan nilai terbesar sesuai dengan kebutuhannya. Berikut ini merupakan grafik NFD dan BMD pada kombinasi beban Kuat I hasil analisis struktur pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Gambar 5.44 dan Gambar 5.45.



Gambar 5.45 Grafik NFD Kombinasi 1 pada SAP2000



Gambar 5.46 Grafik BMD Kombinasi 1 pada SAP2000

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dari hasil analisis struktur pada SAP2000 yang ditunjukkan pada Tabel 5.8, Tabel 5.9, Tabel 5.10, Tabel 5.11, dan Tabel 5.12 berikut ini.

Tabel 5.8 Rekap Gaya Batang Rangka Atas

Kombinasi Beban	P Tekan (kN)	P Tarik (kN)
Kuat I	14107,704	0
Kuat II	12877,452	0
Kuat III	8644,876	0
Kuat IV	8571,57	0
Kuat V	8593,414	0
Ekstrim I	10144,63	0
Ekstrim II	10109,385	0
Layan I	9877,608	0
Layan II	10785,736	0
Layan III	9247,92	0
Layan IV	6824,07	0

Tabel 5.9 Rekap Gaya Batang Rangka Bawah

Kombinasi Beban	P Tekan (kN)	P Tarik (kN)
Kuat I	0	10874,328
Kuat II	0	9923,876
Kuat III	0	6620,314
Kuat IV	0	6597,294
Kuat V	0	6604,563
Ekstrim I	0	7810,179
Ekstrim II	0	7785,359
Layan I	0	8313,865
Layan II	0	8538,949
Layan III	0	7125,799
Layan IV	0	5236,406

Tabel 5.10 Rekap Gaya Batang Rangka Diagonal

Kombinasi Beban	P Tekan (kN)	P Tarik (kN)
Kuat I	5500,459	5445,877
Kuat II	5037,156	4982,574
Kuat III	3425,371	3370,674
Kuat IV	3415,597	3361,015
Kuat V	3418,744	3364,129
Ekstrim I	4019,176	3964,594
Ekstrim II	3994,725	3940,143
Layan I	3870,078	3820,433
Layan II	4215,106	4165,486
Layan III	3635,977	3586,357
Layan IV	2714,259	2664,582

Tabel 5.11 Rekap Gaya Batang Ikatan Angin Atas Tengah

Kombinasi Beban	P Tekan (kN)	P Tarik (kN)
Kuat I	2,355	1,491
Kuat II	2,152	2,107
Kuat III	537,976	538,495
Kuat IV	1,439	0,904
Kuat V	153,977	154,495
Ekstrim I	1,701	1,071
Ekstrim II	1,694	1,653
Layan I	115,656	116,233
Layan II	1,801	1,14
Layan III	1,547	0,977
Layan IV	269,098	269,508

Tabel 5.12 Rekap Gaya Batang Ikatan Angin Atas Ujung

Kombinasi Beban	P Tekan (kN)	P Tarik (kN)
Kuat I	0	2,055
Kuat II	0	1,878
Kuat III	0	180,456
Kuat IV	0	1,256
Kuat V	0	52,456
Ekstrim I	0	1,485
Ekstrim II	0	1,478
Layan I	0	39,808
Layan II	0	1,572
Layan III	0	1,35
Layan IV	0	90,595

3. Perencanaan batang rangka atas tekan

Pada rekapitulasi gaya batang hasil analisis SAP2000, perencanaan Rangka Atas diketahui memiliki nilai tertinggi akibat gaya tekan maksimum sebesar 14107,704 kN pada kombinasi Kuat 1 dengan menggunakan profil sebagai berikut.

a. Profil penampang

Jenis profil	= IWF 550 x 550 x 25 x 37,5
h	= 550 mm
b	= 550 mm
tw	= 25mm
tf	= 37,5mm
Ag	= 53125 mm ²
Fy	= 410 MPa
Fu	= 550 MPa
E	= 200.000 MPa
G	= 80.000 MPa
Ix	= 2937000000 mm ⁴
Iy	= 1040000000 mm ⁴
rx	= 235,117 mm
ry	= 139,947 mm
L	= 5000 mm

b. Perbandingan kelangsingan

1) Kelangsingan elemen penampang

$$\begin{aligned}\lambda &= b/t \\ &= (0,5 \times 550)/37,5 \\ &= 7,333 \\ \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{Fy}} \\ &= \frac{170}{\sqrt{410}} \\ &= 8,396\end{aligned}$$

Karena $\lambda < \lambda_p$, maka penampang kompak.

2) Kelangsingan komponen struktur tekan

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{KL}{r_y} \leq 140 \\ &= \frac{1 \times 5000}{139,947} \leq 140 \\ &= 35,728 \leq 140 \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

c. Kuat tekan nominal komponen struktur tekan

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{KL}{r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \\ &= \frac{1 \times 5000}{139,947} \sqrt{\frac{410}{200.000}} \\ &= 0,515\end{aligned}$$

Karena $\lambda_c < 1,5$ maka kuat tekan nominal akibat tekuk lentur dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}P_n &= (0,66)^{\lambda_c} \times A_g \times F_y \\ &= (0,66)^{0,515} \times 53125 \times 410 \\ &= 19509,116 \text{ kN}\end{aligned}$$

d. Kuat tekan nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan aksial tekan (ϕ) = 0,85

$$\begin{aligned}\text{Kuat tekan nominal terfaktor } (\phi P_n) &= 0,85 \times 19509,116 \\ &= 16582,749 \text{ kN}\end{aligned}$$

e. Cek keamanan penampang

$$\text{Kuat tekan nominal terfaktor } (\phi P_n) = 16582,749 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat tekan ultimit } (P_u) = 14107,704 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u \quad \mathbf{Aman}$$

4. Perencanaan batang rangka bawah tarik

Pada rekapitulasi gaya batang hasil analisis SAP2000, perencanaan Rangka Bawah diketahui memiliki nilai tertinggi akibat gaya tarik maksimum sebesar 10874,328 kN pada kombinasi Kuat 1 dengan menggunakan profil sebagai berikut.

a. Profil penampang

$$\text{Jenis profil} = \text{IWF } 550 \times 550 \times 25 \times 37,5$$

$$h = 550 \text{ mm}$$

b	= 550 mm
tw	= 25mm
tf	= 37,5mm
A_g	= 53125 mm ²
F_y	= 410 MPa
F_u	= 550 MPa
E	= 200.000 MPa
G	= 80.000 MPa
I_x	= 2937000000 mm ⁴
I_y	= 1040000000 mm ⁴
r_x	= 235,117 mm
r_y	= 139,947 mm
L	= 5000 mm

b. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang gross

1) Kuat tarik nominal

$$\begin{aligned}
 P_n &= A_g \times F_y \\
 &= 53125 \times 410 \\
 &= 21781250 \text{ N} \\
 &= 21781,250 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

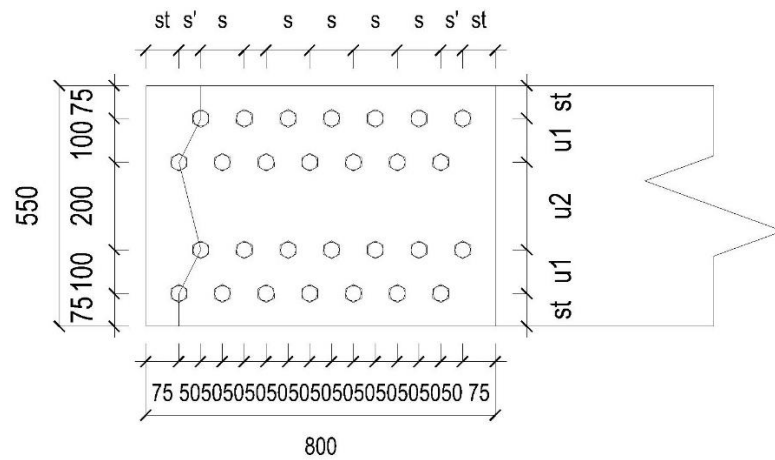
2) Kuat tarik nominal terfaktor

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor reduksi kekuatan leleh } (\phi) &= 0,9 \\
 \text{Kuat tarik nominal terfaktor } (\phi P_n) &= 0,9 \times 21781,250 \\
 &= 19603,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif

1) Luas penampang netto (A_{nt})

Bentuk penampang sisi depan ditunjukkan pada Gambar 5.46 berikut ini.



Gambar 5.47 Penampang Ujung Batang Bawah

$$A_g = 53125 \text{ mm}^2$$

$$n = 8$$

$$d_h = 36 \text{ mm}$$

$$t = 37,5 \text{ mm}$$

$$s = 50 \text{ mm}$$

$$u_1 = 100 \text{ mm}$$

$$u_2 = 200 \text{ mm}$$

$$u_3 = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Ant} &= A_g - n \cdot d_h \cdot t + \sum \frac{s^2 t}{4u} \\ &= 53125 - (8 \times 36 \times 37,5) + 2 \frac{50^2 \times 37,5}{4 \times 100} + 2 \frac{50^2 \times 37,5}{4 \times 200} + 2 \frac{50^2 \times 37,5}{4 \times 100} \\ &= 44396,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Luas penampang efektif (A_e)

$$\begin{aligned} A_e &= \text{Ant} \times U \\ &= 44396,875 \times 0,9 \\ &= 39957,188 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

3) Kuat tarik nominal

$$\begin{aligned} P_n &= A_e \times F_u \\ &= 39957,188 \times 550 \\ &= 21976453 \text{ N} \\ &= 21976,453 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Kuat tarik nominal terfaktor

$$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi kekuatan tarik fraktur } (\varphi) &= 0,75 \\ \text{Kuat tarik nominal terfaktor } (\varphi P_n) &= 0,75 \times 21976,453 \\ &= 16482,340 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kuat tarik nominal terfaktor

Dari kedua kondisi yang telah diperhitungkan, nilai kuat tarik nominal terfaktor yang terkecil didapatkan dalam kondisi fraktur pada penampang efektif. Sehingga nilai kuat tarik nominal terfaktor pakai adalah sebagai berikut.

$$\varphi P_n = 16482,340 \text{ kN}$$

e. Cek keamanan penampang

$$\text{Kuat tarik nominal terfaktor } (\varphi P_n) = 16482,340 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat tarik ultimit } (P_u) = 10874,328 \text{ kN}$$

$$\varphi P_n > P_u \quad \mathbf{Aman}$$

5. Perencanaan batang diagonal tekan

Pada rekapitulasi gaya batang hasil analisis SAP2000, perencanaan Rangka Diagonal diketahui memiliki nilai tertinggi akibat gaya tekan maksimum sebesar 5500,459 kN pada kombinasi Kuat 1 dengan menggunakan profil sebagai berikut.

a. Profil penampang

$$\text{Jenis profil} = \text{IWF } 550 \times 550 \times 25 \times 31,5$$

$$h = 550 \text{ mm}$$

$$b = 550 \text{ mm}$$

$$tw = 25 \text{ mm}$$

$$tf = 31,5 \text{ mm}$$

$$A_g = 46825 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 410 \text{ MPa}$$

$$F_u = 550 \text{ MPa}$$

$$E = 200.000 \text{ MPa}$$

$$I_x = 2572000000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 8741000000 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 234,383 \text{ mm}$$

$$r_y = 136,629 \text{ mm}$$

$$L = 8860 \text{ mm}$$

b. Perbandingan kelangsingan

1) Kelangsingan elemen penampang

$$\begin{aligned} \lambda &= b/t \\ &= (0,5 \times 550)/31,5 \\ &= 8,330 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{F_y}} \\ &= \frac{170}{\sqrt{410}} \\ &= 8,396 \end{aligned}$$

Karena $\lambda < \lambda_p$, maka penampang kompak.

2) Kelangsingan komponen struktur tekan

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{KL}{r_y} \leq 140 \\ &= \frac{1 \times 8860}{136,629} \leq 140 \\ &= 64,847 \leq 140 \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

c. Kuat tekan nominal komponen struktur tekan

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{KL}{r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \\ &= \frac{1 \times 8860}{136,629} \sqrt{\frac{410}{200.000}} \\ &= 0,935 \end{aligned}$$

Karena $\lambda_c < 1,5$ maka kuat tekan nominal akibat tekuk lentur dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} P_n &= (0,66)^{\lambda_c} \times A_g \times F_y \\ &= (0,66)^{0,935} \times 46825 \times 410/1000 \\ &= 13354,951 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kuat tekan nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan aksial tekan (ϕ) = 0,85

$$\text{Kuat tekan nominal terfaktor } (\phi P_n) = 0,85 \times 13354,951$$

$$= 11351,709 \text{ kN}$$

e. Cek keamanan penampang

$$\text{Kuat tekan nominal terfaktor } (\phi P_n) = 11351,709 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat tekan ultimit } (P_u) = 5500,459 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u \quad \mathbf{Aman}$$

6. Perencanaan batang diagonal tarik

Pada rekapitulasi gaya batang hasil analisis SAP2000, perencanaan Rangka Diagonal diketahui memiliki nilai tertinggi akibat gaya tarik maksimum sebesar 5445,877 kN pada kombinasi Kuat 1 dengan menggunakan profil sebagai berikut.

a. Profil penampang

$$\text{Jenis profil} = \text{IWF } 550 \times 550 \times 25 \times 31,5$$

$$h = 550 \text{ mm}$$

$$b = 550 \text{ mm}$$

$$t_w = 25 \text{ mm}$$

$$t_f = 31,5 \text{ mm}$$

$$A_g = 46825 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 410 \text{ MPa}$$

$$F_u = 550 \text{ MPa}$$

$$E = 200.000 \text{ MPa}$$

$$I_x = 2572000000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 8741000000 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 234,383 \text{ mm}$$

$$r_y = 136,629 \text{ mm}$$

$$L = 8860 \text{ mm}$$

b. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang gross

1) Kuat tarik nominal

$$P_n = A_g \times F_y$$

$$= 46825 \times 410$$

$$= 19198250 \text{ N}$$

$$= 19198,250 \text{ kN}$$

2) Kuat tarik nominal terfaktor

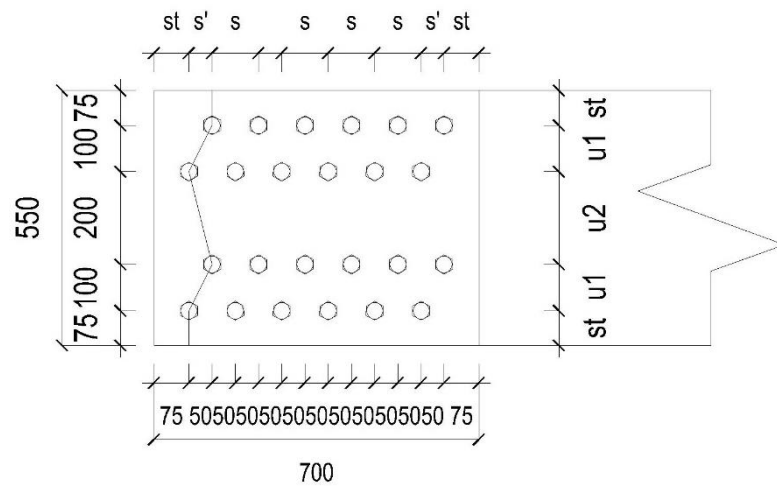
$$\text{Faktor reduksi kekuatan leleh } (\phi) = 0,9$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tarik nominal terfaktor } (\phi P_n) &= 0,9 \times 19198,250 \\ &= 17278,425 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif

1) Luas penampang netto (A_{nt})

Bentuk penampang sisi depan ditunjukkan pada Gambar 5.47 berikut ini.



Gambar 5.48 Penampang Ujung Batang Diagonal

$$A_g = 46825 \text{ mm}^2$$

$$n = 8$$

$$dh = 36 \text{ mm}$$

$$t = 31,5 \text{ mm}$$

$$s = 50 \text{ mm}$$

$$u_1 = 100 \text{ mm}$$

$$u_2 = 200 \text{ mm}$$

$$u_3 = 100 \text{ mm}$$

$$A_{nt} = A_g - n \cdot dh \cdot t + \sum \frac{s^2 t}{4u}$$

$$= 46825 - (8 \times 36 \times 31,5) + 2 \frac{50^2 \times 31,5}{4 \times 100} + 2 \frac{50^2 \times 31,5}{4 \times 200} + 2 \frac{50^2 \times 31,5}{4 \times 100}$$

$$= 38737,375 \text{ mm}^2$$

2) Luas penampang efektif (A_e)

$$\begin{aligned} A_e &= A_{nt} \times U \\ &= 38737,375 \times 0,9 \\ &= 34863,638 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

3) Kuat tarik nominal

$$\begin{aligned} P_n &= A_e \times F_u \\ &= 34863,638 \times 550 \\ &= 19175000 \text{ N} \\ &= 19175 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Kuat tarik nominal terfaktor

$$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi kekuatan tarik fraktur } (\phi) &= 0,75 \\ \text{Kuat tarik nominal terfaktor } (\phi P_n) &= 0,75 \times 19175 \\ &= 14381,250 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kuat tekan nominal terfaktor

Dari kedua kondisi yang telah diperhitungkan, nilai kuat tarik nominal terfaktor yang terkecil didapatkan dalam kondisi fraktur pada penampang efektif. Sehingga nilai kuat tarik nominal terfaktor pakai adalah sebagai berikut.

$$\phi P_n = 14381,250 \text{ kN}$$

e. Cek keamanan penampang

$$\text{Kuat tarik nominal terfaktor } (\phi P_n) = 14381,250 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat tarik ultimit } (P_u) = 5445,877 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u \quad \mathbf{Aman}$$

7. Perencanaan ikatan angin tengah tekan

Pada rekapitulasi gaya batang hasil analisis SAP2000, perencanaan Ikatan Angin Atas diketahui memiliki nilai tertinggi akibat gaya tekan maksimum sebesar 537,976 kN pada kombinasi Kuat III dengan menggunakan profil sebagai berikut.

a. Profil penampang

Jenis profil	= IWF 300 x 175 x 9 x 16
h	= 300 mm
b	= 175 mm
tw	= 9 mm
tf	= 16 mm
Ag	= 8012 mm ²
Fy	= 410 MPa
Fu	= 550 MPa
E	= 200.000 MPa
Ix	= 127500000 mm ⁴
Iy	= 14307948 mm ⁴
rx	= 126.1366 mm
ry	= 42,259 mm
L	= 5448 mm

b. Perbandingan kelangsingan

1) Kelangsingan elemen penampang

$$\begin{aligned}\lambda &= b/t \\ &= (0,5 \times 550)/16 \\ &= 5,469 \\ \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{Fy}} \\ &= \frac{170}{\sqrt{410}} \\ &= 8,396\end{aligned}$$

Karena $\lambda < \lambda_p$, maka penampang kompak.

2) Kelangsingan komponen struktur tekan

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{KL}{ry} \leq 140 \\ &= \frac{1 \times 5448}{42,259} \leq 140 \\ &= 128,909 \leq 140 \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

c. Kuat tekan nominal komponen struktur tekan

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{KL}{r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \\ &= \frac{1 \times 5448}{42,259} \sqrt{\frac{410}{200.000}} \\ &= 1,858\end{aligned}$$

Karena $\lambda_c < 1,5$ maka kuat tekan nominal akibat tekuk lentur dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}P_n &= \frac{0,88}{\lambda_c^2} \times A_g \times F_y \\ &= \frac{0,88}{1,858^2} \times 8012 \times 410 \\ &= 837,510 \text{ kN}\end{aligned}$$

d. Kuat tekan nominal terfaktor

Faktor reduksi kekuatan aksial tekan (ϕ) = 0,85

$$\begin{aligned}\text{Kuat tekan nominal terfaktor } (\phi P_n) &= 0,85 \times 837,510 \\ &= 711,884 \text{ kN}\end{aligned}$$

e. Cek keamanan penampang

$$\text{Kuat tekan nominal terfaktor } (\phi P_n) = 711,884 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat tekan ultimit } (P_u) = 537,976 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u \quad \mathbf{Aman}$$

8. Perencanaan ikatan angin tengah tarik

Pada rekapitulasi gaya batang hasil analisis SAP2000 perencanaan Ikatan Angin Atas diketahui memiliki nilai tertinggi akibat gaya tarik maksimum sebesar 538,495 kN pada kombinasi Kuat III dengan menggunakan profil sebagai berikut.

a. Profil penampang

$$\text{Jenis profil} = \text{IWF } 300 \times 175 \times 9 \times 16$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$b = 175 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

$$A_g = 8012 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 F_y &= 410 \text{ MPa} \\
 F_u &= 550 \text{ MPa} \\
 E &= 200.000 \text{ MPa} \\
 I_x &= 127500000 \text{ mm}^4 \\
 I_y &= 14307948 \text{ mm}^4 \\
 r_x &= 126.1366 \text{ mm} \\
 r_y &= 42,259 \text{ mm} \\
 L &= 5448 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang gross

1) Kuat tarik nominal

$$\begin{aligned}
 P_n &= A_g \times F_y \\
 &= 8012 \times 410 \\
 &= 3284920 \text{ N} \\
 &= 3284,920 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

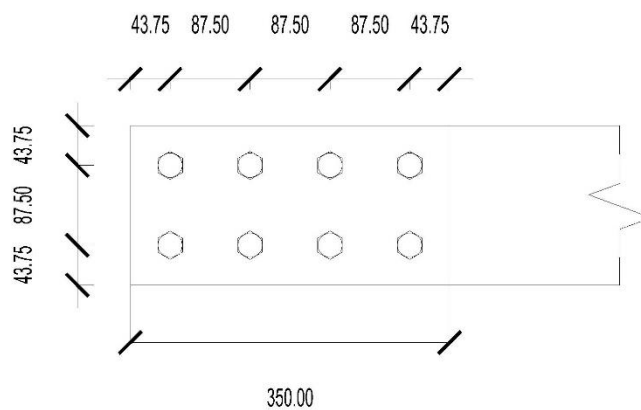
2) Kuat tarik nominal terfaktor

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor reduksi kekuatan leleh } (\phi) &= 0,9 \\
 \text{Kuat tarik nominal terfaktor } (\phi P_n) &= 0,9 \times 3284,920 \\
 &= 2956,43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif

1) Luas penampang netto (A_{nt})

Bentuk penampang sisi depan ditunjukkan pada Gambar 5.48 berikut ini.



Gambar 5.49 Penampang Ujung Batang Ikatan Angin Tengah

$$\begin{aligned}
 A_g &= 8012 \text{ mm}^2 \\
 n &= 4 \\
 dh &= 27 \text{ mm} \\
 t &= 16 \text{ mm} \\
 A_{nt} &= A_g - n \cdot dh \cdot t \\
 &= 8012 - (8 \times 27 \times 16) \\
 &= 6284 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2) Luas penampang efektif (A_e)

$$\begin{aligned}
 A_e &= A_{nt} \times U \\
 &= 6284 \times 0,9 \\
 &= 5655,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

3) Kuat tarik nominal

$$\begin{aligned}
 P_n &= A_e \times F_u \\
 &= 5655,6 \times 550 \\
 &= 3110,580 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Kuat tarik nominal terfaktor

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor reduksi kekuatan tarik fraktur } (\phi) &= 0,75 \\
 \text{Kuat tarik nominal terfaktor } (\phi P_n) &= 0,75 \times 3110,580 \\
 &= 2332,935 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kuat tekan nominal terfaktor

Dari kedua kondisi yang telah diperhitungkan, nilai kuat tarik nominal terfaktor yang terkecil didapatkan dalam kondisi fraktur pada penampang efektif. Sehingga nilai kuat tarik nominal terfaktor pakai adalah sebagai berikut.

$$\phi P_n = 2332,935 \text{ kN}$$

e. Cek keamanan penampang

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat tarik nominal terfaktor } (\phi P_n) &= 2332,935 \text{ kN} \\
 \text{Kuat tarik ultimit } (P_u) &= 538,495 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi P_n > P_u \quad \mathbf{Aman}$$

9. Perencanaan ikatan angin ujung tarik

Pada rekapitulasi gaya batang hasil analisis SAP2000, perencanaan Ikatan Angin Ujung diketahui memiliki nilai tertinggi akibat gaya tarik maksimum sebesar 180,456 kN pada kombinasi Kuat III dengan menggunakan profil sebagai berikut.

a. Profil penampang

Jenis profil	= IWF 350 x 300 x 12 x 19
h	= 350 mm
b	= 300 mm
tw	= 12 mm
tf	= 19 mm
Ag	= 15144 mm ²
Fy	= 410 MPa
Fu	= 550 MPa
E	= 200.000 MPa
Ix	= 343000000 mm ⁴
Iy	= 85544928 mm ⁴
rx	= 150,489 mm
ry	= 75,158 mm
L	= 8860 mm

b. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang gross

1) Kuat tarik nominal

$$\begin{aligned}
 P_n &= A_g \times F_y \\
 &= 15144 \times 410 \\
 &= 6209,04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Kuat tarik nominal terfaktor

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor reduksi kekuatan leleh } (\phi) &= 0,9 \\
 \text{Kuat tarik nominal terfaktor } (\phi P_n) &= 0,9 \times 6209,04 \\
 &= 5588,14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif

1) Luas penampang netto (A_{nt})

Karena pada bagian sayap ujung batang tidak terdapat lubang sambungan baut, maka luas penampang netto adalah sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} A_{nt} &= A_g \\ &= 15144 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Luas penampang efektif (A_e)

$$\begin{aligned} A_e &= A_{nt} \times U \\ &= 15144 \times 1 \\ &= 15144 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

3) Kuat tarik nominal

$$\begin{aligned} P_n &= A_e \times F_u \\ &= 15144 \times 550 \\ &= 8329,200 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Kuat tarik nominal terfaktor

$$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi kekuatan tarik fraktur } (\phi) &= 0,75 \\ \text{Kuat tarik nominal terfaktor } (\phi P_n) &= 0,75 \times 8329,200 \\ &= 6246,900 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kuat tekan nominal terfaktor

Dari kedua kondisi yang telah diperhitungkan, nilai kuat tarik nominal terfaktor yang terkecil didapatkan dalam kondisi kelelahan pada penampang gross. Sehingga nilai kuat tarik nominal terfaktor pakai adalah sebagai berikut.

$$\phi P_n = 5588,14 \text{ kN}$$

e. Cek keamanan penampang

$$\text{Kuat tarik nominal terfaktor } (\phi P_n) = 5588,14 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat tarik ultimit } (P_u) = 180,456 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u \quad \mathbf{Aman}$$

10. Rekapitulasi kapasitas penampang

Berikut ini merupakan rekapitulasi kapasitas penampang hasil perhitungan yang ditunjukkan pada Tabel 5.13.

Tabel 5.13 Rekapitulasi Kapasitas Penampang

Rangka	Kondisi	ϕP_n (kN)	P_u (kN)	$P_u/\phi P_n$	Kombinasi	Hasil
Rangka Atas IWF 550x550x31,5x44,5	Tekan	16582,749	14107,704	85,075%	Kuat I	AMAN
Rangka Bawah IWF 550x550x31,5x44,	Tarik	16482,340	10874,328	65,976%	Kuat I	AMAN
Rangka Diagonal IWF 550x550x19x25	Tekan	11351,709	5500,459	48,455%	Kuat I	AMAN
	Tarik	14381,250	5445,877	37,868%	Kuat I	AMAN
Ikatan Angin Tengah IWF 300x175x9x16	Tekan	711,884	537,976	75,571%	Kuat III	AMAN
	Tarik	2332,935	538,495	23,082%	Kuat III	AMAN
Ikatan Angin Ujung IWF 350x300x12x19	Tarik	5588,136	180,456	3,229%	Kuat III	AMAN

11. Perencanaan sambungan

Sambungan digunakan untuk menyambungkan dua atau lebih batang pada struktur rangka baja jembatan. Jenis sambungan yang digunakan yaitu sambungan baut dengan pelat buhul. Sambungan jenis ini dipilih karena kemudahan dalam pemasangannya. Selain itu dengan menggunakan sambungan baut dan pelat buhul, jembatan akan lebih mudah dibongkar apabila diperlukan pada kemudian hari. Berikut ini merupakan perencanaan sambungan pada setiap batang pada rangka jembatan.

a. Sambungan Rangka Atas

Pada batang atas lebih dominan menerima beban aksial tekan sehingga sambungan juga harus didesain untuk tahan terhadap gaya tekan yang

terjadi. Oleh karena itu pada sambungan batang rangka atas terdapat beberapa kriteria batas berupa kuat geser baut, kuat geser tumpu pelat, dan kuat tekan pelat. Berikut ini merupakan perencanaan sambungan pada batang rangka atas.

Profil batang	= IWF 550x550x25x37,5
Tebal pelat buhul (<i>tp</i>)	= 30 mm
Mutu pelat buhul	= BJ55 (<i>Fy</i> 410 MPa, <i>Fu</i> 550 MPa)
Mutu baut	= A490 (<i>Fnv</i> 469 MPa, <i>Fnt</i> 780 MPa)
Diameter baut (<i>db</i>)	= 33 mm
Diameter lubang (<i>dh</i>)	= 36 mm
Luas baut (<i>Ab</i>)	= 855,299 mm ²
Luas lubang baut (<i>Ah</i>)	= 1017,876 mm ²

1) Kuat geser nominal baut (ϕRnI)

$$\begin{aligned}\phi RnI &= 0,75 \times Fnv \times Ab \\ &= 0,75 \times 469 \times 855,299 \\ &= 300851 \text{ N} \\ &= 300,851 \text{ kN}\end{aligned}$$

2) Konfigurasi baut

a) Kebutuhan baut (*n*)

$$\begin{aligned}n &= \phi Pn / \phi RnI \\ &= 16582,749 / 300,851 \\ &= 55,119 \approx 56 \text{ buah}\end{aligned}$$

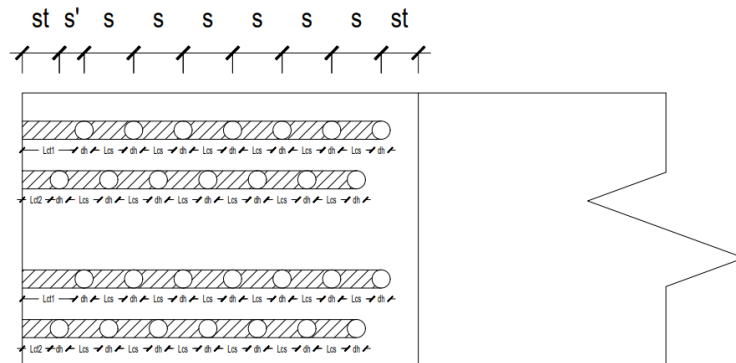
b) Jarak spasi antar baut (*s*)

$$\begin{aligned}s &= 3 \times db \\ &= 3 \times 33 \\ &= 99 \text{ mm}\end{aligned}$$

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

c) Jarak as baut ke tepi sambungan (*st*)

$$\begin{aligned}st &= 1,25 \times db \\ &= 1,25 \times 33 \\ &= 41,25 \text{ mm}\end{aligned}$$

3) Cek kekuatan geser tumpu ($Rn2$)

Gambar 5.52 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Rangka Atas

Tebal pelat sayap profil	= 37,5 mm
Tebal pelat buhul	= 30 mm
Tebal pelat pakai	= 30 mm
$Lct1$	$= st - 0,5 \times dh + 0,5 \times s$ $= 75 - 0,5 \times 36 + 0,5 \times 100$ $= 107$
$Lct2$	$= st - 0,5 \times dh$ $= 75 - 0,5 \times 36$ $= 57$
Lcs	$= s - dh$ $= 100 - 36$ $= 64$
$Rnt1a$	$= 1,5 \times Lct1 \times t \times Fu$ $= 1,5 \times 107 \times 30 \times 550$ $= 2648250 \text{ N}$
$Rnt1b$	$= 3 \times db \times t \times Fnv$ $= 3 \times 33 \times 30 \times 469$ $= 1392930 \text{ N}$
$Rnt1$ pakai	= 1392930 N

$$\begin{aligned}
 Rnt2a &= 1,5 \times Lct2 \times t \times Fu \\
 &= 1,5 \times 57 \times 30 \times 550 \\
 &= 1410750 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rnt2b &= 3 \times db \times t \times Fnv \\
 &= 3 \times 33 \times 30 \times 469 \\
 &= 1392930 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$Rnt2 \text{ pakai} = 1392930 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 Rns1 &= 1,5 \times Lcs \times t \times Fu \\
 &= 1,5 \times 64 \times 30 \times 550 \\
 &= 1584000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rns2 &= 3 \times db \times t \times Fnv \\
 &= 3 \times 33 \times 30 \times 469 \\
 &= 1392930 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$Rns \text{ pakai} = 1392930 \text{ N}$$

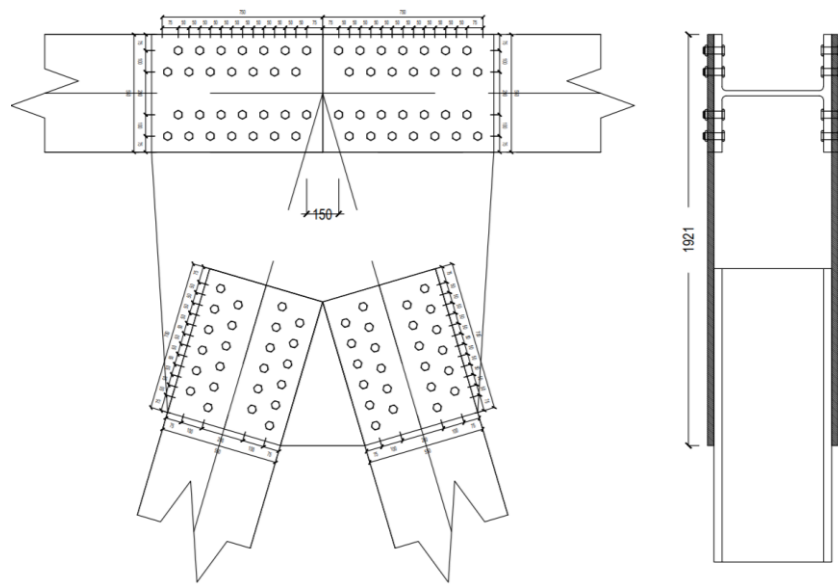
$$\begin{aligned}
 \phi Rn2 &= 4 \times \{0,75 \times [(1 \times Rnt1) + (1 \times Rnt2) + (12 \times Rns)]\} \\
 &= 4 \times \{0,75 \times [(1 \times 1392930) + (1 \times 1392930) + (12 \times 1392930)]\} \\
 &= 58503060 \text{ N} \\
 &= 58503,060 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

cek kapasitas kekuatan geser tumpu

$$\begin{aligned}
 \phi Rn2 &> Pu \\
 58503,060 &> 14107,704 \text{ kN} \quad \mathbf{Aman}
 \end{aligned}$$

4) Cek kekuatan tekan pelat buhul

Berikut ini merupakan gambar potongan bagian tekan pada pelat buhul sambungan batang rangka atas yang ditunjukkan pada Gambar 5.52.



Gambar 5.53 Pelat Buhul Tekan Sambungan Rangka Atas

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal pelat buhul } (tp) &= 30 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi bagian tekan } (h) &= 1921 \text{ mm} \\
 \text{Panjang bagian tekan } (L) &= 150 \text{ mm} \\
 \text{Luas tampang } (Ag) &= h \times tp \\
 &= 2161 \times 30 \\
 &= 57630 \text{ mm}^2 \\
 \text{Inersia terkecil } (I) &= \frac{1}{12} \times h \times tp^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 2161 \times 30^3 \\
 &= 4322250 \text{ mm}^4 \\
 \text{Radius girasi } (r) &= \sqrt{\frac{I}{Ag}} \\
 &= \sqrt{\frac{4322250}{57630}} \\
 &= 8,660 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

a) Cek keadaan batas

$$\begin{aligned}
 KL/r &\leq 25 \\
 (1 \times 150) / 8,660 &\leq 25 \\
 17,321 &\leq 25
 \end{aligned}$$

Karena $KL/r < 25$, maka kekuatan elemen tekan pada pelat buhul dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}\phi Pnt &= 0,85 \times Fy \times Ag \times \text{jumlah pelat buhul} \\ &= 0,85 \times 410 \times 57630 \times 2 \\ &= 40168110 \text{ N} \\ &= 40168,110 \text{ kN}\end{aligned}$$

b) Cek kapasitas kekuatan tekan pelat

$$\begin{aligned}\phi Pnt &> Pu \\ 40168,110 &> 14107,704 \text{ kN} \quad \mathbf{Aman}\end{aligned}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi kekuatan sambungan pada batang atas yang ditampilkan pada Tabel 5.14.

Tabel 5.14 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Atas

No	Jenis kuat sambungan	ϕRn (kN)	ϕPu (kN)	$Pu/\phi Rn$	Keterangan
1	Kuat geser baut	16847,672	14107,704	83,737%	Aman
2	Kuat geser tumpu pelat	58503,060	14107,704	24,114%	Aman
3	Kuat tekan pelat	40168.110	14107,704	35,122%	Aman

b. Sambungan Rangka Bawah

Pada batang bawah lebih dominan menerima beban aksial tarik sehingga sambungan juga harus didesain untuk tahan terhadap gaya tarik yang terjadi. Oleh karena itu pada sambungan batang rangka bawah terdapat beberapa kriteria batas berupa kuat geser baut, kuat geser tumpu pelat, dan kuat tarik pelat, dan kuat blok geser. Berikut ini merupakan perencanaan sambungan pada batang rangka bawah.

$$\text{Profil batang} = \text{IWF } 550 \times 550 \times 25 \times 37,5$$

$$\text{Tebal pelat buhul (tp)} = 30 \text{ mm}$$

Mutu pelat buhul	= BJ55 (F_y 410 MPa, F_u 550 MPa)
Mutu baut	= A490 (F_{nv} 469 MPa, F_{nt} 780 MPa)
Diameter baut (db)	= 33 mm
Diameter lubang (dh)	= 36 mm
Luas baut (Ab)	= 855,299 mm ²
Luas lubang baut (Ah)	= 1017,876 mm ²

1) Kuat geser nominal baut (ϕRnI)

$$\begin{aligned}
 \phi RnI &= 0,75 \times F_{nv} \times Ab \\
 &= 0,75 \times 469 \times 855,299 \\
 &= 300851 \text{ N} \\
 &= 300,851 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Konfigurasi baut

a) Kebutuhan baut (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \phi Pn / \phi RnI \\
 &= 16482,340 / 300,851 \\
 &= 54,786 \approx 56 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

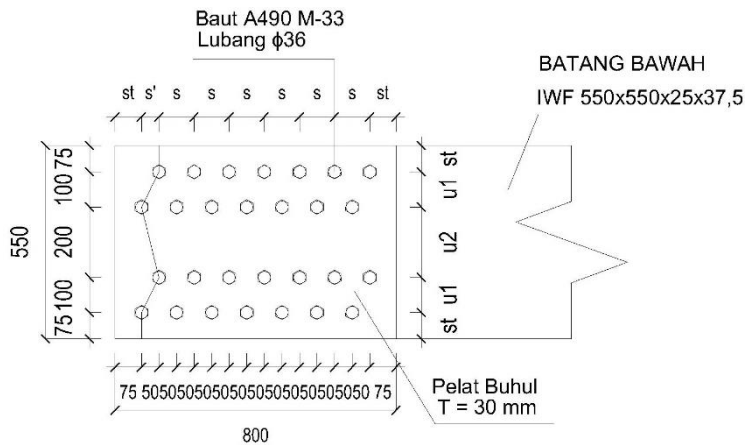
b) Jarak spasi antar baut (s)

$$\begin{aligned}
 s &= 3 \times db \\
 &= 3 \times 33 \\
 &= 99 \text{ mm} \\
 spakai &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

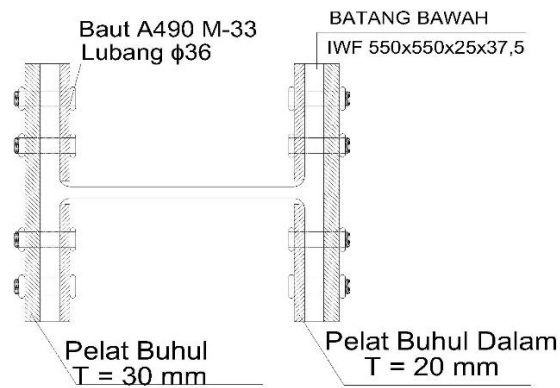
c) Jarak as baut ke tepi sambungan (st)

$$\begin{aligned}
 st &= 1,25 \times db \\
 &= 1,25 \times 33 \\
 &= 41,25 \text{ mm} \\
 stpakai &= 75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Pada sambungan rangka atas, konfigurasi baut dibuat secara seling agar pelat buhul tidak terlalu lebar pada sambungan tersebut. Berikut ini merupakan konfigurasi sambungan baut pada batang rangka atas yang ditunjukkan pada Gambar 5.53, dan Gambar 5.54.

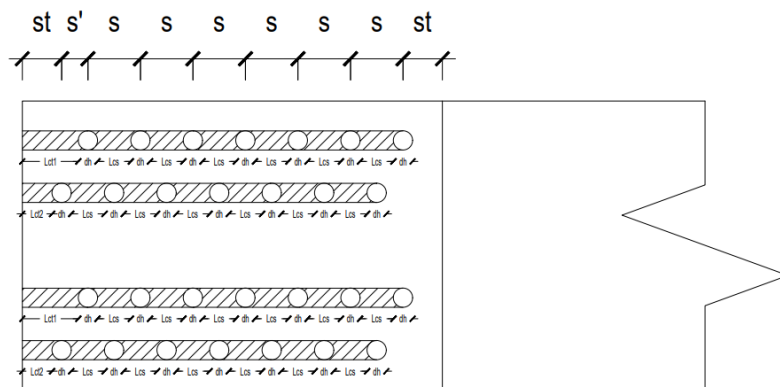


Gambar 5.54 Konfigurasi Sambungan Baut Rangka Bawah



Gambar 5.55 Tampak Melintang Sambungan Baut Rangka Bawah

3) Cek kekuatan geser tumpu ($Rn2$)



Gambar 5.56 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Rangka Bawah

Tebal pelat sayap profil	= 37,5 mm
Tebal pelat buhul	= 30 mm
Tebal pelat pakai	= 30 mm
$Lct1$	$= st - 0,5 \times dh + 0,5 \times s$ $= 75 - 0,5 \times 36 + 0,5 \times 100$ $= 107$
$Lct2$	$= st - 0,5 \times dh$ $= 75 - 0,5 \times 36$ $= 57$
Lcs	$= s - dh$ $= 100 - 36$ $= 64$
$Rnt1a$	$= 1,5 \times Lct1 \times t \times Fu$ $= 1,5 \times 107 \times 30 \times 550$ $= 2648250 \text{ N}$
$Rnt1b$	$= 3 \times db \times t \times Fnv$ $= 3 \times 33 \times 30 \times 469$ $= 1392930 \text{ N}$
$Rnt1$ pakai	= 1392930 N
$Rnt2a$	$= 1,5 \times Lct2 \times t \times Fu$ $= 1,5 \times 57 \times 30 \times 550$ $= 1410750 \text{ N}$
$Rnt2b$	$= 3 \times db \times t \times Fnv$ $= 3 \times 33 \times 30 \times 469$ $= 1392930 \text{ N}$
$Rnt2$ pakai	= 1392930 N
$Rns1$	$= 1,5 \times Lcs \times t \times Fu$ $= 1,5 \times 64 \times 30 \times 550$ $= 1584000 \text{ N}$
$Rns2$	$= 3 \times db \times t \times Fnv$ $= 3 \times 33 \times 30 \times 469$

$$= 1392930 \text{ N}$$

$$Rns \text{ pakai} = 1392930 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \phi Rn2 &= 4 \times \{0,75 \times [(1 \times Rnt1) + (1 \times Rnt2) + (12 \times Rns)]\} \\ &= 4 \times \{0,75 \times [(1 \times 1392930) + (1 \times 1392930) + (12 \times 1392930)]\} \\ &= 58503060 \text{ N} \\ &= 58503,060 \text{ KN} \end{aligned}$$

cek kapasitas kekuatan geser tumpu

$$\begin{aligned} \phi Rn2 &> Pu \\ 58503,060 &> 10874,328 \text{ kN} \quad \mathbf{Aman} \end{aligned}$$

4) Cek kekuatan tarik pelat buhul ($Rn3$)

$$\text{Tebal pelat buhul luar } (tp1) = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat buhul dalam } (tp2) = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi bagian tarik pelat luar } (h1) = 550 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi bagian tarik pelat dalam } (h2) = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah pelat luar } (n1) = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah pelat dalam } (n2) = 4 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tampang gross luar } (Ag1) &= h1 \times tp1 \times n1 \\ &= 550 \times 30 \times 2 \\ &= 33000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tampang gross dalam } (Ag2) &= h2 \times tp2 \times n2 \\ &= 250 \times 20 \times 4 \\ &= 20000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

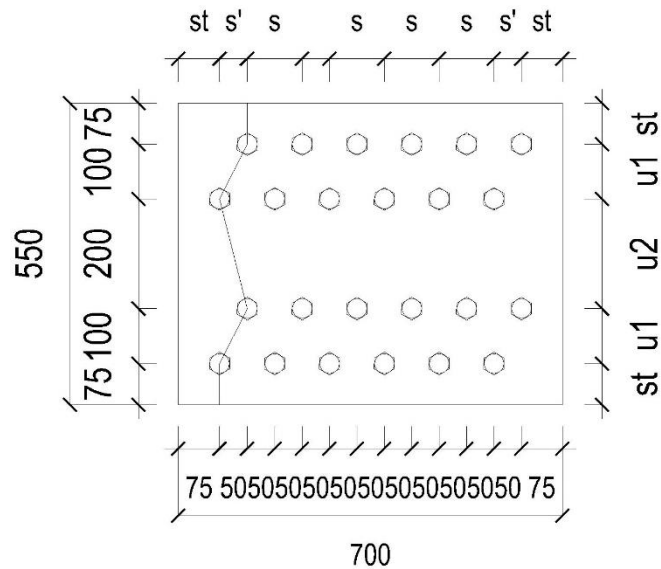
$$\begin{aligned} \text{Luas tampang gross total } (Ag) &= Ag1 + Ag2 \\ &= 33000 + 20000 \\ &= 53000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a) Kekuatan tarik leleh pelat buhul

$$\begin{aligned} \phi Rn \text{ Tarik 1} &= 0,9 \times Ag \times Fy \\ &= 0,9 \times 53000 \times 410 \\ &= 19557000 \text{ N} \\ &= 19557 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Kekuatan tarik fraktur pelat buhul

➤ Pelat buhul luar



Gambar 5.57 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur Pelat Buhul Luar Batang Bawah

$$s1 = 50 \text{ mm}$$

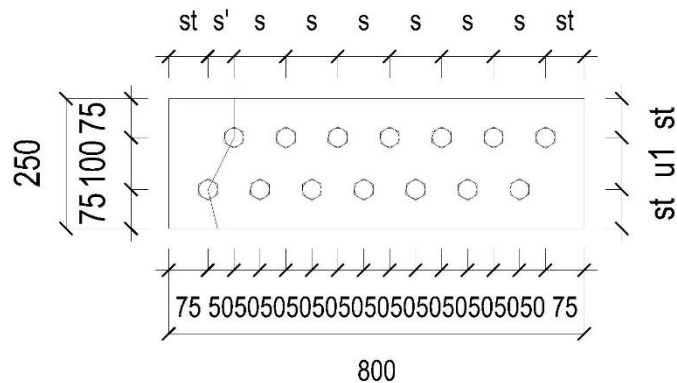
$$u1 = 100 \text{ mm}$$

$$u2 = 200 \text{ mm}$$

$$u3 = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Ant1 &= Ag1 - n.dh.t + \sum \frac{s^2 t}{4u} \\ &= 33000 - (8 \times 36 \times 30) + 2 \frac{50^2 \times 30}{4 \times 100} + 2 \frac{50^2 \times 30}{4 \times 200} + 2 \frac{50^2 \times 30}{4 \times 100} \\ &= 25297,500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

➤ Pelat buhul dalam



Gambar 5.58 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur Pelat Buhul Dalam Batang Bawah

$$s1 = 50 \text{ mm}$$

$$u4 = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Ant2 &= Ag2 - n.dh.t + \sum \frac{s^2 t}{4u} \\ &= 20000 - (8 \times 36 \times 20) + 4 \frac{50^2 \times 30}{4 \times 100} \\ &= 14740 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ae &= Ant1 + Ant2 \\ &= 25297,500 + 14740 \\ &= 40037,500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi Rn \text{ Tarik 2} &= 0,75 \times Ae \times Fu \\ &= 0,75 \times 40037,500 \times 550 \\ &= 16515468,75 \text{ N} \\ &= 16515,469 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Kekuatan tarik pelat buhul pakai

$$\phi Rn \text{ Tarik 1} = 19557 \text{ kN}$$

$$\phi Rn \text{ Tarik 2} = 16515,469 \text{ kN}$$

Dari kedua kondisi tersebut diambil nilai kuat tarik terkecil sehingga kekuatan tarik pelat buhul yang digunakan adalah ϕRn tarik 2 atau pada kondisi fraktur.

d) Cek kapasitas kekuatan tarik pelat buhul

$$\phi Rn3 > Pu$$

$$\begin{aligned}\phi Rn4 &= 0,75 \times 29964 \\ &= 22473 \text{ KN}\end{aligned}$$

cek kapasitas kekuatan geser tumpu

$$\phi Rn4 > Pu$$

$$22473 > 10874,328 \text{ kN} \quad \text{Aman}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi kekuatan sambungan pada batang bawah yang ditampilkan pada Tabel 5.15 berikut

Tabel 5.15 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Bawah

No	Jenis kuat sambungan	ϕRn (kN)	ϕPu (kN)	$Pu/\phi Rn$	Keterangan
1	Kuat geser baut	16847.672	10874,328	64,545%	Aman
2	Kuat geser tumpu pelat	58503.060	10874,328	18,588%	Aman
3	Kuat tekan pelat	16515.469	10874,328	65,843%	Aman
4	Kuat blok geser	22473.000	10874,328	48,388%	Aman

c. Sambungan Rangka Diagonal

Pada batang diagonal lebih dominan menerima beban aksial tarik sehingga sambungan juga harus didesain untuk tahan terhadap gaya tarik yang terjadi. Oleh karena itu pada sambungan batang rangka diagonal terdapat beberapa kriteria batas berupa kuat geser baut, kuat geser tumpu pelat, dan kuat tarik pelat, dan kuat blok geser. Berikut ini merupakan perencanaan sambungan pada batang rangka diagonal.

$$\text{Profil batang} = \text{IWF } 550 \times 550 \times 25 \times 31,5$$

$$\text{Tebal pelat buhul } (tp) = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu pelat buhul} = \text{BJ55 } (Fy \text{ 410 MPa, } Fu \text{ 550 MPa})$$

$$\text{Mutu baut} = \text{A490 } (Fnv \text{ 469 MPa, } Fnt \text{ 780 MPa})$$

$$\text{Diameter baut } (db) = 33 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter lubang } (dh) = 36 \text{ mm}$$

$$\text{Luas baut } (Ab) = 855,299 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas lubang baut } (Ah) = 1017,876 \text{ mm}^2$$

1) Kuat geser nominal baut (ϕRnI)

$$\begin{aligned} \phi RnI &= 0,75 \times Fnv \times Ab \\ &= 0,75 \times 469 \times 855,299 \\ &= 300851 \text{ N} \\ &= 300,851 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Konfigurasi baut

a) Kebutuhan baut (n)

$$\begin{aligned} n &= \phi Pn / \phi RnI \\ &= 14381,251 / 300,851 \\ &= 47,802 \approx 48 \text{ buah} \end{aligned}$$

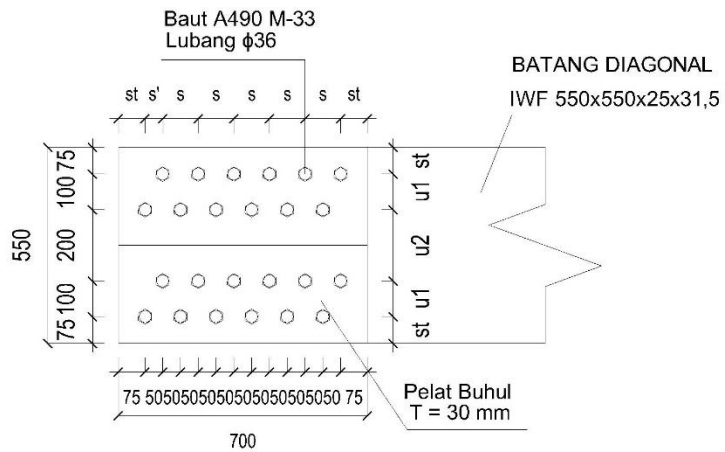
b) Jarak spasi antar baut (s)

$$\begin{aligned} s &= 3 \times db \\ &= 3 \times 33 \\ &= 99 \text{ mm} \\ spakai &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

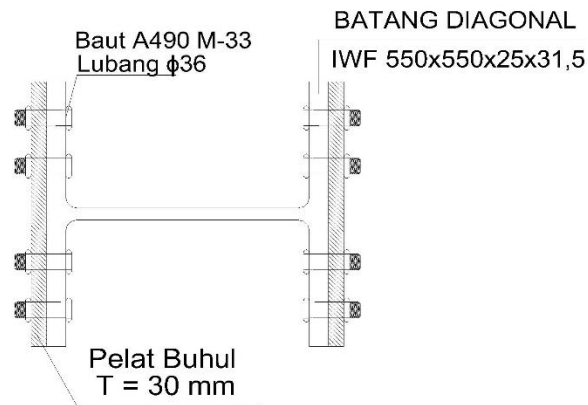
c) Jarak as baut ke tepi sambungan (st)

$$\begin{aligned} st &= 1,25 \times db \\ &= 1,25 \times 33 \\ &= 41,25 \text{ mm} \\ stpakai &= 75 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada sambungan rangka diagonal, konfigurasi baut dibuat secara seling agar pelat buhul tidak terlalu lebar pada sambungan tersebut. Berikut ini merupakan konfigurasi sambungan baut pada batang Diagonal yang ditunjukkan pada Gambar 5.59, dan Gambar 5.60.

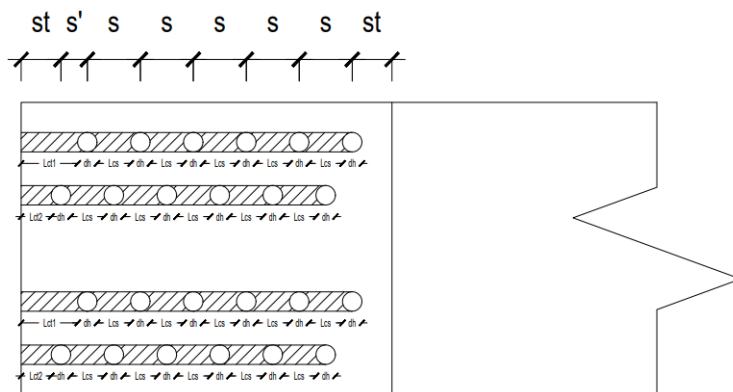


Gambar 5.60 Konfigurasi Sambungan Baut Rangka Diagonal



Gambar 5.61 Tampak Melintang Sambungan Baut Rangka Diagonal

3) Cek kekuatan geser tumpu ($Rn2$)



Gambar 5.62 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Rangka Diagonal

Tebal pelat sayap profil	= 31,5 mm
Tebal pelat buhul	= 30 mm
Tebal pelat pakai	= 30 mm
$Lct1$	$= st - 0,5 \times dh + 0,5 \times s$ $= 75 - 0,5 \times 36 + 0,5 \times 100$ $= 107$
$Lct2$	$= st - 0,5 \times dh$ $= 75 - 0,5 \times 36$ $= 57$
Lcs	$= s - dh$ $= 100 - 36$ $= 64$
$Rnt1a$	$= 1,5 \times Lct1 \times t \times Fu$ $= 1,5 \times 107 \times 30 \times 550$ $= 2648250 \text{ N}$
$Rnt1b$	$= 3 \times db \times t \times Fnv$ $= 3 \times 33 \times 30 \times 469$ $= 1392930 \text{ N}$
$Rnt1$ pakai	= 1392930 N
$Rnt2a$	$= 1,5 \times Lct2 \times t \times Fu$ $= 1,5 \times 57 \times 30 \times 550$ $= 1410750 \text{ N}$
$Rnt2b$	$= 3 \times db \times t \times Fnv$ $= 3 \times 33 \times 30 \times 469$ $= 1392930 \text{ N}$
$Rnt2$ pakai	= 1392930 N
$Rns1$	$= 1,5 \times Lcs \times t \times Fu$ $= 1,5 \times 64 \times 30 \times 550$ $= 1584000 \text{ N}$
$Rns2$	$= 3 \times db \times t \times Fnv$ $= 3 \times 33 \times 30 \times 469$

$$= 1392930 \text{ N}$$

$$Rns \text{ pakai} = 1392930 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \phi Rn2 &= 4 \times \{0,75 \times [(1 \times Rnt1) + (1 \times Rnt2) + (10 \times Rns)]\} \\ &= 4 \times \{0,75 \times [(1 \times 1392930) + (1 \times 1392930) + (10 \times 1392930)]\} \\ &= 50145480 \text{ N} \\ &= 50145,480 \text{ KN} \end{aligned}$$

cek kapasitas kekuatan geser tumpu

$$\phi Rn2 > Pu$$

$$50145,480 > 5500,459 \text{ kN} \quad \textbf{Aman}$$

4) Cek kekuatan tarik pelat buhul ($Rn3$)

$$\text{Tebal pelat buhul luar } (tp) = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi bagian tarik pelat luar } (h) = 550 \text{ mm}$$

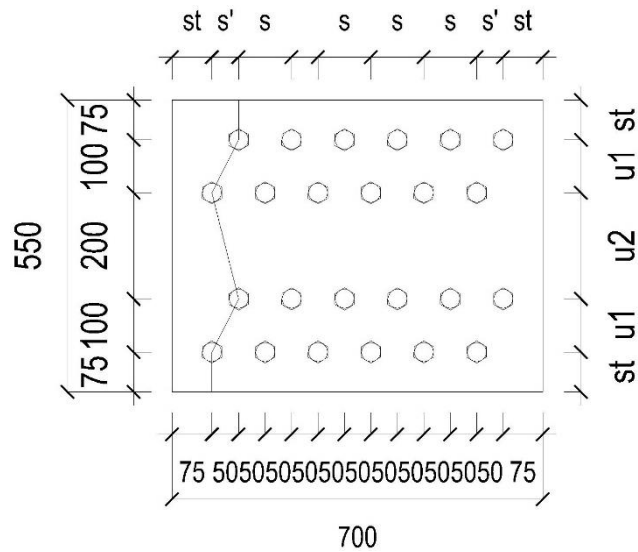
$$\text{Jumlah pelat luar } (n) = 2 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tampang gross luar } (Ag) &= h1 \times tp1 \times n1 \\ &= 550 \times 30 \times 2 \\ &= 33000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a) Kekuatan tarik leleh pelat buhul

$$\begin{aligned} \phi Rn \text{ Tarik 1} &= 0,9 \times Ag \times Fy \\ &= 0,9 \times 33000 \times 410 \\ &= 12177000 \text{ N} \\ &= 12177 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Kekuatan tarik fraktur pelat buhul



Gambar 5.63 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur Pelat Buhul Luar Batang Diagonal

$$s1 = 50 \text{ mm}$$

$$u1 = 100 \text{ mm}$$

$$u2 = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Ant1 &= Ag1 - n.dh.t + \sum \frac{s^2 t}{4u} \\ &= 33000 - (8 \times 36 \times 30) + 2 \frac{50^2 \times 30}{4 \times 100} + 2 \frac{50^2 \times 30}{4 \times 200} + 2 \frac{50^2 \times 30}{4 \times 100} \\ &= 25297,500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ae &= Ant1 \\ &= 25297,500 \\ &= 40037,500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi Rn \text{ Tarik 2} &= 0,75 \times Ae \times Fu \\ &= 0,75 \times 25297,500 \times 550 \\ &= 10435219 \text{ N} \\ &= 10435,219 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Kekuatan tarik pelat buhul pakai

$$\phi Rn \text{ Tarik 1} = 12177 \text{ kN}$$

$$\phi Rn \text{ Tarik 2} = 10435,219 \text{ kN}$$

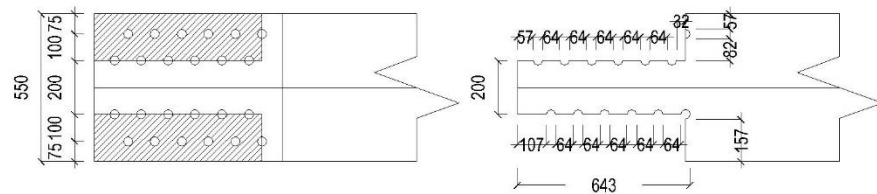
Dari kedua kondisi tersebut diambil nilai kuat tarik terkecil sehingga kekuatan tarik pelat buhul yang digunakan adalah ϕRn tarik 2 atau pada kondisi fraktur.

- d) Cek kapasitas kekuatan tarik pelat buhul

$$\begin{aligned} \phi Rn3 &> Pu \\ 10435,219 &> 5500,459 \text{ kN} \quad \mathbf{Aman} \end{aligned}$$

- 5) Cek kekuatan geser blok ($Rn4$)

Kondisi kuat geser blok ditunjukkan pada gambar 5.63. berikut



Gambar 5.64 Pola Keruntuhan Geser Blok Rangka Diagonal

Tebal pelat sayap profil = 31,5 mm

F_y = 410 MPa

F_u = 550 MPa

U_{bs} = 0,5

$$\begin{aligned} A_{nv} &= (57+64+64+64+64+64+107+64+64+64+64+64 \\ &\quad +32) \times 31,5 \end{aligned}$$

$$= 26334 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = (643 \times 2 \times 31,1)$$

$$= 40509 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (157+82+57) \times 31,5$$

$$= 9324 \text{ mm}^2$$

$$R_{nv} = 2 \times [(0,6 \times F_u \times A_{nv}) + (U_{bs} \times F_u \times A_{nt})]$$

$$= 2 \times [(0,6 \times 550 \times 26334) + (0,5 \times 550 \times 9324)]$$

$$= 22508640 \text{ N}$$

$$= 22508,640 \text{ kN}$$

$$R_{ny} = 2 \times [(0,6 \times F_y \times A_{gv}) + (U_{bs} \times F_u \times A_{nt})]$$

$$= 2 \times [(0,6 \times 410 \times 40509) + (0,5 \times 550 \times 9324)]$$

$$= 25058628 \text{ N}$$

$$= 25058,628 \text{ kN}$$

Karena $R_{nv} < R_{ny}$, maka nilai kuat geser blok kondisi digunakan adalah sebagai berikut ini.

$$\phi R_{n4} = 0,75 \times 22508,640$$

$$= 16811,480 \text{ KN}$$

cek kapasitas kekuatan geser tumpu

$$\phi R_{n4} > P_u$$

$$16811,480 > 5500,459 \text{ kN} \quad \text{Aman}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi kekuatan sambungan pada batang Diagonal yang ditampilkan pada Tabel 5.16 berikut

Tabel 5.16 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Diagonal

No	Jenis kuat sambungan	ϕR_n (kN)	ϕP_u (kN)	$P_u/\phi R_n$	Keterangan
1	Kuat geser baut	14440.862	5500,459	38,090%	Aman
2	Kuat geser tumpu pelat	50145.480	5500,459	10.969%	Aman
3	Kuat tekan pelat	10435.219	5500,459	52.711%	Aman
4	Kuat blok geser	16881.480	5500,459	32,583%	Aman

d. Sambungan Ikatan Angin Tengah

Karena batang ikatan angin tengah menerima beban aksial tarik yang lebih besar, maka sambungan yang digunakan juga harus didesain untuk tahan terhadap gaya tarik. Oleh karena itu, sambungan batang ikatan angin tengah harus memenuhi beberapa persyaratan, yaitu kuat geser baut, kuat geser tumpu pelat, kuat tarik pelat, dan kuat blok geser. Perencanaan sambungan untuk batang ikatan angin tengah digambarkan di bawah ini. Berikut ini merupakan perencanaan sambungan pada batang ikatan angin tengah.

Profil batang	= IWF 300x175x9x16
Tebal pelat buhul (tp)	= 30 mm
Mutu pelat buhul	= BJ55 (F_y 410 MPa, F_u 550 MPa)
Mutu baut	= A490 (F_{nv} 469 MPa, F_{nt} 780 MPa)
Diameter baut (db)	= 24 mm
Diameter lubang (dh)	= 27 mm
Luas baut (Ab)	= 452,389 mm ²
Luas lubang baut (Ah)	= 572,555 mm ²

1) Kuat geser nominal baut (ϕRnI)

$$\begin{aligned}
 \phi RnI &= 0,75 \times F_{nv} \times Ab \\
 &= 0,75 \times 469 \times 452,389 \\
 &= 159128 \text{ N} \\
 &= 159,128 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Konfigurasi baut

a) Kebutuhan baut (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \phi Pn / \phi RnI \\
 &= 2332,935 / 159,128 \\
 &= 14,661 \approx 16 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

b) Jarak spasi antar baut (s)

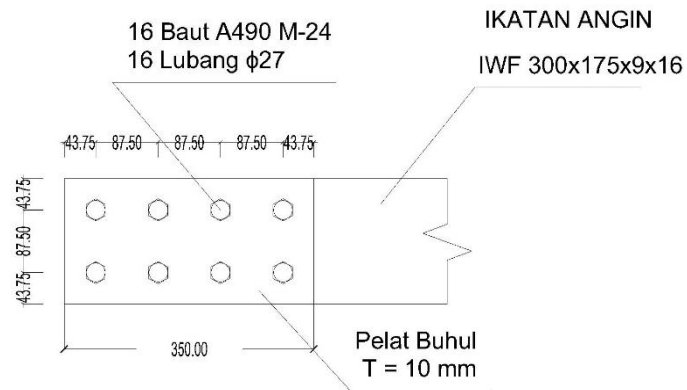
$$\begin{aligned}
 s &= 3 \times db \\
 &= 3 \times 24 \\
 &= 72 \text{ mm} \\
 spakai &= 87,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) Jarak as baut ke tepi sambungan (st)

$$\begin{aligned}
 st &= 1,25 \times db \\
 &= 1,25 \times 24 \\
 &= 30 \text{ mm} \\
 stpakai &= 43,75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Pada sambungan ikatan angin tengah, konfigurasi baut dibuat sejajar karena masih memiliki ruang yang cukup banyak. Berikut ini

merupakan konfigurasi sambungan baut pada batang ikatan angin tengah yang ditunjukkan pada Gambar 5.64, dan Gambar 5.65.

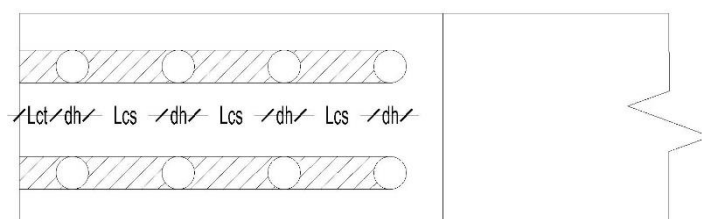


Gambar 5.65 Konfigurasi Sambungan Baut Ikatan Angin Tengah



Gambar 5.66 Tampak Melintang Sambungan Baut Ikatan Angin Tengah

3) Cek kekuatan geser tumpu ($Rn2$)



Gambar 5.67 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan Ikatan Angin Tengah

$$\begin{aligned}
\text{Tebal pelat sayap profil} &= 16 \text{ mm} \\
\text{Tebal pelat buhul} &= 10 \text{ mm} \\
\text{Tebal pelat pakai} &= 10 \text{ mm} \\
L_{ct} &= st - 0,5 \times dh \\
&= 43,75 - 0,5 \times 27 \\
&= 57 \\
L_{cs} &= s - dh \\
&= 87,5 - 27 \\
&= 60,5 \\
R_{nt1a} &= 1,5 \times L_{ct1} \times t \times F_u \\
&= 1,5 \times 30,25 \times 10 \times 550 \\
&= 249562,5 \text{ N} \\
R_{nt1b} &= 3 \times d_b \times t \times F_{nv} \\
&= 3 \times 24 \times 10 \times 469 \\
&= 337680 \text{ N} \\
R_{nt1} \text{ pakai} &= 249562,5 \text{ N} \\
R_{ns1} &= 1,5 \times L_{ct1} \times t \times F_u \\
&= 1,5 \times 60,5 \times 10 \times 550 \\
&= 499125 \text{ N} \\
R_{ns2} &= 3 \times d_b \times t \times F_{nv} \\
&= 3 \times 24 \times 10 \times 469 \\
&= 337680 \text{ N} \\
R_{ns} \text{ pakai} &= 337680 \text{ N} \\
\phi R_{n2} &= 4 \times \{0,75 \times [(1 \times R_{nt1}) + (15 \times R_{ns})]\} \\
&= 4 \times \{0,75 \times [(1 \times 249562) + (15 \times 337680)]\} \\
&= 3787807 \text{ N} \\
&= 3787,807 \text{ KN}
\end{aligned}$$

cek kapasitas kekuatan geser tumpu

$$\phi R_{n2} > P_u$$

$$3787,807 > 538,495 \text{ kN Aman}$$

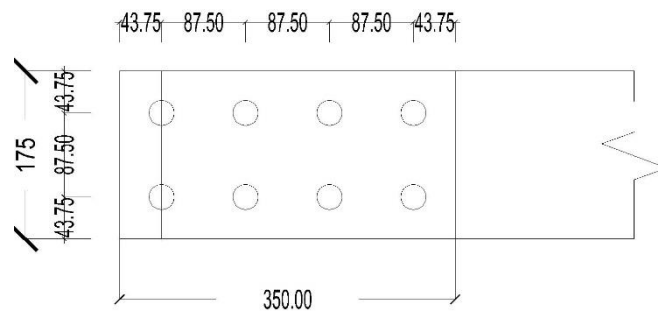
4) Cek kekuatan tarik pelat buhul (R_{n3})

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal pelat buhul luar } (tp) &= 10 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi bagian tarik pelat luar } (h) &= 175 \text{ mm} \\
 \text{Jumlah pelat luar } (n) &= 2 \text{ buah} \\
 \text{Luas tampang gross luar } (Ag) &= h \times tp \times n \\
 &= 175 \times 10 \times 2 \\
 &= 3500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

a) Kekuatan tarik leleh pelat buhul

$$\begin{aligned}
 \phi Rn \text{ Tarik 1} &= 0,9 \times Ag \times Fy \\
 &= 0,9 \times 3500 \times 410 \\
 &= 1291500 \text{ N} \\
 &= 1291,500 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Kekuatan tarik fraktur pelat buhul



Gambar 5.68 Pola Keruntuhan Kuat Tarik Fraktur Pelat Buhul Luar Ikatan Angin Tengah

$$\begin{aligned}
 Ant &= Ag - n.dh.t \\
 &= 3500 - (4 \times 27 \times 10) \\
 &= 2420 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ae &= Ant \\
 &= 2420 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi Rn &= 0,75 \times Ae \times Fu \\
 &= 0,75 \times 2420 \times 550 \\
 &= 998250 \text{ N} \\
 &= 998,250 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Kekuatan tarik pelat buhul pakai

$$\phi Rn \text{ Tarik 1} = 1291,500 \text{ kN}$$

$$\phi Rn \text{ Tarik 2} = 998,250 \text{ kN}$$

Kuat tarik pelat buhul pakai yaitu nilai minimum antara dua nilai tersebut, maka nilai yang digunakan yaitu ϕRn tarik 2

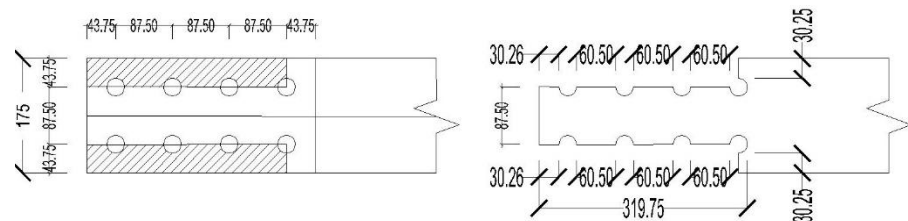
d) Cek kapasitas kekuatan tarik pelat buhul

$$\phi Rn3 > Pu$$

$$998,250 > 538,495 \text{ kN Aman}$$

5) Cek kekuatan geser blok ($Rn4$)

Kondisi kuat geser blok ditunjukkan pada gambar 5.68 berikut



Gambar 5.69 Pola Keruntuhan Geser Blok Ikatan Angin Tengah

$$\text{Tebal pelat pakai} = 10 \text{ mm}$$

$$Fy = 410 \text{ MPa}$$

$$Fu = 550 \text{ MPa}$$

$$Ubs = 0,5$$

$$\begin{aligned} Anv &= (30,25+60,5+60,5+60,5+30,25+60,5+60,5 \\ &\quad +60,5) \times 10 \\ &= 4235 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Agv &= (319,75 \times 2 \times 10) \\ &= 6395 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ant &= (30,25+30,25) \times 10 \\ &= 605 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rnv &= 2 \times [(0,6 \times Fu \times Anv) + (Ubs \times Fu \times Ant)] \\ &= 2 \times [(0,6 \times 550 \times 4235) + (0,5 \times 550 \times 605)] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3127850 \text{ N} \\
 &= 3127,850 \text{ kN} \\
 R_{ny} &= 2 \times [(0,6 \times F_y \times A_{gv}) + (U_{bs} \times F_u \times A_{nt})] \\
 &= 2 \times [(0,6 \times 410 \times 6395) + (0,5 \times 550 \times 605)] \\
 &= 3479090 \text{ N} \\
 &= 3479,090 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena $R_{nv} < R_{ny}$, maka nilai kuat geser blok kondisi digunakan adalah sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \phi R_{n4} &= 0,75 \times 3127,850 \\
 &= 2345,888 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

cek kapasitas kekuatan geser tumpu

$$\begin{aligned}
 \phi R_{n4} &> P_u \\
 2345,888 &> 538,495 \text{ kN} \quad \mathbf{Aman}
 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi kekuatan sambungan pada batang bawah yang ditampilkan pada Tabel 5.17 berikut

Tabel 5.17 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan pada Batang Bawah

No	Jenis kuat sambungan	ϕR_n (kN)	ϕP_u (kN)	$P_u/\phi R_n$	Keterangan
1	Kuat geser baut	2546.047	538,495	21.150%	Aman
2	Kuat geser tumpu pelat	3787.808	538,495	14.217%	Aman
3	Kuat tekan pelat	998.250	538,495	53.944%	Aman
4	Kuat blok geser	2345.888	538,495	22.955%	Aman

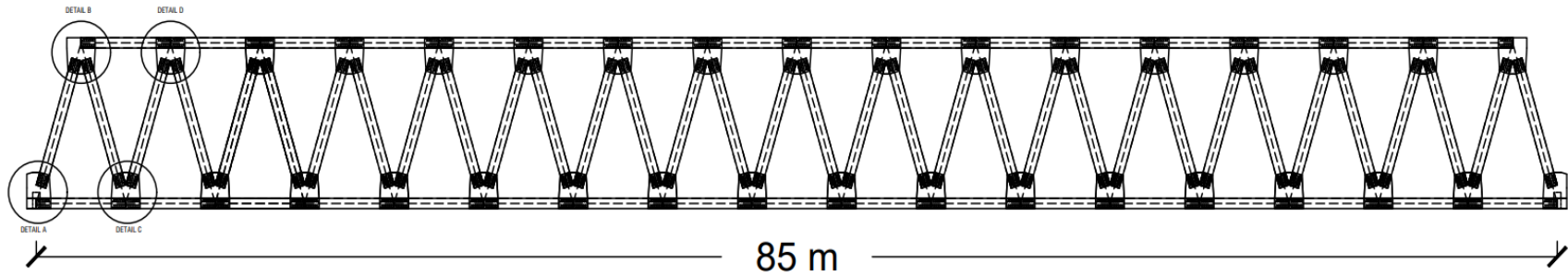
e. Rekapitulasi sambungan baut

Berikut merupakan data rekapitulasi sambungan yang dipakai pada setiap batang rangka baja yang ditunjukkan pada Tabel 5.18 dibawah

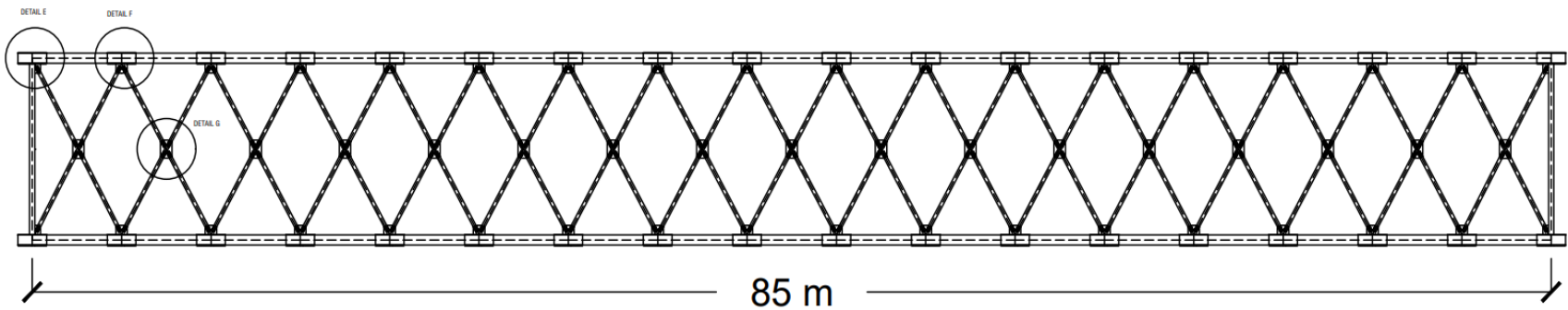
Tabel 5.18 Rekapitulasi Sambungan Baut

Batang	Jumlah Baut	Konfigurasi
Rangka Atas IWF 550x550x25x37.5	56	Baut seling
Rangka Bawah IWF 550x550x25x37.5	56	Baut seling
Rangka Diaogonal IWF 550x550x25x31.5	48	Baut seling
Ikatan Angin Atas IWF 300x200x9x16	16	Baut sejajar

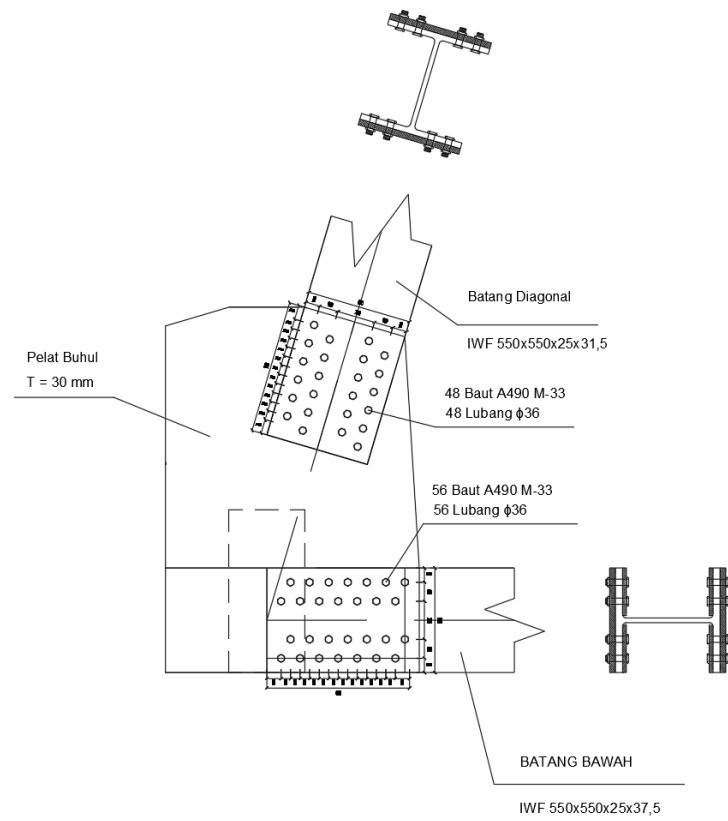
f. Detail gambar sambungan baut



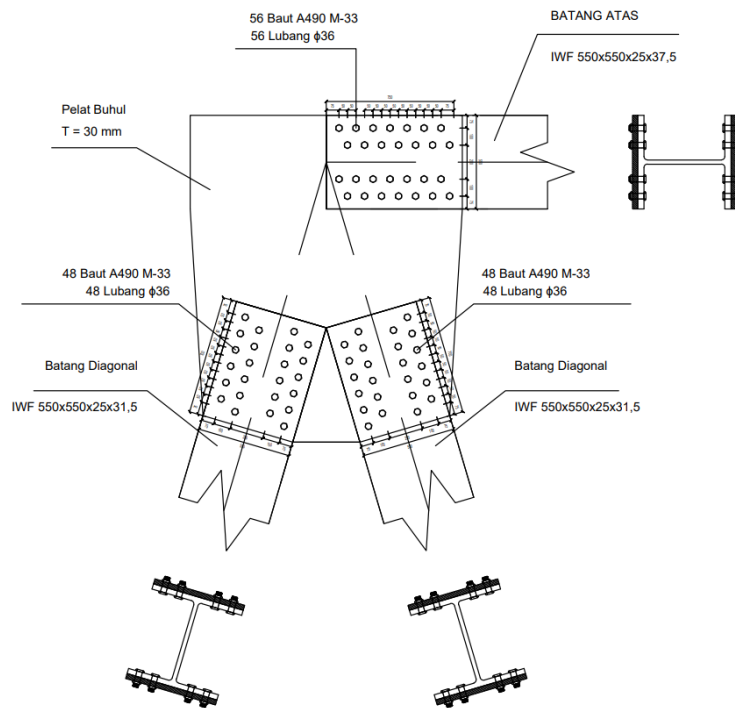
Gambar 5.70 Tampak Samping Rangka Jembatan



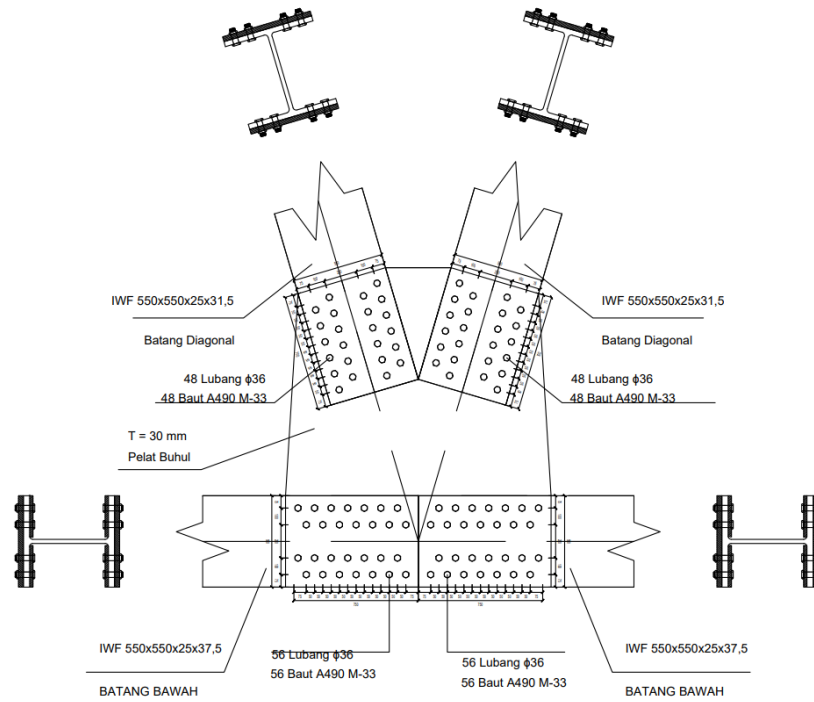
Gambar 5.71 Tampak Atas Rangka Jembatan



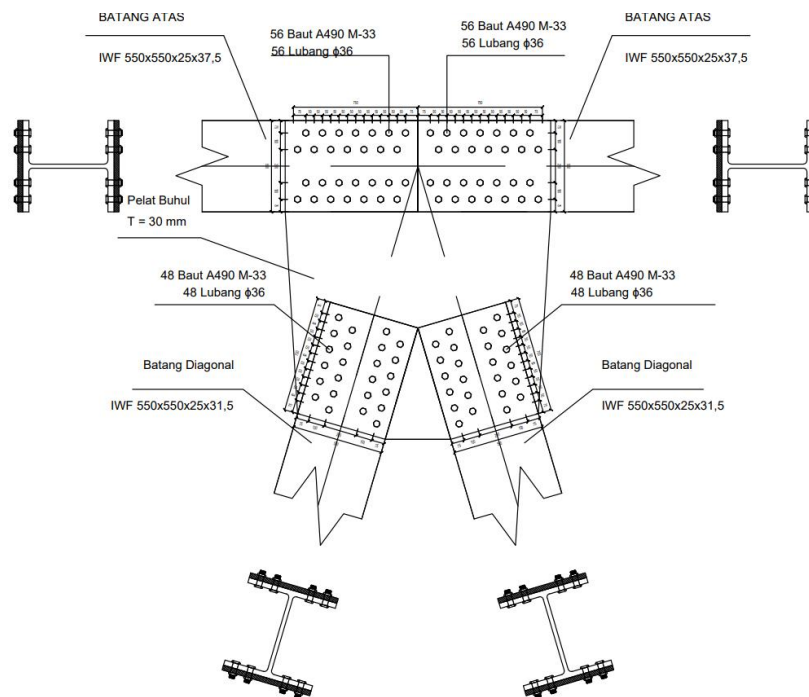
Gambar 5.72 Detail Sambungan A



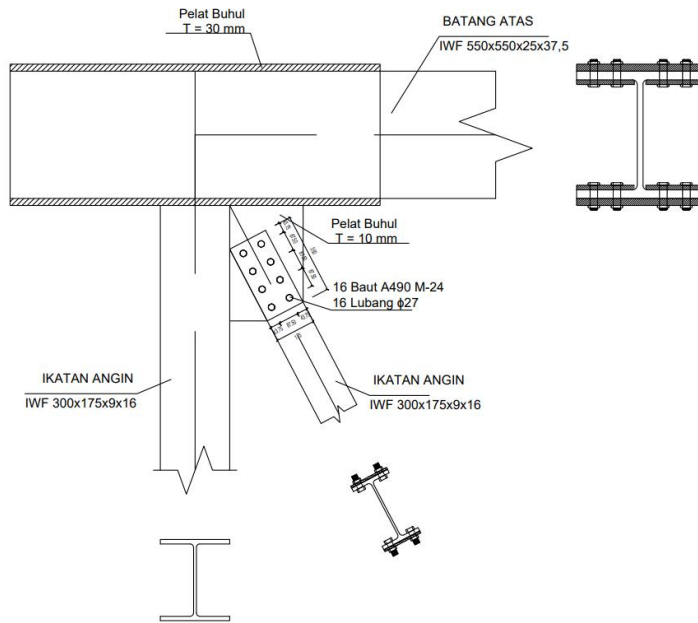
Gambar 5.73 Detail Sambungan B



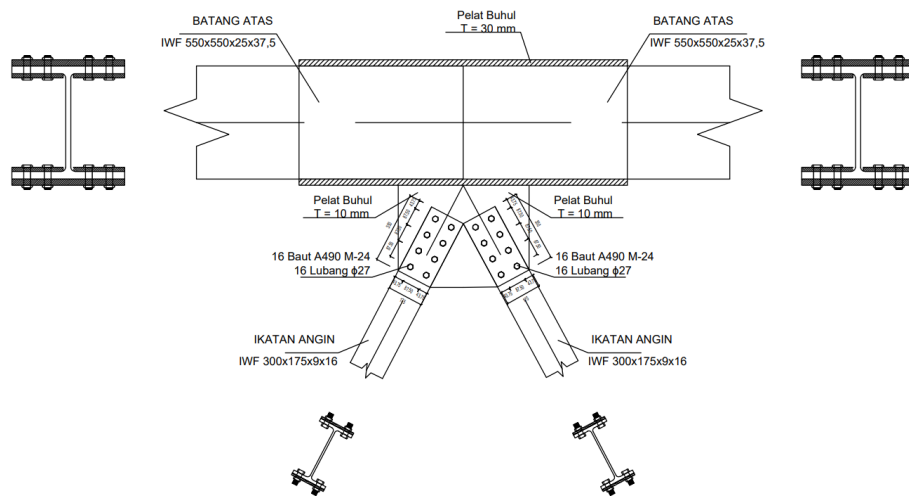
Gambar 5.74 Detail Sambungan C



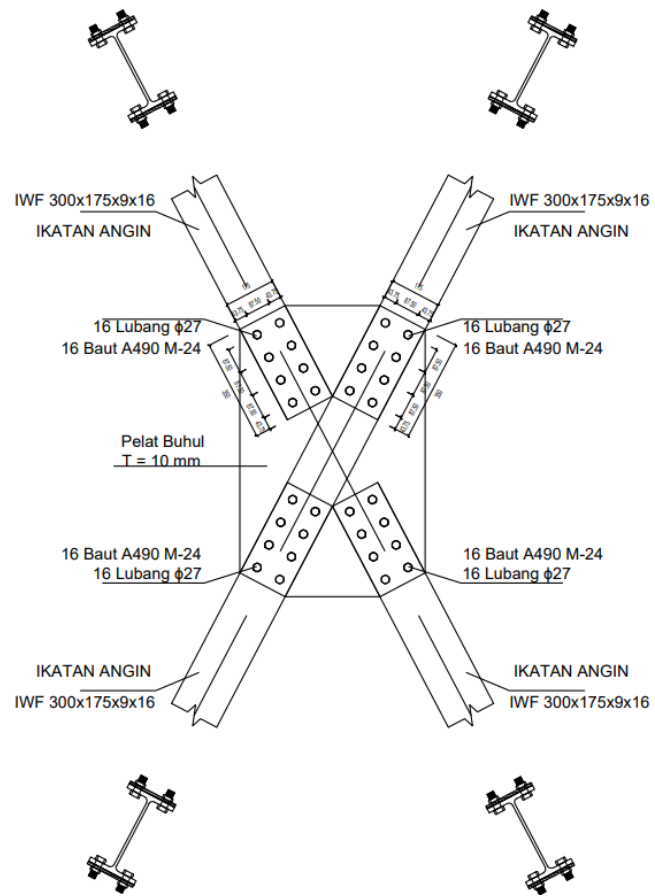
Gambar 5.75 Detail Sambungan D



Gambar 5.76 Detail Sambungan E



Gambar 5.77 Detail Sambungan F



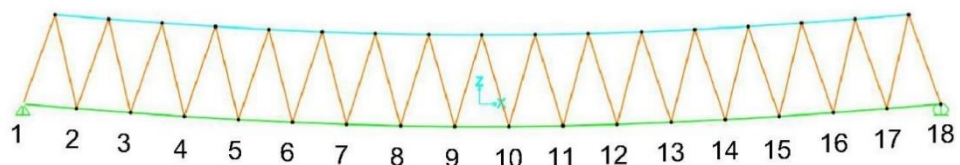
Gambar 5.78 Detail Sambungan G

12. Lendutan dan lawan lendut (*Camber*)

Lendutan pada jembatan perlu dibatasi untuk memberikan kenyamanan dan rasa aman bagi pengendara yang melewatinya. Menurut RSNI T-03 2005, lendutan jembatan dibatasi oleh nilai sebesar $L/800$. Besaran lendutan tersebut didapatkan dari hasil analisis struktur dengan kombinasi Beban Layan I. Berikut ini merupakan batas lendutan yang diizinkan.

$$\begin{aligned}\delta_{izin} &= L/800 \\ &= 85/800 \\ &= 0.106 \text{ m}\end{aligned}$$

Dari hasil pemodelan pada SAP2000, didapatkan lendutan pada struktur rangka sebagaimana berikut ini.



Gambar 5.79 Lendutan Jembatan

Jembatan harus diberi *camber* atau lawan lendut jika lendutan melebihi batas. Menurut Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan Bina Marga (2021), nilai *camber* ditetapkan sebesar 150% dari lendutan hasil kombinasi Beban Layan I dengan arah yang berlawanan dengan lendutan yang terjadi. Berikut ini merupakan contoh hasil perhitungan *camber* di titik 9.

$$\begin{aligned}\text{Camber} &= - (150\% \times \delta) \\ &= - (150\% \times -0.205876) \\ &= 0.308814 \text{ m}\end{aligned}$$

Tabel 5.19 Rekapitulasi Lendutan dan Camber

Titik	Lendutan (m)	Lendutan izin (m)	<i>Camber</i> (m)
1	0	0.10625	0
2	-0.040304	0.10625	0.060456
3	-0.078088	0.10625	0.117132
4	-0.112339	0.10625	0.168509
5	-0.142209	0.10625	0.213314
6	-0.166991	0.10625	0.250487
7	-0.186122	0.10625	0.279183
8	-0.199179	0.10625	0.298769
9	-0.205876	0.10625	0.308814
10	-0.206059	0.10625	0.309089
11	-0.199345	0.10625	0.299018
12	-0.186261	0.10625	0.279392
13	-0.167098	0.10625	0.250647
14	-0.142287	0.10625	0.213431
15	-0.112394	0.10625	0.168591
16	-0.078124	0.10625	0.117186
17	-0.040323	0.10625	0.060485
18	0	0.10625	0

5.2 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

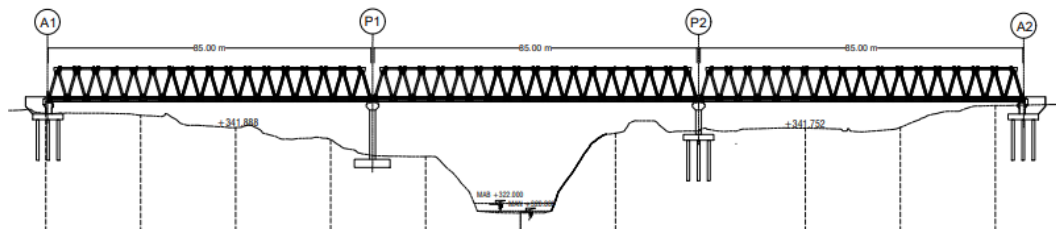
Struktur bawah jembatan berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur atas jembatan ke tanah. Struktur bawah yang digunakan dalam penelitian ini terbagi menjadi empat bagian: *abutment*, fondasi dalam *abutment*, pilar dan fondasi dalam pilar. Tahapan pada perencanaan struktur bawah Jembatan Ciloseh dapat dilihat sebagaimana berikut.

5.2.1 Perencanaan *Abutment*

Abutment atau kepala jembatan adalah bagian struktur bawah yang terletak pada bagian ujung bentang jembatan di kedua sisi. *Abutment* berfungsi sebagai penumpu atau penopang bagian struktur atas jembatan. Selain itu *abutment* juga berfungsi menahan gaya lateral yang dihasilkan oleh tekanan tanah dari bagian oprit jembatan. Berikut ini merupakan tahapan perencanaan *abutment* yang dilakukan.

1. Data Struktur Jembatan

Gambar struktur jembatan ditunjukkan pada Gambar 5.79 sebagaimana berikut ini.



Gambar 5.80 Struktur Jembatan Ciloseh

a. Struktur atas jembatan

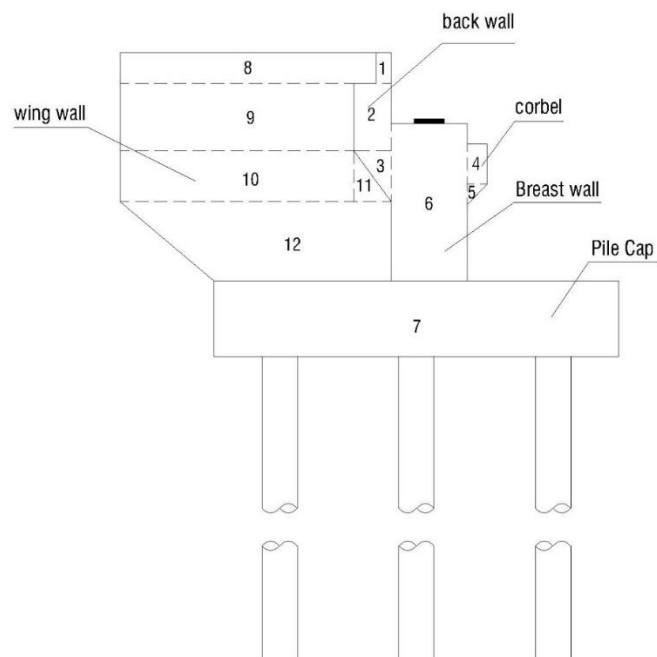
Panjang jembatan	= 85 m
Jumlah bentang	= 3 buah
Tipe struktur atas jembatan	= Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Warren</i>
Tinggi struktur atas jembatan	= 8,5
Lebar strujtur atas jembatan	= 9,2 m
Lebar lalu lintas	= 7 m

Lebar trotoar	= 1 m
Tebal pelat	= 0,25 m
Tebal trotoar	= 0,25 m
Tebal lapisan perkerasan	= 0,05 m
Tebal genangan air hujan	= 0,05 m

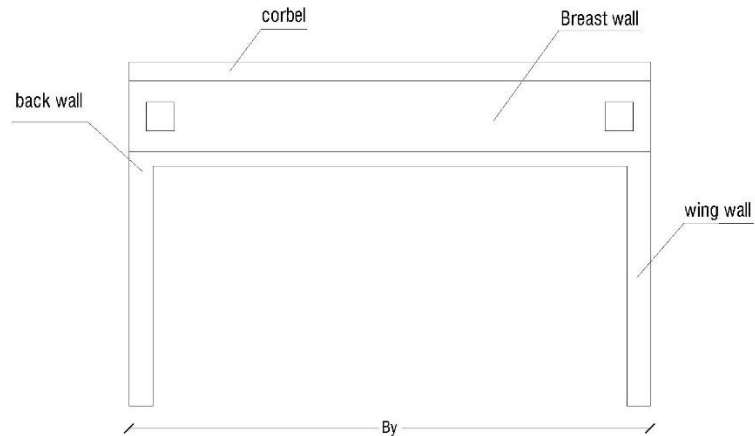
b. Struktur bawah jembatan

1) Dimensi *abutment*

Abutmen direncanakan memiliki dimensi yang sama pada kedua ujung jembatan. Meskipun kontur jembatan dan kondisi tanah pada kedua sisi berbeda, akan tetapi dari kedua sisi tersebut diambil yang memiliki bagian paling kritis. Oleh karena itu, dipilih *abutment* bagian kiri yang memiliki dimensi lebih besar untuk dilakukan perhitungan. Berikut ini dimensi dan bagian *abutment* yang ditunjukkan pada Gambar 5.80 dan Gambar 5.81.



Gambar 5.81 Tampak Samping *Abutment*



Gambar 5.82 Tampak Atas Abutment

Adapun dimensi *abutment* ditampilkan pada tabel 5.20 sebagaimana berikut ini.

Tabel 5.20 Dimensi Tiap Bagian *Abutment*

Bagian	bx	by	h	Bagian	bx	by	h
	(m)	(m)	(m)		(m)	(m)	(m)
1	0.3	11	0.6	7	1.5	13	8
2	0.73	11	1.34	8	5.05	0.5	0.6
3	0.73	11	1	9	4.62	0.5	1.34
4	0.4	11	0.8	10	4.62	0.5	1.34
5	0.4	11	0.4	11	0.73	0.5	1
6	1.5	11	3.1	12	5.35	0.5	1.55

2) Data material

a) Data material *abutment*

Berat volume beton (γ_c) = 24 kN/m³

Mutu beton (f'_c) = 30 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 MPa

b) Data tanah asli

Data tanah diambil dari hasil pengujian tanah pada BH-01 sebagaimana tabel 5.21 berikut ini.

Tabel 5.21 Data NSPT pada BH-01

Lapisan	Kedalaman (m)	Tebal lapisan (m)	N-SPT
1	4	2	19
2	6	2	40
3	8	2	11
4	10	2	50
5	12	2	24
6	14	2	9
7	16	2	41
8	18	2	43
9	20	2	48
10	21	1	48

Dari data tersebut, selanjutnya ditentukan nilai parameter tanah sebagaimana berikut ini.

i. Lapis 1 kedalaman 4 m

$$\text{N-SPT} = 19$$

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 16,76 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam } (\phi) = 34^\circ$$

$$\text{Koheksi } (c) = 10 \text{ kN/m}^2$$

ii. Lapis 2 kedalaman 6 m

$$\text{N-SPT} = 40$$

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 18,97 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam } (\phi) = 43^\circ$$

$$\text{Koheksi } (c) = 10 \text{ kN/m}^2$$

iii. Lapis 3 kedalaman 8 m

$$\text{N-SPT} = 11$$

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 14,7 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam } (\phi) = 30^\circ$$

$$\text{Koheksi } (c) = 10 \text{ kN/m}^2$$

iv.	Lapis 4 kedalaman 10 m	
	N-SPT	= 50
	Berat volume tanah (γ_s)	= 20,03 kN/m ³
	Sudut geser dalam (ϕ)	= 47°
	Kohesi (c)	= 10 kN/m ²
v.	Lapis 5 kedalaman 12 m	
	N-SPT	= 24
	Berat volume tanah (γ_s)	= 16,55 kN/m ³
	Sudut geser dalam (ϕ)	= 37°
	Kohesi (c)	= 10 kN/m ²
vi.	Lapis 6 kedalaman 14 m	
	N-SPT	= 9
	Berat volume tanah (γ_s)	= 14,41 kN/m ³
	Sudut geser dalam (ϕ)	= 28°
	Kohesi (c)	= 10 kN/m ²
vii.	Lapis 7 kedalaman 16 m	
	N-SPT	= 41
	Berat volume tanah (γ_s)	= 18,97 kN/m ³
	Sudut geser dalam (ϕ)	= 44°
	Kohesi (c)	= 10 kN/m ²
viii.	Lapis 8 kedalaman 18 m	
	N-SPT	= 43
	Berat volume tanah (γ_s)	= 19,25 kN/m ³
	Sudut geser dalam (ϕ)	= 44°
	Kohesi (c)	= 10 kN/m ²
ix.	Lapis 9 kedalaman 20 m	
	N-SPT	= 48
	Berat volume tanah (γ_s)	= 19,96 kN/m ³
	Sudut geser dalam (ϕ)	= 46°
	Kohesi (c)	= 10 kN/m ²
x.	Lapis 10 kedalaman 21 m	

N-SPT	= 48
Berat volume tanah (γ_s)	= 19,96 kN/m ³
Sudut geser dalam (ϕ)	= 46°
Kohesi (c)	= 10 kN/m ²

c. Data tanah timbunan

Jenis tanah	= Pasir lepas
Berat volume tanah (γ_s)	= 18 kN/m ³
Sudut geser dalam (ϕ)	= 10°
Kohesi (c)	= 25 kN/m ²

2. Pembebanan pada *Breast Wall*

a. Berat sendiri (*MS*)

1) Berat sendiri struktur atas jembatan

Perhitungan berat sendiri struktur atas dapat dilihat pada tabel 5.22 berikut ini.

Tabel 5.22 Berat Mati Struktur Atas

Rangka	Profil	Berat (Kg/m)	Panjang Segmen (m)	Banyak	Jumlah (Kg)	Jumlah (kN)
Rangka Atas	IWF 550x550x25x37.5	417.1	5.000	32	66736.000	654.680
Rangka Bawah	IWF 550x550x25x37.5	417.1	5.000	34	70907.000	695.598
Rangka Diaogonal	IWF 550x550x25x31.5	367.6	8.860	68	221472.212	2172.642
Gelagar Memanjang	IWF 400x200x8x13	66.00	5.000	85	28050.000	275.171
Gelagar Melintang	IWF 800x300x14x26	207	9.680	18	36067.680	353.824
Ikatan Angin Atas	IWF 300x200x9x16	63.52	5.448	64	22145.741	217.250
Ikatan Angin Bawah	IWF 350x300x12x19	119.99	9.680	2	2323.006	22.789
Total Berat Struktur Rangka Baja						4391,953
Beton		Berat (kN/m³)		Volume (m³)		Jumlah (kN)
Pelat lantai		24		191,250		4590
Total Berat Struktur Pelat Lantai Kendaraan						4590

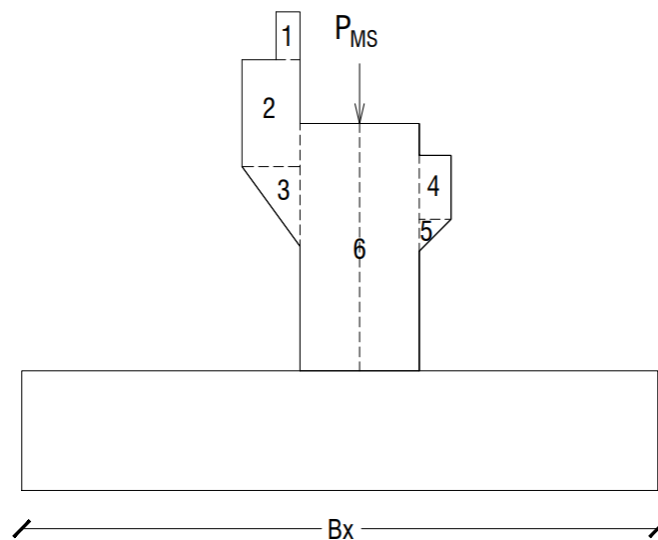
Dari hasil perhitungan tersebut didapatkan total berat mati sendiri pada struktur atas sebagaimana berikut ini

$$\begin{aligned}
 P_{MS \text{ struktur atas}} &= \text{Total Berat Struktur Rangka Baja} + \\
 &\quad \text{Total Berat Pelat Lantai Kendaraan} \\
 &= 4391,953 + 4590 \\
 &= 8981,953 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka berat mati sendiri struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} P_{MS \text{ struktur atas}} &= 0,5 \times 8981,953 \\
 &= 4490,977 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

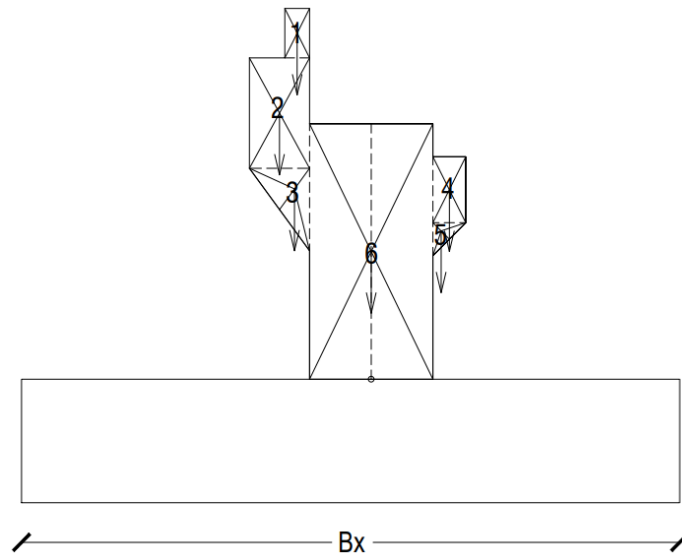
Penyaluran beban mati sendiri struktur atas pada *breast wall* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5.83 Beban Mati Sendiri Struktur Atas pada *Breast Wall*

2) Berat sendiri struktur bawah

Dimensi *breast wall* yang digunakan pada Jembatan Ciloseh dapat dilihat pada gambar 5.83 berikut ini



Gambar 5.84 Berat Sendiri *Breast Wall*

Perhitungan berat sendiri *breast wall* dapat dilihat pada tabel 5.23 berikut ini.

Tabel 5.23 Perhitungan Gaya dan Momen pada *Breast Wall*

No	b	h	Bentuk	Panjang	Berat volume	Berat	Lengan	Arah momen	Momen
	(m)	(m)		(m)	(kN/m^3)	(kN)	(m)		(kNm)
1	0.3	0.6	1	11	24	47.52	0.9	-1	-42.8
2	0.73	1.34	1	11	24	258.244	1.115	-1	-287.9
3	0.73	1	0.5	11	24	96.36	0.993	-1	-95.7
4	0.4	0.8	1	11	24	84.48	0.95	1	80.3
5	0.4	0.4	0.5	11	24	21.12	0.883	1	18.7
6	1.5	3.1	1	11	24	1227.6	0	0	0.0
Jumlah						1735.3			-327.52

3) Total berat mati sendiri

Berikut ini merupakan perhitungan total berat mati tambahan yang ditampilkan pada Tabel 5.24.

Tabel 5.24 Total Berat Mati Sendiri pada *Brest Wall*

No	Jenis Berat	P _{MS}	M _{MS}
		(kN)	(kNm)
1	Struktur Atas	4490,977	0
2	<i>Brest Wall</i>	1735.3	-327.52
Total Berat		6226.3	-327.52

b. Beban mati tambahan (*MA*)

Beban mati tambahan merupakan elemen non-struktural yang hanya terdapat pada struktur atas jembatan. Berikut ini merupakan perhitungan beban mati tambahan pada struktur atas jembatan.

1) Trotoar

$$\text{Tinggi trotoar } (h) = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar } (b) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Panjang } (l) = 85 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah } (n) = 2 \text{ buah}$$

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

$$\begin{aligned} P_{MA \text{ trotoar}} &= h \times b \times l \times n \times \gamma_b \\ &= 0,25 \times 1 \times 85 \times 2 \times 24 \\ &= 1020 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Lapisan perkerasan jalan

$$\text{Tebal lapis perkerasan } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Lebar lapis perkerasan } (b) = 7 \text{ m}$$

$$\text{Panjang } (l) = 85 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} P_{MA \text{ lapis perkerasan}} &= h \times b \times l \times \gamma_a \\ &= 0,05 \times 7 \times 85 \times 22 \\ &= 654,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Air hujan

$$\text{Tebal genangan air hujan } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } (b) = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang } (l) &= 85 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis air } (\gamma_w) &= 10 \text{ kN/m}^3 \\
 P_{MA \text{ air hujan}} &= h \times b \times l \times \gamma_w \\
 &= 0,05 \times 7 \times 85 \times 10 \\
 &= 297,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Berat total

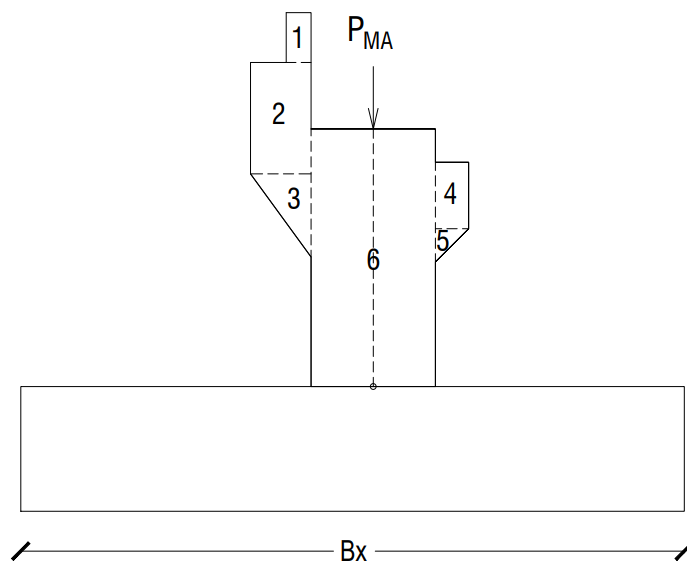
Berat total akibat beban mati tambahan dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 P_{MA \text{ total}} &= P_{MA \text{ trotoar}} + P_{MA \text{ perkerasan}} + P_{MA \text{ air hujan}} \\
 &= 1020 + 654,5 + 297,5 \\
 &= 1972 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka berat mati tambahan struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} P_{MA \text{ struktur atas}} &= \frac{1}{2} \times 1972 \\
 &= 986 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

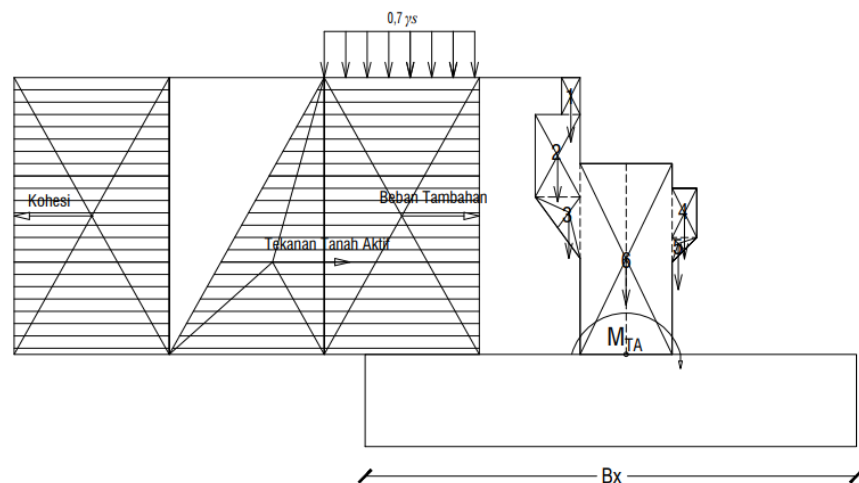
Penyaluran beban mati tambahan struktur atas pada *breast wall* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5.85 Beban Mati Tambahan Struktur Atas pada *Breast Wall*

c. Tekanan tanah (*TA*)

Menurut SNI 1725:2016, tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati lalu lintas. Berikut ini merupakan diagram tekanan tanah aktif yang ditunjukkan pada Gambar 5.85.



Gambar 5.86 Diagram Tekanan Tanah Aktif

Tanah timbunan yang digunakan pada ujung jembatan diasumsikan sama seperti tanah pada lapisan pertama dengan data sebagaimana berikut ini.

$$\text{Tinggi timbunan} = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar volume tanah} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam} = 10^\circ$$

$$\text{Kohesi} = 25 \text{ kN/m}^2$$

Sudut geser antara tanah timbunan dan dinding *abutment*

$$\delta = 25^\circ$$

Sudut pada dinding timbunan terhadap garis horizontal

$$\beta = 0^\circ$$

Sudut pada dinding *abutment* terhadap garis horizontal

$$\theta = 90^\circ$$

Faktor pengurangan kekuatan

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

Sudut geser efektif tanah

$$\begin{aligned}\phi'f &= \tan^{-1} (K_{\phi}^R \times \tan \phi) \\ &= \tan^{-1} (0,7 \times \tan 10) \\ &= 7,036^{\circ}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'f + \delta) \times \sin(\phi'f + \beta)}{\sin(\theta - \delta) \times \sin(\theta + \beta)}} \\ &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(7,036 + 25) \times \sin(7,036 + 0)}{\sin(90 - 25) \times \sin(90 + 0)}} \\ &= 1,268\end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}K_a &= \frac{\sin^2(\phi'f + \delta)}{\Gamma[\sin^2(\theta) \times \sin^2(\theta - \delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(7,036 + 25)}{1,268 \times [\sin^2(90) \times \sin^2(90 - 25)]} \\ &= 0,857\end{aligned}$$

Berikut ini merupakan perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif.

1) Tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned}TA1 &= 0,7 \times \gamma_s \times K_a \times H \times B_y \\ &= 0,7 \times 18 \times 0,857 \times 4,5 \times 10 \\ &= 486,074 \text{ kN}\end{aligned}$$

2) Tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned}TA2 &= 0,5 \times \gamma_s \times K_a \times H^2 \times B_y \\ &= 0,5 \times 18 \times 0,857 \times 4,5^2 \times 10 \\ &= 1562,380 \text{ kN}\end{aligned}$$

3) Tekanan tanah aktif akibat kohesi timbunan tanah

$$\begin{aligned}TA3 &= 2c \times \sqrt{K_a} \times H \times B_y \\ &= 2 \times 25 \times \sqrt{0,857} \times 4,5 \times 10 \\ &= 2083,253 \text{ kN}\end{aligned}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada *breast wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.25

Tabel 5.25 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada *Brest Wall*

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA} (kN)	Lengan (kN)	Momen (M_{TA}) (kNm)
Akibat beban tambahan	486,074	2,25	1093,666
Akibat timbunan	1562,380	1,5	2343,569
Akibat kohesi timbunan	-2083,253	2,25	-4687,319
Jumlah	-34,8		-1250,2

d. Beban Lajur (*TD*)

1) Beban terbagi rata (*BTR*)

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 85 \text{ m}$$

$$\text{Lebar lajur kendaraan } (b) = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} BTR &= 9 \times (0,5 + (15 / L)) \\ &= 9 \times (0,5 + (15 / 85)) \\ &= 6,088 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{BTR} &= BTR \times b \times L \\ &= 6,088 \times 7 \times 85 \\ &= 3622,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Beban garis terpusat (*BGT*)

$$BGT = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Faktor beban dinamis} = 30 \%$$

$$\text{Lebar lajur kendaraan } (b) = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= BGT \times (100\% + FBD) \times b \\ &= 49 \times (100\% + 30\%) \times 7 \\ &= 445,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Berat total

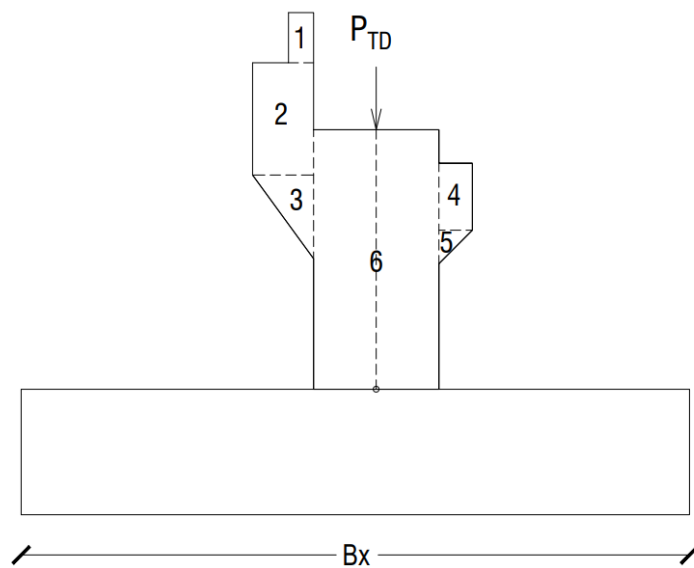
Berat total akibat beban lajur dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 P_{TD \text{ total}} &= P_{BTR} + P_{BGT} \\
 &= 3622,5 + 445,9 \\
 &= 4068,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban lajur “D” struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} P_{TD \text{ struktur atas}} &= 0,5 \times 4068,4 \\
 &= 2034,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Penyaluran beban lajur “D” struktur atas pada *breast wall* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5.87 Beban Lajur ‘D’ Struktur Atas pada *Breast Wall*

e. Beban pejalan kaki (*TP*)

Berikut ini merupakan perhitungan beban pejalan kaki pada struktur atas jembatan.

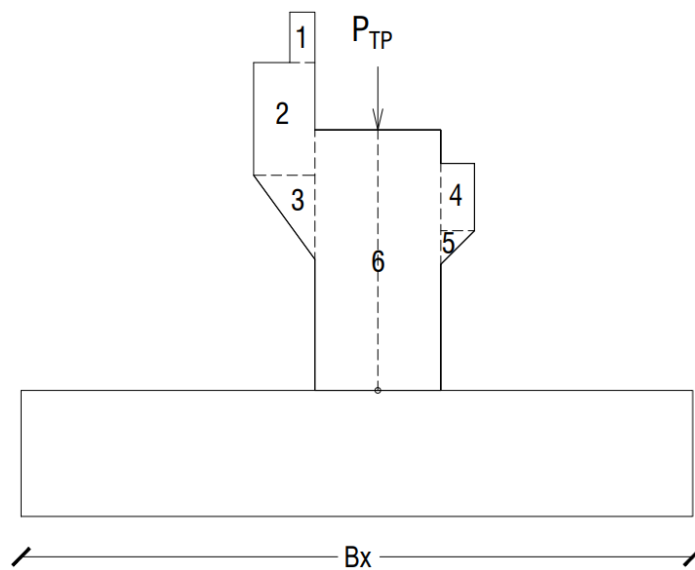
$$\begin{aligned}
 \text{Panjang jembatan } (L) &= 85 \text{ m} \\
 \text{Lebar trotoar } (b) &= 1 \text{ m} \\
 \text{Jumlah trotoar } (n) &= 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Intensitas beban pejalan kaki} &= 5 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{TP} &= \text{intensitas pejalan kaki} \times L \times b \times n \\
 &= 5 \times 85 \times 1 \times 2 \\
 &= 850 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban pejalan kaki struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} P_{TP} \text{ struktur atas} &= 0,5 \times 850 \\
 &= 425 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Penyaluran beban pejalan kaki struktur atas pada *breast wall* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5.88 Beban Pejalan Kaki Struktur Atas pada *Breast Wall*

f. Beban rem (*TB*)

1) Beban rem 1

$$\text{Berat gandar truk} = 225 \text{ kN}$$

$$\text{Beban rem 1} = 25\% \times \text{berat gandar truk}$$

$$= 25\% \times 225$$

$$= 56,25 \text{ kN}$$

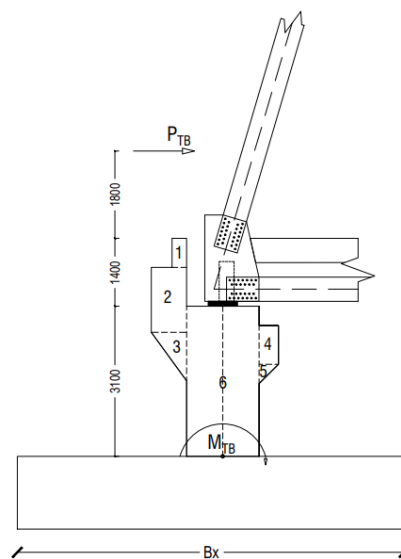
2) Beban rem 2

$$\begin{aligned}
 \text{Berat truk rencana (TT)} &= 500 \text{ kN} \\
 \text{Beban terbagi rata (BTR)} &= 6,088 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Lebar jalur (b)} &= 7 \text{ m} \\
 \text{Panjang jembatan (L)} &= 85 \text{ m} \\
 \text{Beban rem 2} &= 5\% \times (TT + (BTR \times b \times L)) \\
 &= 5\% \times (500 + (6,088 \times 7 \times 85)) \\
 &= 206,125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari kedua beban rem tersebut, diambil yang memiliki nilai terbesar yaitu 206,125 kN. Kemudian beban rem tersebut ditempatkan pada lajur yang dilewati oleh kendaraan dengan arah yang sama. Gaya rem ini harus diasumsikan bekerja secara horizontal dengan ketinggian 1800 mm di atas permukaan jalan. Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban rem struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} P_{TB} \text{ struktur atas} &= 0,5 \times 206,125 \\
 &= 103,063 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dikarenakan beban rem tersebut posisinya tidak persis pada tumpuan, maka terdapat lengan terhadap titik tumpu *breast wall* yang mengakibatkan terjadinya momen.



Gambar 5.89 Beban Rem Struktur Atas pada *Breast Wall*

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap titik tumpu } \textit{breast wall} (L_{TB}) &= 1,8 + 1,4 + 3,1 \\ &= 6,3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat beban rem } (M_{TB}) &= P_{TB} \times L_{TB} \\ &= 103,063 \times 6,3 \\ &= 649,294 \text{ kNm} \end{aligned}$$

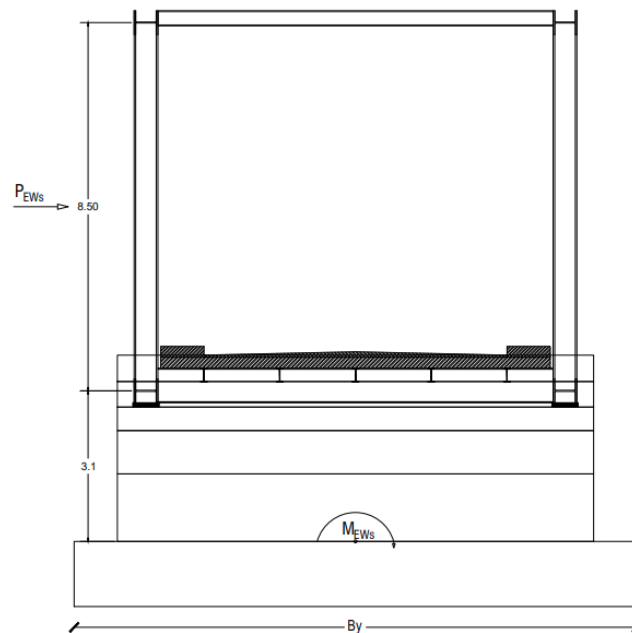
g. Beban angin struktur (E_{Ws})

Dari perhitungan beban pada struktur atas, didapatkan nilai beban angin struktur sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} P_{E_{Ws}} &= P_{tekan} \times P_{hisap} \\ &= 494,229 + 247.114 \\ &= 741,343 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban angin struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} P_{E_{Ws} \text{ struktur atas}} &= 0,5 \times 741,343 \\ &= 370,672 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5.90 Beban Angin Struktur pada *Breast Wall*

Lengan terhadap titik tumpu *breast wall*

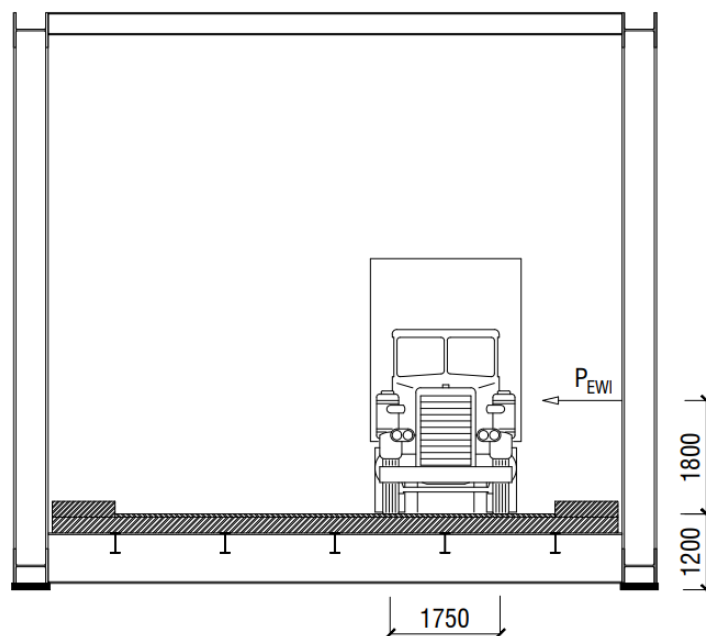
$$\begin{aligned}(L_{EW_s}) &= \frac{1}{2} H \text{ rangka} + 8500 \\ &= \frac{1}{2} \times 3,1 + 8500 \\ &= 7,35 \text{ m}\end{aligned}$$

Momen akibat beban angin struktur pada *breast wall*

$$\begin{aligned}(M_{EW_s}) &= P_{EW_s} \times L_{EW_s} \\ &= 370,672 \times 7,35 \\ &= 2724,437 \text{ kNm}\end{aligned}$$

h. Beban angin kendaraan (*EWI*)

Tekanan angin pada jembatan juga terjadi akibat adanya kendaraan yang melintas. Tekanan tersebut diasumsikan sebagai tekanan menerus dengan besar 1,46 N/mm secara tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak antar roda pada setiap as nya sebesar 1,75 m seperti pada Gambar 5.90 berikut ini.



Gambar 5.91 Beban Angin Kendaraan pada *Breast Wall*

Berikut ini merupakan perhitungan yang digunakan.

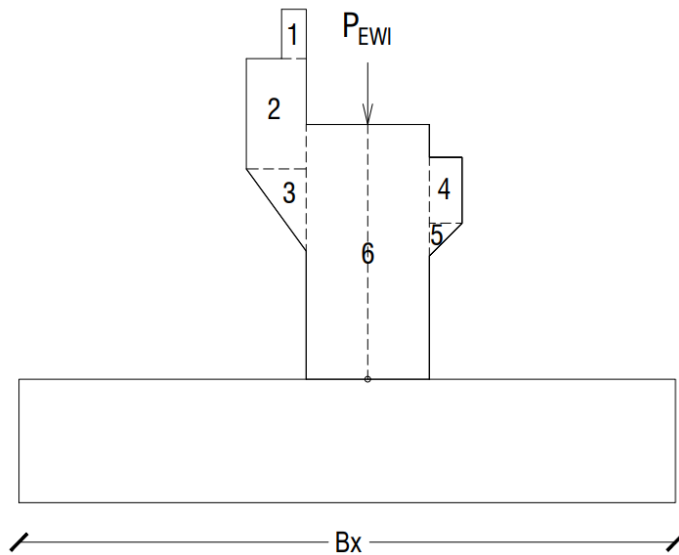
$$\text{Panjang jembatan } (L) = 85 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P_{EWI} &= \frac{h \times L}{x} \cdot TEW \\
 &= \frac{(1,8 + 1,2) \times 85}{1,75} \cdot 1,46 \\
 &= 212,743 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban angin kendaraan dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} P_{EWI \text{ struktur atas}} &= 0,5 \times 212,743 \\
 &= 106,371 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Penyaluran beban angin kendaraan struktur atas pada *breast wall* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5.92 Beban Angin Kendaraan pada *Breast Wall*

i. Beban gempa lateral (*EQ*)

Menurut SNI 2833:2016 Pasal 6.2, Analisis gempa tidak diperlukan untuk jembatan bentang tunggal di semua zona gempa. Namun demikian, hubungan struktur atas jembatan dan kepala jembatan harus direncanakan sesuai Pasal 5.9. Untuk jembatan bentang tunggal di semua zona gempa, gaya gempa rencana minimum pada hubungan struktur atas jembatan dan kepala jembatan setidaknya bernilai dari

perkalian A_s dan beban permanen struktur. Sehingga perhitungan gaya gempa pada jembatan bentang tunggal dapat dilakukan sebagai berikut.

1) Penentuan kelas situs

Klasifikasi kelas situs dapat ditentukan melalui data pengujian N - SPT di lokasi yang akan dibangun jembatan. Adapun data pengujian N - SPT pada perencanaan Jembatan Ciloseh sebagai berikut.

Tabel 5.26 Data Analisis N-SPT Tanah Sekitar Jembatan Ciloseh

Keladalaman (m)	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (t)	N-SPT	t/N
2	Lanau Pasiran, w arna coklat tua, plastisitas tinggi (MH),	2	10	0,2
4		2	19	0,105
6	Lanau pasir berkerikil, berwarna abu -abu tua, plastisitas tinggi	2	40	0,05
8	Pasir kerikil berwarna abu-abu tua, gradasi buruk	2	11	0,182
10	Pasir kerikil, berwarna coklat tua, gradasi baik	2	50	0,04
12		2	24	0.083
14		2	9	0.222
16		2	41	0.049
18		2	43	0.047
20		2	48	0.042
21	Lanau Pasiran, w arna coklat tua, plastisitas rendah,	1	48	0.021
Jumlah		21		1,040

$$\begin{aligned}
 \bar{N} \text{ BH-01} &= \frac{\sum t}{\sum \left(\frac{t}{n}\right)} \\
 &= \frac{21}{1,040} \\
 &= 20,184
 \end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel 5.6 klasifikasi kelas situs tersebut didapatkan $15 \leq 20,184 \leq 50$ sehingga kelas situs yang digunakan yaitu Tanah Sedang (SD).

2) Analisis respons spektrum

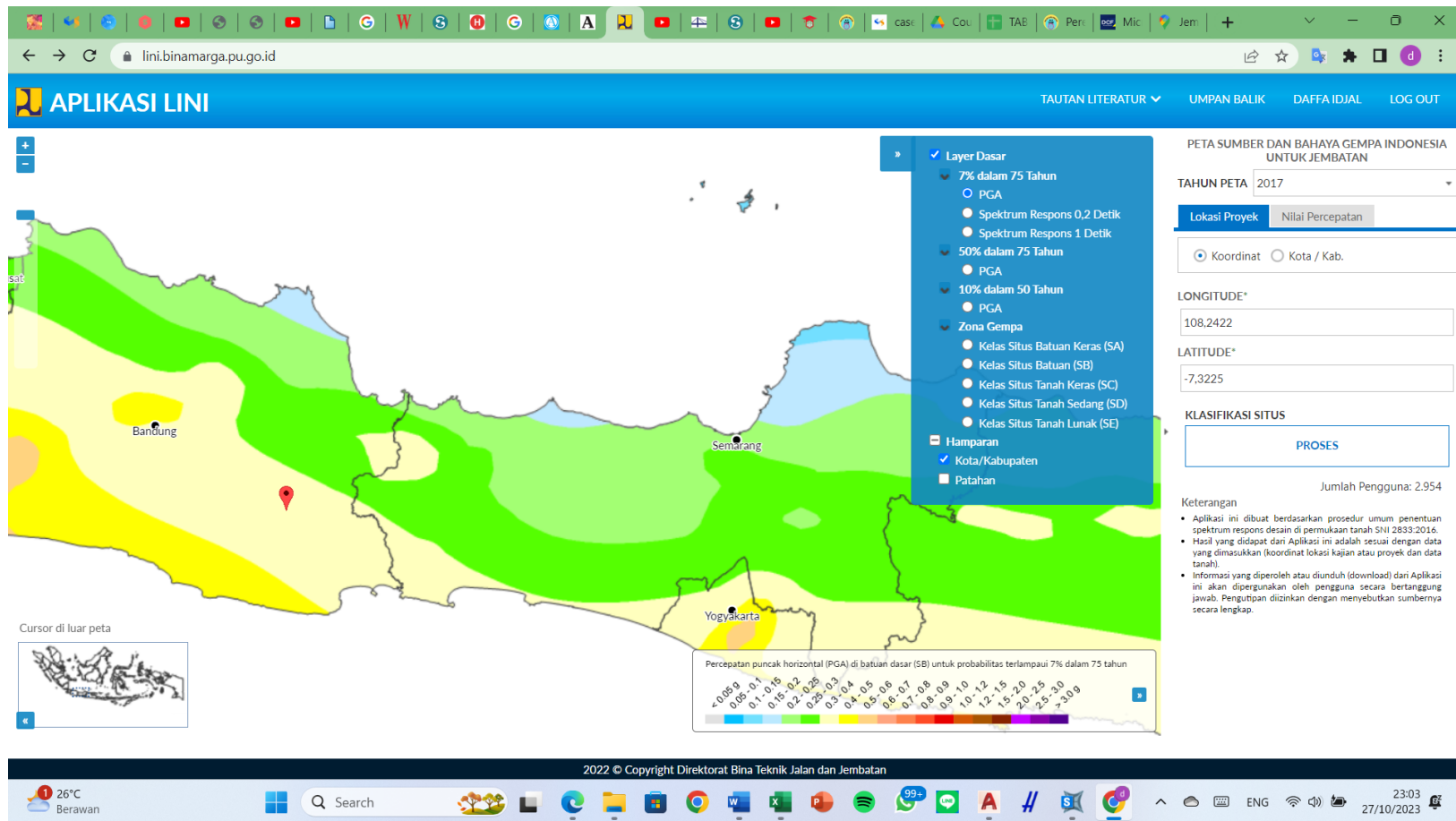
Parameter respons spektrum pada satu wilayah akan berbeda dengan wilayah lainnya. Oleh karena itu perlu diketahui terlebih dahulu lokasi jembatan yang akan dibangun lengkap dengan koordinatnya. Berikut ini merupakan lokasi pembangunan Jembatan Ciloseh.

Lokasi jembatan = Sukaasih, Purbaratu, Kota Tasikmalaya,
Jawa Barat

Longitude = 108.2422

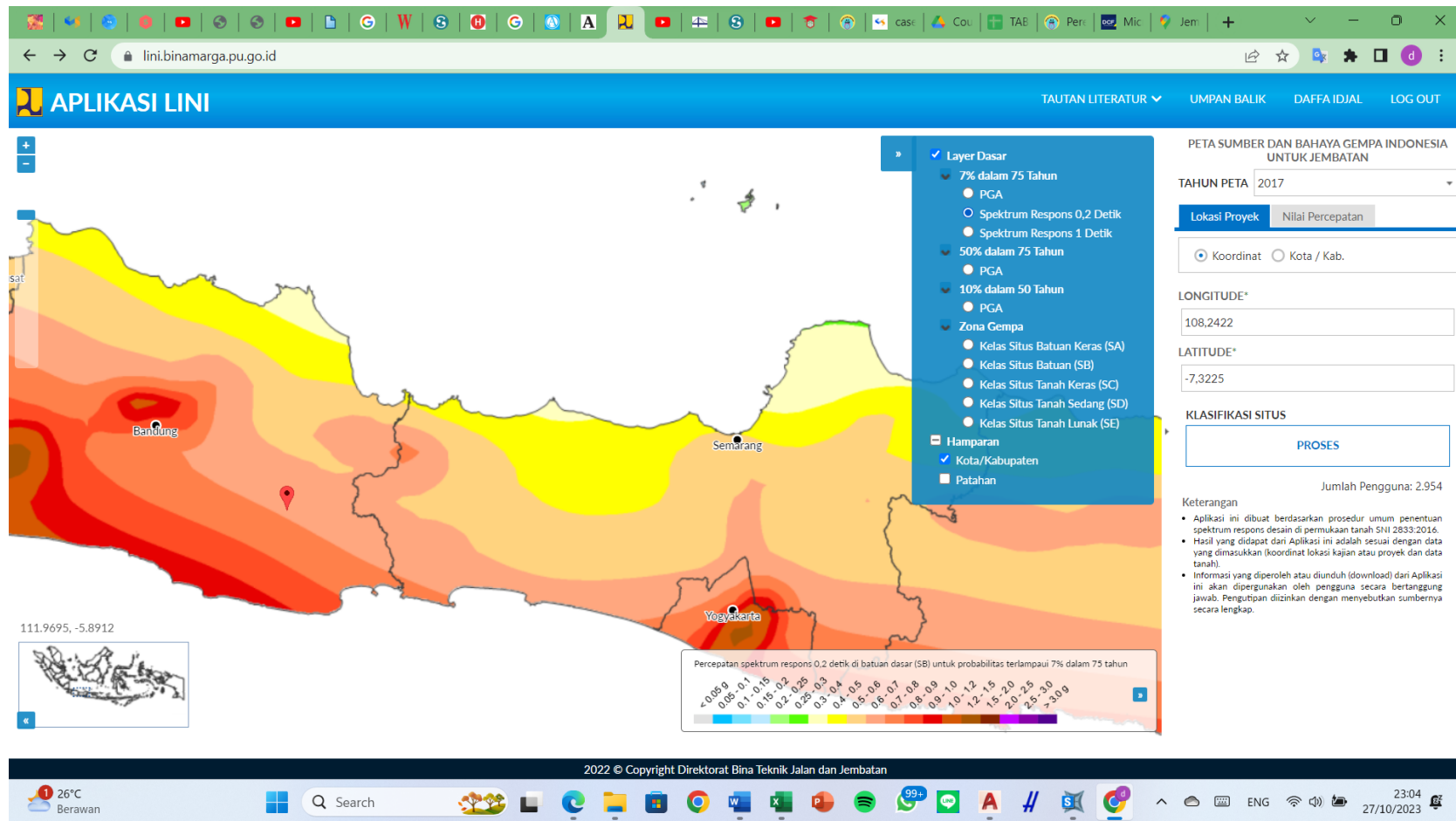
Latitude = -7.3225

Dari data koordinat tersebut selanjutnya dicari nilai *PGA*, *S_s*, dan *S_I*. Nilai tersebut dapat dicari pada peta gempa 2017 di SNI 2833:2016 atau pada Aplikasi LINI Bina Marga melalui situs web <https://lini.binamarga.pu.go.id/>. Berikut ini merupakan nilai *PGA*, *S_s*, dan *S_I* yang didapat dari Aplikasi LINI Bina Marga yang ditampilkan pada Gambar 5.92, Gambar 5.93, dan Gambar 5.94.



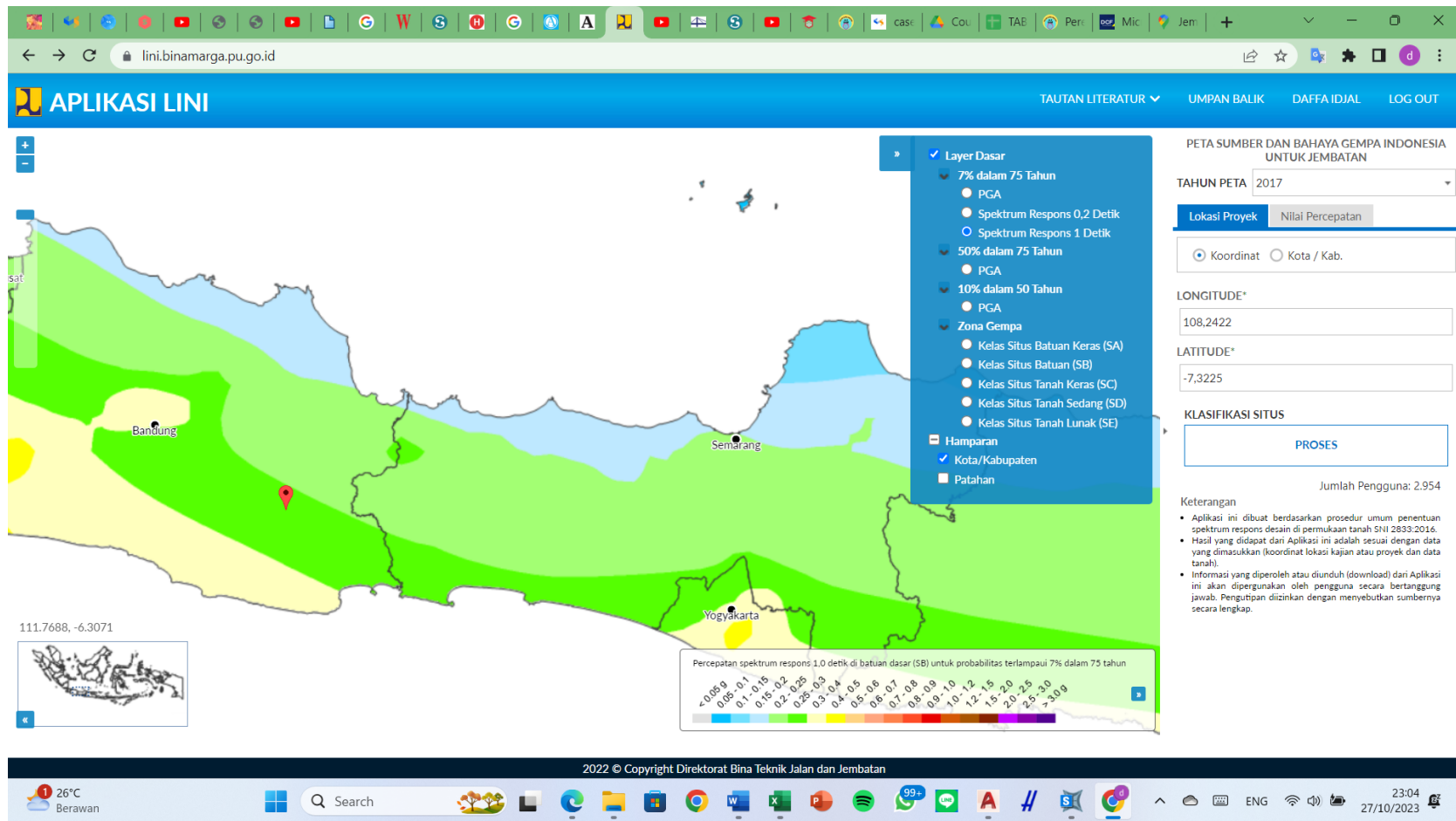
Gambar 5.93 Peta Perencanaan Puncak di Batuan Dasar (PGA)

(Sumber: Aplikasi LINI Bina Marga, 2017)



Gambar 5.94 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar (S_s)

(Sumber: Aplikasi LINI Bina Marga, 2017)



Gambar 5.95 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar (SI)

(Sumber: Aplikasi LINI Bina Marga, 2017)

Dari aplikasi tersebut didapat

$$PGA = 0,334$$

$$S_s = 0,684$$

$$S_1 = 0,264$$

Dari nilai PGA , S_s dan S_1 dengan kelas situ tanah sedang (SD), dicari nilai faktor amplifikasi $FPGA$, F_a , dan F_v dengan cara interpolasi dari Tabel 5.27 dan Tabel 5.28 berikut ini.

Tabel 5.27 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik ($FPGA/F_a$)

Kelas Situs	$PGA \leq 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA > 0,5$
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s > 1,25$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

Sumber: SNI 2833 (2016)

Tabel 5.28 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (F_v)

Kelas Situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4

Sumber: SNI 2833 (2016)

Maka didapatkan:

$$FPGA = 1,166$$

$$F_a = 1,253$$

$$F_v = 1,873$$

Setelah didapatkan nilai faktor amplifikasi, selanjutnya melakukan perumusan respons spektra sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 A_s &= F_{PGA} \times P_{GA} \\
 &= 1,166 \times 0,334 \\
 &= 0,389 \\
 S_{Ds} &= F_a \times S_s \\
 &= 1,253 \times 0,684 \\
 &= 0,857 \\
 S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 1,873 \times 0,264 \\
 &= 0,494
 \end{aligned}$$

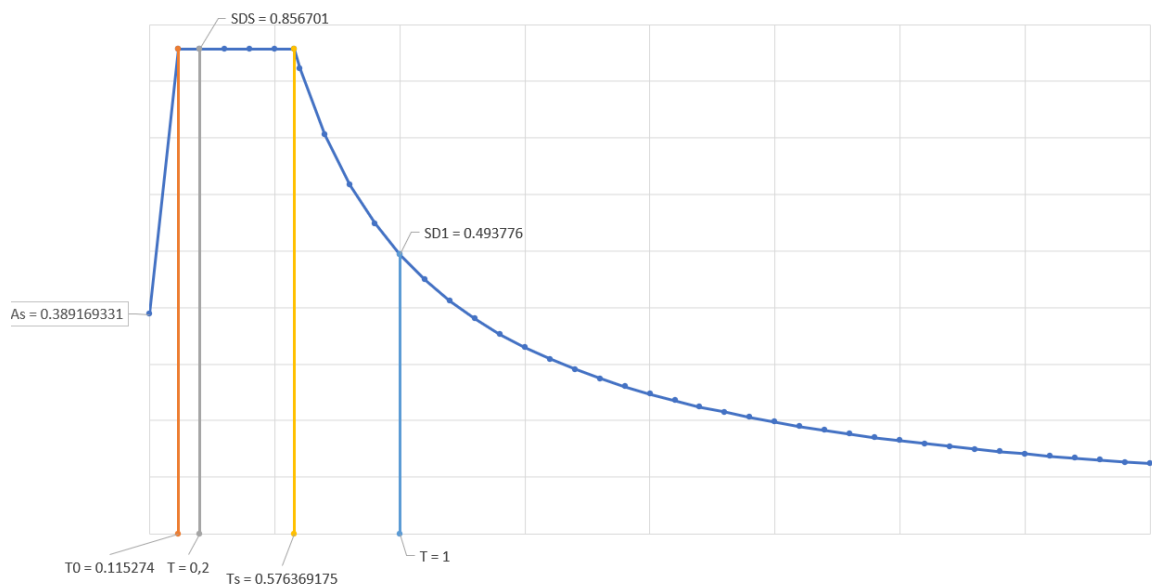
Setelah dilakukan perhitungan, kemudian Menyusun nilai respons spektrum sebagaimana Tabel 5.28 dan Gambar 5.95 berikut ini.

Tabel 5.29 Nilai Respon Spektrum

T	a
0	0.389169
0.115274	0.856701
0.2	0.856701
0.3	0.856701
0.4	0.856701
0.5	0.856701
0.576369175	0.856701
0.6	0.822960
0.7	0.705394
0.8	0.617220
0.9	0.548640
1	0.493776
1.1	0.448887
1.2	0.411480
1.3	0.379828
1.4	0.352697
1.5	0.329184
1.6	0.308610
1.7	0.290456
1.8	0.274320
1.9	0.259882

Lanjutan Tabel 5.29 Nilai Respon Spektrum

2	0.246888
2.1	0.235131
2.2	0.224444
2.3	0.214685
2.4	0.205740
2.5	0.197510
2.6	0.189914
2.7	0.182880
2.8	0.176349
2.9	0.170268
3	0.164592
3.1	0.159283
3.2	0.154305
3.3	0.149629
3.4	0.145228
3.5	0.141079
3.6	0.137160
3.7	0.133453
3.8	0.129941
3.9	0.126609
4	0.123444

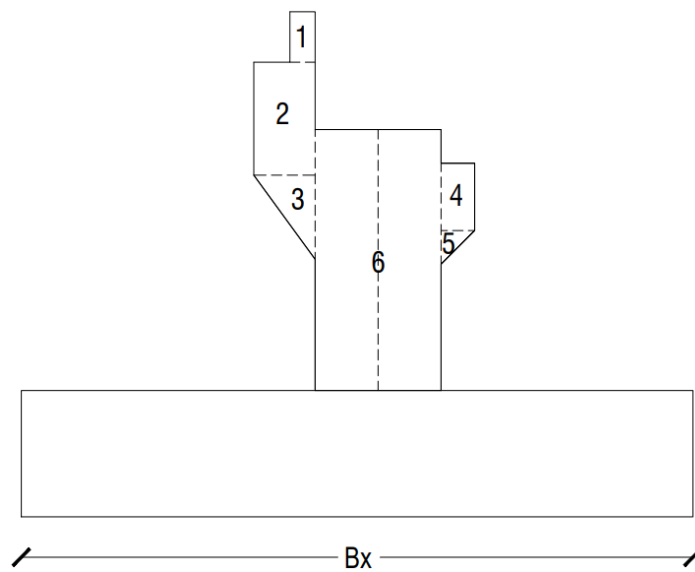


Gambar 5.96 Grafik Respon Spektrum

3) Berat total struktur atas

Berdasarkan perhitungan sebelumnya, berat total struktur atas didapatkan sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} W_t &= P_{MS} \times P_{MA} \\ &= 4490,977 + 986 \\ &= 5476,977 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Kekakuan struktur (K_p)

Gambar 5.97 Penampang Abutment

$$\text{Mutu betin } (F'c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas } (Ec) &= 4700 \times \sqrt{(f'c)} \\ &= 4700 \times \sqrt{(30)} \\ &= 25742,96 \text{ MPa} \\ &= 25742960 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar abutment } (B) = 11 \text{ m}$$

$$\text{Panjang breast wall } (h) = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi breast wall } (L) = 3,1 \text{ m}$$

a) Kekakuan struktur arah X

$$\text{Momen inersia } (Ix) = \frac{1}{12} \times B \times h^3$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{12} \times 11 \times 1,5^3 \\
 &= 3,094 \text{ m}^4 \\
 \text{Kekakuan struktur } (Kp) &= \frac{3El}{L^3} \\
 &= \frac{3 \times 25742960 \times 3,094}{3,1^3} \\
 &= 8020101,688 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b) Kekakuan struktur arah Y

$$\begin{aligned}
 \text{Momen inersia } (Iy) &= \frac{1}{12} \times h \times B^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 1,5 \times 11^3 \\
 &= 166,375 \text{ m}^4 \\
 \text{Kekakuan struktur } (Kp) &= \frac{12El}{L^3} \\
 &= \frac{12 \times 25742960 \times 30,394}{3,1^3} \\
 &= 431303246,323 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5) Periode getar struktur (T)

a) Periode getar struktur arah X

$$\begin{aligned}
 T_x &= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kp}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{5476,977}{9,81 \cdot 8020101,688}} \\
 &= 0,052 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

b) Periode getar struktur arah Y

$$\begin{aligned}
 T_y &= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kp}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{5476,977}{9,81 \cdot 431303246,323}} \\
 &= 0,007 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

6) Menentukan koefisien respons elastic

a) Penentuan Csm arah X

$$\begin{aligned}
 T &= 0,052 \text{ detik} \\
 T_s &= \frac{SD_s}{SD_1}
 \end{aligned}$$

$$= \frac{0,857}{0,494}$$

$$= 0,576 \text{ detik}$$

$$T0 = 0,2 \times Ts$$

$$= 0,2 \times 0,576$$

$$= 0,115 \text{ detik}$$

Karena $Ts < T0 < T$, maka nilai Csm sebagai berikut.

$$Csm = (SDs - As) \frac{T}{T0} + As$$

$$= (0,857 - 0,389) \frac{0,052}{0,115} + 0,389$$

$$= 0,602$$

b) Penentuan Csm arah Y

$$T = 0,007 \text{ detik}$$

$$Ts = \frac{SDs}{SD1}$$

$$= \frac{0,857}{0,494}$$

$$= 0,576 \text{ detik}$$

$$T0 = 0,2 \times Ts$$

$$= 0,2 \times 0,576$$

$$= 0,115 \text{ detik}$$

Karena $Ts < T0 < T$, maka nilai Csm sebagai berikut.

$$Csm = (SDs - As) \frac{T}{T0} + As$$

$$= (0,857 - 0,389) \frac{0,007}{0,115} + 0,389$$

$$= 0,418$$

7) Gaya rem rencana

a) Gaya gempa arah X

$$EQx = \frac{Csm}{R} \times Wt$$

$$= \frac{0,602}{2} \times 5476,977$$

$$= 1647,997 \text{ kN}$$

b) Gaya gempa arah Y

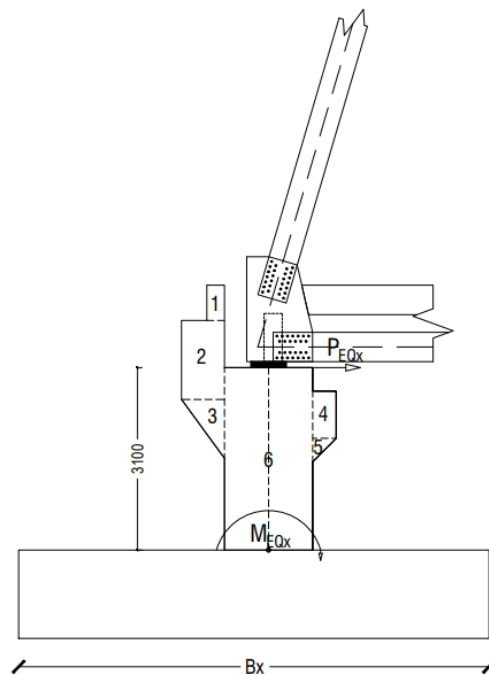
$$\begin{aligned}
 EQ_y &= \frac{Csm}{R} \times Wt \\
 &= \frac{0,418}{2} \times 5476,977 \\
 &= 1145,135 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kemudian gaya gempa statis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan dengan 2 tinjauan yaitu $100\%EQ_x + 30\%EQ_y$ dan $100\%EQ_y + 30\%EQ_x$. Sehingga perlu dicari nilai 30% EQ sebagaimana berikut ini.

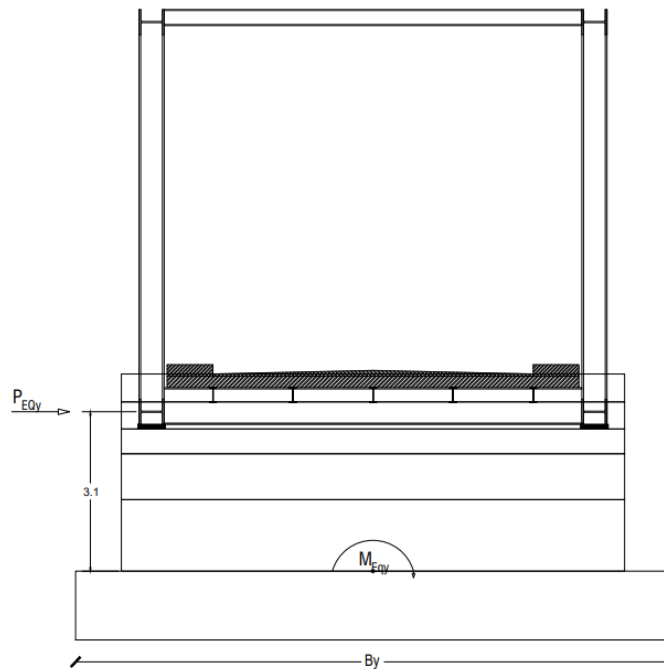
$$\begin{aligned}
 30\% EQ_x &= 30\% \times 1647,997 \\
 &= 494,399 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 30\% EQ_y &= 30\% \times 1145,135 \\
 &= 343,540 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan penyaluran beban gempa pada tepi *breast wall* yang ditunjukkan pada Gambar 5.97 dan Gambar 5.98.



Gambar 5.98 Beban Gempa Arah X terhadap *Breast Wall*



Gambar 5.99 Beban Gempa Arah Y terhadap *Breast Wall*

Berikut ini merupakan perhitungan momen akibat beban gempa pada *breast wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.30.

Tabel 5.30 Rekapitulasi Gaya dan Momen Beban Gempa pada *Breast Wall*

Beban	P_{EQx} (kN)	P_{EQy} (kN)	Lengan	M_{EQx} (kNm)	M_{EQy} (kNm)
Beban Gempa X	1647,997	343,540	3,1	5108,785	1064,975
Beban Gempa Y	494,399	1145,135	3,1	1532,636	3549,918

j. Beban terhadap gesekan perletakan (*BF*)

Beban gesekan pada perletakan dihitung sebagaimana berikut ini.

1) Kekakuan geser perletakan (*K*)

Dimensi elastomer = 600 x 600 mm

Tebal pelat baja = 5 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal lapisan karet} &= 15 \text{ mm} \\
 \text{Jumlah lapisan karet} &= 6 \\
 \text{Ketebalan elastomer} &= (2 \times 5) + (6 \times 15) \\
 &= 100 \text{ mm} \\
 \text{Kekuan geser tiap lapisan} &= 18,5 \times 10^3 \text{ kN/m} \\
 \text{Kekauan geser keseluruhan} &= 6 \times 18,5 \times 10^3 \\
 &= 111000 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

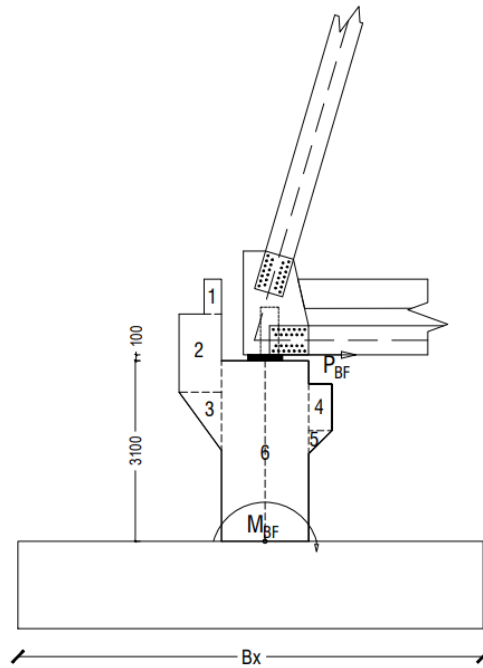
2) Pemuaian jembatan akibat temperature (ΔT)

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien muai panjang beton pelat lantai } (\alpha) &= 0,00001^\circ \text{ C} \\
 \text{Panjang 1 bentang jembatan } (L) &= 85 \text{ m} \\
 \text{Suhu max desain } (T_{max \text{ desain}}) &= 40^\circ \text{ C} \\
 \text{Suhu min desain } (T_{min \text{ desain}}) &= 15^\circ \text{ C} \\
 \text{Pemuaian jembatan } (\Delta T) &= \alpha \times L \times (T_{max} - T_{min}) \\
 &= 0,00001 \times 85 \times (40 - 15) \\
 &= 0,0234 \text{ m}
 \end{aligned}$$

3) Beban gesekan pada perletakan (T_{BF})

$$\begin{aligned}
 T_{BF} &= K \times \Delta T \\
 &= 111000 \times 0,0234 \\
 &= 2594,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan penyaluran beban gesekan perletakan pada *breast wall* yang ditunjukkan pada Gambar 5.99.



Gambar 5.100 Beban Gesekan Perletakan pada *Breast Wall*

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap titik tumpu } \textit{breast wall} (L_{BF}) &= 0,1 + 3,1 \\
 &= 3,2 \text{ m} \\
 \text{Momen gesekan perletakan } (M_{BF}) &= T_{BF} \times L_{BF} \\
 &= 2594,625 \times 3,2 \\
 &= 8302,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

k. Rekapitulasi pembebanan

Hasil rekapitulasi pembebanan pada *breast wall* dapat dilihat pada Tabel 5.31 berikut ini.

Tabel 5.31 Rekapitulasi Pembebanan pada *Breast Wall*

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
A	Beban permanen						
1	Beban mati sendiri	<i>MS</i>	6226,3	0	0	-327,5	0
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	986	0	0	0	0
3	Tekanan tanah aktif	<i>TA</i>	0	-34,8	0	-1250,1	0
B	Beban lalu lintas						
1	Beban lajur	<i>TD</i>	2034,2	0	0	0	0
2	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	425	0	0	0	0
3	Beban rem	<i>TB</i>	0	-103,06	0	-649,294	0
C	Beban aksi lingkungan						
1	Beban angin struktur	<i>EW_s</i>	0	0	370,672	0	2724,437
2	Beban angin kendaraan	<i>EW_l</i>	106,371	0	0	0	0
3	Beban gempa arah X	<i>EQ_x</i>	0	-1647,995	343,540	-5108,785	1064,975
4	Beban gempa arah Y	<i>EQ_y</i>	0	-494,339	1145,135	-1532,64	3549,92
D	Beban aksi lainnya						
1	Beban gesekan perletakan	<i>BF</i>	0	-2594,63	0	-8302,8	0

1. Kombinasi pembebanan

Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *breast wall*.

Tabel 5.32 Kombinasi Beban pada Breast Wall

Kombinasi	<i>MS</i>	<i>TD</i>	<i>EW_s</i>	<i>EW_l</i>	<i>BF</i>	<i>EQ</i>
	<i>MA</i>	<i>TB</i>				
	<i>TA</i>	<i>TP</i>				
Kuat I	γ_p	1,8	-	-	1,0	-
Kuat II	γ_p	1,4	-	-	1,0	-
Kuat III	γ_p	-	1,4	-	1,0	-
Kuat IV	γ_p	-	-	-	1,0	-
Kuat V	γ_p	-	0,4	1,0	1,0	-
Ekstrim I	γ_p	γ_{EQ}	-	-	1,0	1,0

Nilai faktor beban γ_p ditunjukkan pada Tabel 5.33 berikut ini.

Tabel 5.33 Faktor Beban pada Kendaraan Batas

Keadaan batas	γ_{MS}	γ_{MA}	γ_{MA}	γ_{EQ}
Keadaan batas <i>ultimate</i>	1,3	2,0	1,25	0,3
Keadaan batas layan	1,0	1,0	1,0	-

Dari kedua tabel diatas, didapatkan kombinasi beban sebagai berikut.

Kuat I : $1,3MS+2MA+1,25TA+1,8TD+1,8TB+1,8TP+BF$

Kuat II : $1,3MS+2MA+1,25TA+1,4TD+1,4TB+1,4TP+BF$

Kuat III : $1,3MS+2MA+1,25TA+1,4EW_s+BF$

Kuat IV : $1,3MS+2MA+1,25TA+BF$

Kuat V : $1,3MS+2MA+1,25TA+0,4EW_s+EW_l+BF$

Ekstrim I EQ_x : $1,3MS+2MA+1,25TA+0,3TD+0,3TB+0,3TP+BF +EQ_x$

Ekstrim I EQ_y : $1,3MS+2MA+1,25TA+0,3TD+0,3TB+0,3TP+BF +EQ_y$

Berikut ini merupakan perhitungan masing-masing kombinasi pembebanan pada *breast wall*.

Tabel 5.34 Kombinasi Beban Kuat I pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	8094.2	0.0	0.0	-425.8	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	1972.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Tekanan tanah aktif	<i>TA</i>	1,25	0.0	-43.5	0.0	-1562.6	0.0
Beban lajur	<i>TD</i>	1,8	3661.6	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,8	765.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban rem	<i>TB</i>	1,8	0.0	-185.5	0.0	-1168.7	0.0
Beban gesekan perletakan	<i>BF</i>	1	0.0	-2594.6	0.0	-8302.8	0.0
Jumlah			14492.8	-2823.6	0.0	-11459.9	0.0

Tabel 5.35 Kombinasi Beban Kuat II pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	8094.2	0.0	0.0	-425.8	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	1972.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Tekanan tanah aktif	<i>TA</i>	1,25	0.0	-43.5	0.0	-1562.6	0.0
Beban lajur	<i>TD</i>	1,4	2847.9	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,4	595.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban rem	<i>TB</i>	1,4	0.0	-144.3	0.0	-909.0	0.0
Beban gesekan perletakan	<i>BF</i>	1	0.0	-2594.6	0.0	-8302.8	0.0
Jumlah			13509.1	-2782.4	0.0	-11200.2	0.0

Tabel 5.36 Kombinasi Beban Kuat III pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	8094.2	0.0	0.0	-425.8	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	1972.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Tekanan tanah aktif	<i>TA</i>	1,25	0.0	-43.5	0.0	-1562.6	0.0
Beban angin struktur	<i>EW_s</i>	1,4	0.0	0.0	518.9	0.0	3814.2
Beban gesekan perletakan	<i>BF</i>	1	0.0	-2594.6	0.0	-8302.8	0.0
Jumlah			10066.2	-2638.1	518.9	-10291.2	3814.2

Tabel 5.37 Kombinasi Beban Kuat IV pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	8094.2	0.0	0.0	-425.8	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	1972.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Tekanan tanah aktif	<i>TA</i>	1,25	0.0	-43.5	0.0	-1562.6	0.0
Beban gesekan perletakan	<i>BF</i>	1	0.0	-2594.6	0.0	-8302.8	0.0
Jumlah			10066.2	-2638.1	0.0	-10291.2	0.0

Tabel 5.38 Kombinasi Beban Kuat V pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	8094.2	0.0	0.0	-425.8	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	1972.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Tekanan tanah aktif	<i>TA</i>	1,25	0.0	-43.5	0.0	-1562.6	0.0
Beban angin struktur	<i>EW_s</i>	1,4	0.0	0.0	148.3	0.0	1089.8
Beban angin kendaraan	<i>EW_l</i>	1	106.4	0.0	0.0	0.0	0.0
Jumlah			10172.6	-2638.1	148.3	-10291.2	1089.8

Tabel 5.39 Kombinasi Beban Ekstrim I EQx pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	8094.2	0.0	0.0	-425.8	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	1972.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Tekanan tanah aktif	<i>TA</i>	1,25	0.0	-43.5	0.0	-1562.6	0.0
Beban lajur	<i>TD</i>	0,3	610.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	0,3	127.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban rem	<i>TB</i>	0,3	0.0	-30.9	0.0	-194.8	0.0
Beban gempa arah X	<i>EQ_x</i>	1	0.0	-1648.0	343.5	-5108.8	1065.0
Beban gesekan perletakan	<i>BF</i>	1	0.0	-2594.6	0.0	-8302.8	0.0
Jumlah			10804.0	-4317.0	343.5	-15594.8	1065.0

Tabel 5.40 Kombinasi Beban Ekstrim I EQy pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>Px</i>	<i>Py</i>	<i>Mx</i>	<i>My</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	8094.2	0.0	0.0	-425.8	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	1972.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Tekanan tanah aktif	<i>TA</i>	1,25	0.0	-43.5	0.0	-1562.6	0.0
Beban lajur	<i>TD</i>	0,3	610.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	0,3	127.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban rem	<i>TB</i>	0,3	0.0	-30.9	0.0	-194.8	0.0
Beban gempa arah Y	<i>EQy</i>	1	0.0	-494.4	1145.1	-1532.6	3549.9
Beban gesekan perletakan	<i>BF</i>	1	0.0	-2594.6	0.0	-8302.8	0.0
Jumlah			10804.0	-3163.4	1145.1	-12018.6	3549.9

Tabel 5.41 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Breast Wall*

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	<i>P</i>	<i>Px</i>	<i>Py</i>	<i>Mx</i>	<i>My</i>
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	14492.752	-2823.637	0.000	-11459.906	0.000
Kuat II	13509.072	-2782.412	0.000	-11200.188	0.000
Kuat III	10066.192	-2638.125	518.940	-10291.177	3814.212
Kuat IV	10066.192	-2638.125	0.000	-10291.177	0.000
Kuat V	10172.563	-2638.125	148.269	-10291.177	1089.775
Ekstrim I EQx	10803.952	-3735.972	43.647	-13793.442	135.306
Ekstrim I EQy	10803.952	-2989.122	145.490	-11478.208	451.020
Nilai Terbesar	14492.752	-4317.039	1145.135	-15594.750	3814.212

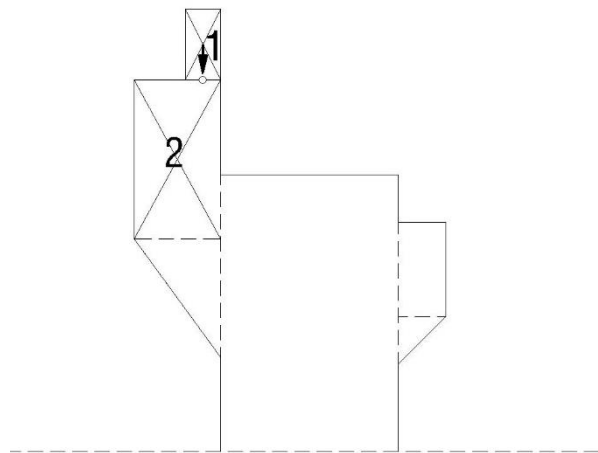
3. Pembebanan pada *Back Wall*

Untuk mengetahui gaya-gaya yang bekerja pada *back wall*, maka perlu dilakukan analisis pembebanan. Dalam analisisnya, *back wall* dibagi menjadi dua bagian yaitu *back wall* atas dan *back wall* bawah. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam pembebanan *back wall*.

a. *Back Wall* atas

1) Berat sendiri (*MS*)

Bentuk *back wall* atas dapat dilihat pada Gambar 5.100 berikut ini.



Gambar 5.101 Beban Mati Sendiri *Back Wall* Atas

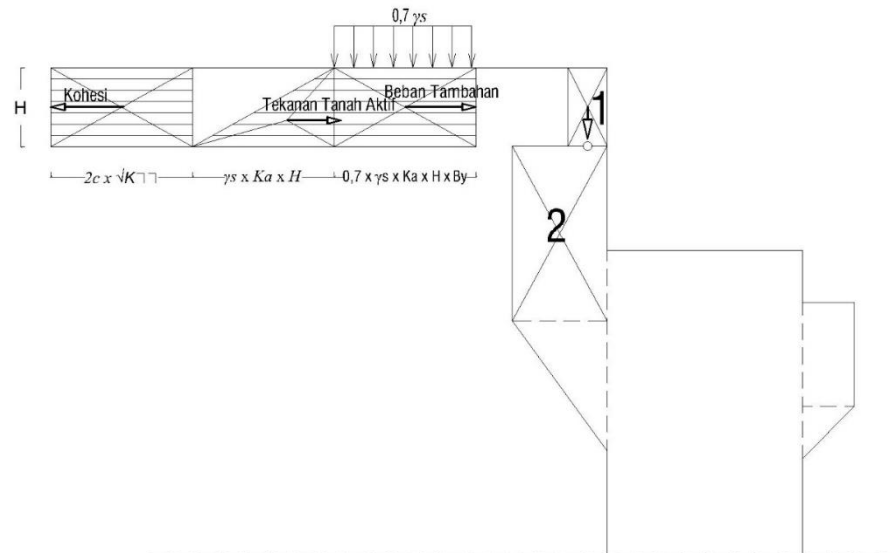
Nilai gaya akibat berat mati sendiri *back wall* atas diperhitungkan sebagaimana berikut ini.

Lebar (b)	= 0,3 m
Tinggi (h)	= 0,6 m
Panjang (l)	= 11 m
Berat volume (γb)	= 24 kN/m ³
Berat mati sendiri (<i>MS</i>)	= $b \times h \times l \times \gamma b$
	= 0,3 x 0,6 x 11 x 24
	= 47,52 kN

2) Tekanan tanah (*TA*)

Menurut SNI 1725:2016, tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan setebal 0,7 m yang bekerja

secara merata pada bagian tanah yang dilewati lalu lintas. Berikut ini merupakan diagram tekanan tanah aktif yang ditunjukkan pada Gambar 5.101.



Gambar 5.102 Diagram Tekanan Tanah Aktif *Back Wall Atas*

Tanah timbunan yang digunakan pada ujung jembatan diasumsikan sama seperti tanah pada lapisan pertama dengan data sebagaimana berikut ini.

Tinggi timbunan = 0,6 m

Lebar volume tanah = 10 m

Berat volume tanah = 18 kN/m³

Sudut geser dalam = 10⁰

Kohesi = 25 kN/m²

Sudut geser antara tanah timbunan dan dinding *abutment*

δ = 25⁰

Sudut pada dinding timbunan terhadap garis horizontal

β = 0⁰

Sudut pada dinding *abutment* terhadap garis horizontal

θ = 90⁰

Faktor pengurangan kekuatan

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

Sudut geser efektif tanah

$$\begin{aligned}\phi'f &= \tan^{-1} (K_{\phi}^R \times \tan \phi) \\ &= \tan^{-1} (0,7 \times \tan 10) \\ &= 7,036^{\circ}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Gamma &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'f + \delta) \times \sin(\phi'f + \beta)}{\sin(\theta - \delta) \times \sin(\theta + \beta)}} \\ &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(7,036 + 25) \times \sin(7,036 + 0)}{\sin(90 - 25) \times \sin(90 + 0)}} \\ &= 1,268\end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}K_a &= \frac{\sin^2(\phi'f + \delta)}{\Gamma[\sin^2(\theta) \times \sin^2(\theta - \delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(7,036 + 25)}{1,268 \times [\sin^2(90) \times \sin^2(90 - 25)]} \\ &= 0,857\end{aligned}$$

Berikut ini merupakan perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif.

a) Tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned}TA1 &= 0,7 \times \gamma_s \times K_a \times H \times B_y \\ &= 0,7 \times 18 \times 0,857 \times 0,6 \times 10 \\ &= 64,810 \text{ kN}\end{aligned}$$

b) Tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned}TA2 &= 0,5 \times \gamma_s \times K_a \times H^2 \times B_y \\ &= 0,5 \times 18 \times 0,857 \times 0,6^2 \times 10 \\ &= 27,776 \text{ kN}\end{aligned}$$

c) Tekanan tanah aktif akibat kohesi timbunan tanah

$$\begin{aligned}TA3 &= 2c \times \sqrt{K_a} \times H \times B_y \\ &= 2 \times 25 \times \sqrt{0,857} \times 0,6 \times 10 \\ &= 277,767 \text{ kN}\end{aligned}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada *back wall* atas yang ditunjukkan pada Tabel 5.42

Tabel 5.42 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada *Back Wall* Atas

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA} (kN)	Lengan (kN)	Momen (M_{TA}) (kNm)
Akibat beban tambahan	64,810	0,3	19,443
Akibat timbunan	27,776	0,2	5,555
Akibat kohesi timbunan	-277,767	0,3	-83,330
Jumlah	-185,182		-58,332

3) Rekapitulasi pembebanan

Hasil rekapitulasi pembebanan pada *back wall* atas dapat dilihat pada Tabel 5.43 berikut ini.

Tabel 5.43 Rekapitulasi Pembebanan pada *Back Wall* Atas

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	P_x	P_y	M_x	M_y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	MS	47.5	0	0	0	0
2	Tekanan tanah aktif	TA	0	-185.2	0	-58.3	0

4) Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan pada *back wall* atas menggunakan kombinasi beban Kuat I. Hal tersebut dipilih karena

hanya ada dua jenis pembebanan yang terjadi yaitu beban mati sendiri (*MS*) dan tekanan tanah aktif (*TA*). Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *back wall* atas.

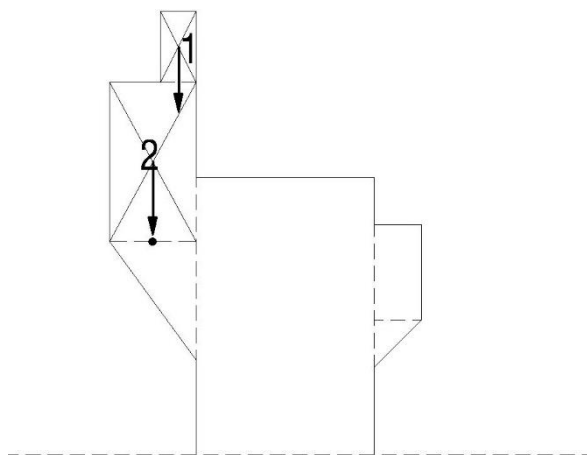
Tabel 5.44 Kombinasi Beban Kuat I pada *Back Wall* Atas

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	P_x	P_y	M_x	M_y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	61.776	0.000	0.000	0.000	0.000
Tekanan tanah aktif	<i>TA</i>	1,25	0.000	-231.477	0.000	-72.915	0.000
Jumlah			61.8	-231.477	0.0	-72.915	0.0

b. *Back Wall* bawah

1) Berat sendiri (*MS*)

Bentuk *back wall* bawah dapat dilihat pada Gambar 5.102 berikut ini.



Gambar 5.103 Beban Mati Sendiri *Back Wall* Bawah

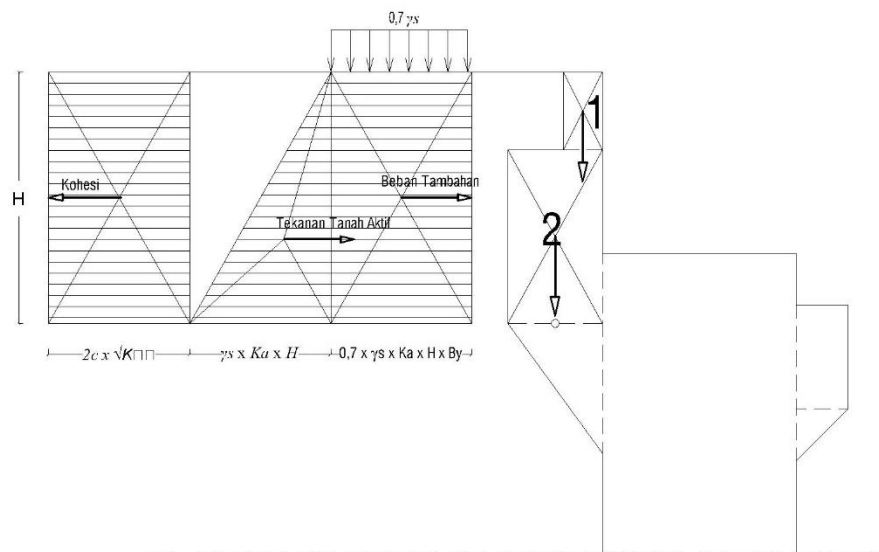
Nilai gaya akibat berat mati sendiri *back wall* bawah diperhitungkan sebagaimana berikut ini.

**Tabel 5.45 Perhitungan Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri pada
Back Wall Bawah**

No	b	h	Bentuk	Panjang	Berat volume	Berat	Lengan	Arah momen	Momen
	(m)	(m)		(m)	(kN/m ³)	(kN)	(m)		(kNm)
1	0.3	0.6	1	11	24	47.52	0.1	-1	-4,752
2	0.73	1.34	1	11	24	258.24	0	1	0
Jumlah						305,8			-4,8

2) Tekanan tanah (TA)

Menurut SNI 1725:2016, tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati lalu lintas. Berikut ini merupakan diagram tekanan tanah aktif yang ditunjukkan pada Gambar 5.103.



**Gambar 5.104 Diagram Tekanan Tanah Aktif Back Wall
Bawah**

Tanah timbunan yang digunakan pada ujung jembatan diasumsikan sama seperti tanah pada lapisan pertama dengan data sebagaimana berikut ini.

$$\text{Tinggi timbunan} = 1,94 \text{ m}$$

$$\text{Lebar volume tanah} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam} = 10^\circ$$

$$\text{Kohesi} = 25 \text{ kN/m}^2$$

Sudut geser antara tanah timbunan dan dinding *abutment*

$$\delta = 25^\circ$$

Sudut pada dinding timbunan terhadap garis horizontal

$$\beta = 0^\circ$$

Sudut pada dinding *abutment* terhadap garis horizontal

$$\theta = 90^\circ$$

Faktor pengurangan kekuatan

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

Sudut geser efektif tanah

$$\begin{aligned} \phi'f &= \tan^{-1} (K_\phi^R \times \tan \phi) \\ &= \tan^{-1} (0,7 \times \tan 10) \\ &= 7,036^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Gamma &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'f + \delta) \times \sin(\phi'f + \beta)}{\sin(\theta - \delta) \times \sin(\theta + \beta)}} \\ &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(7,036 + 25) \times \sin(7,036 + 0)}{\sin(90 - 25) \times \sin(90 + 0)}} \\ &= 1,268 \end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} Ka &= \frac{\sin^2(\phi'f + \delta)}{\Gamma [\sin^2(\theta) \times \sin^2(\theta - \delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(7,036 + 25)}{1,268 \times [\sin^2(90) \times \sin^2(90 - 25)]} \\ &= 0,857 \end{aligned}$$

Berikut ini perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif.

a) Tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned} TAI &= 0,7 \times \gamma_s \times Ka \times H \times B_y \\ &= 0,7 \times 18 \times 0,857 \times 1,94 \times 10 \end{aligned}$$

$$= 209,552 \text{ kN}$$

b) Tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned} TA2 &= 0,5 \times \gamma_s \times Ka \times H^2 \times By \\ &= 0,5 \times 18 \times 0,857 \times 1,94^2 \times 10 \\ &= 290,379 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Tekanan tanah aktif akibat kohesi timbunan tanah

$$\begin{aligned} TA3 &= 2c \times \sqrt{Ka} \times H \times By \\ &= 2 \times 25 \times \sqrt{0,857} \times 1,94 \times 10 \\ &= -898,114 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada *back wall* bawah yang ditunjukkan pada Tabel 5.46

Tabel 5.46 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada *Back Wall* Bawah

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA} (kN)	Lengan (kN)	Momen (M_{TA}) (kNm)
Akibat beban tambahan	209,552	0,97	203,265
Akibat timbunan	290,379	0,647	187,778
Akibat kohesi timbunan	-898,114	0,97	-871,170
Jumlah	-398,183		-480,127

3) Rekapitulasi pembebanan

Hasil rekapitulasi pembebanan pada *back wall* bawah dapat dilihat pada Tabel 5.47 berikut ini.

Tabel 5.47 Rekapitulasi Pembebanan pada *Back Wall* Bawah

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>Px</i>	<i>Py</i>	<i>Mx</i>	<i>My</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	<i>MS</i>	305.8	0	0	4.752	0
2	Tekanan tanah aktif	<i>TA</i>	0	-398.2	0	-480.1	0

4) Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan pada *back wall* bawah menggunakan kombinasi beban Kuat I. Hal tersebut dipilih karena hanya ada dua jenis pembebanan yang terjadi yaitu beban mati sendiri (*MS*) dan tekanan tanah aktif (*TA*). Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *back wall* bawah.

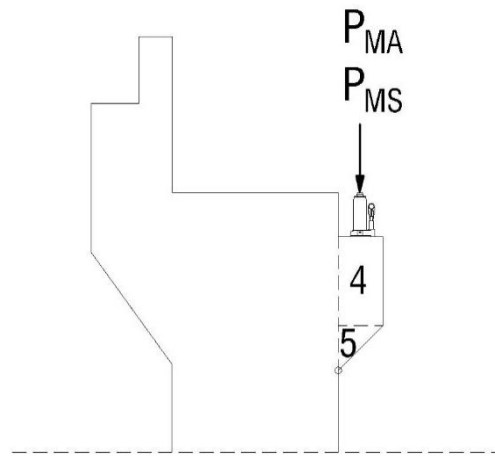
Tabel 5.48 Kombinasi Beban Kuat I pada *Back Wall* Bawah

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>Px</i>	<i>Py</i>	<i>Mx</i>	<i>My</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	397.5	0.0	0.0	6.2	0.0
Tekanan tanah aktif	<i>TA</i>	1,25	0.0	-497.7	0.0	-600.158	0.0
Jumlah			397.5	-497.729	0.0	-593.981	0.0

4. Pembebanan pada *Corbel*

Corbel merupakan bagian pada *abutment* yang digunakan sebagai dudukan hydraulic jack pada saat proses erection, pemasangan elastomer, serta penggantian elastomer. Oleh karena itu, *corbel* harus mampu menahan berat struktur atas yang terdiri dari berat mati sendiri (*MS*) serta beban mati tambahan (*MA*). Selain itu, berat dari masing-masing hydraulic jack perlu

diperhitungkan juga. Berikut ini merupakan penyaluran beban yang terjadi pada *corbel* yang ditunjukkan pada Gambar 5.104.



Gambar 5.105 Pembebanan pada Corbel

a. Berat sendiri (M_S)

Berat mati sendiri pada struktur atas diambil dari perhitungan sebelumnya yang diperoleh sebagaimana berikut ini.

- 1) Reaksi berat mati sendiri struktur atas ($P_{MS\ atas}$) = 4490,977 kN
- 2) Jarak dari jack ke titik tumpu *corbel* ($L_{MS\ atas}$) = 0,2 m
- 3) Momen berat mati sendiri struktur atas ($M_{MS\ atas}$) = $P_{MS} \times L_{MS}$
 $= 4490,977 \times 0,2$
 $= 898,195 \text{ kNm}$

Kemudian berat mati sendiri pada *corbel* dihitung sebagaimana Tabel 5.49 berikut ini.

Tabel 5.49 Perhitungan Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri pada Corbel

No	b	h	Bentuk	Panjang	Berat volume	Berat	Lengan	Arah momen	Momen
	(m)	(m)		(m)	(kN/m ³)	(kN)	(m)		(kNm)
4	0.4	0.8	1	11	24	84	0.200	1	16.9
5	0.4	0.4	0.5	11	24	21	0.133	1	2.8
Jumlah						105.6			20

Selanjutnya dilakukan rekapitulasi gaya dan momen akibat beban mati sendiri sebagaimana Tabel 5.50 berikut ini.

Tabel 5.50 Total Berat Mati Sendiri pada Corbel

No	Jenis Berat	P_{MS}	M_{MS}
		(kN)	(kNm)
1	Struktur Atas	4490,977	898,195
2	<i>Corbel</i>	105,6	20
Total Berat		6226.3	917,907

b. Beban mati tambahan (MA)

Berat mati tambahan pada struktur atas diambil dari perhitungan sebelumnya yang diperoleh sebagaimana berikut ini.

- 1) Reaksi berat mati sendiri struktur atas ($P_{MA\ atas}$) = 986 kN
- 2) Jarak dari jack ke titik tumpu *corbel* ($L_{MA\ atas}$) = 0,2 m
- 3) Momen berat mati sendiri struktur atas ($M_{MA\ atas}$) = $P_{MS} \times L_{MS}$
= 986 x 0,2
= 197,2 kNm

c. Berat akibat *hydraulic jack*

Pada *corbel abutment* menggunakan 6 buah *hydraulic jack* dengan kapasitas masing-masing 100 Ton. Berikut ini merupakan Perhitungan berat akibat *hydraulic jack* pada *corbel*.

$$\begin{aligned} \text{Berat } hydraulic\ jack &= 62\text{ kg} \\ &= 0,608\text{ kN} \\ \text{Jumlah } hydraulic\ jack &= 6\text{ buah} \\ \text{Berat akibat } hydraulic\ jack\ (P_{jack}) &= 0,608 \times 62 \\ &= 3,648\text{ kN} \\ \text{Jarak dari } jack\ \text{ke titik tumpu } corbel\ (L_{jack}) &= 0,2\text{ m} \\ \text{Momen berat mati sendiri struktur atas } (M_{jack}) &= P_{jack} \times L_{jack} \\ &= 3,648 \times 0,2 \\ &= 0,730\text{ kNm} \end{aligned}$$

d. Rekapitulasi pembebanan

Hasil rekapitulasi pembebanan pada *corbel* dapat dilihat pada Tabel 5.51 berikut ini.

Tabel 5.51 Rekapitulasi Pembebanan pada *Corbel*

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>Px</i>	<i>Py</i>	<i>Mx</i>	<i>My</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	<i>MS</i>	4596.577	0	0	917.907	0
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	986.0	0	0	197.200	0
3	<i>hydraulic jack</i>	<i>MA</i>	3.649	0.0	0	0.730	0

e. Kombinasi pembebanan

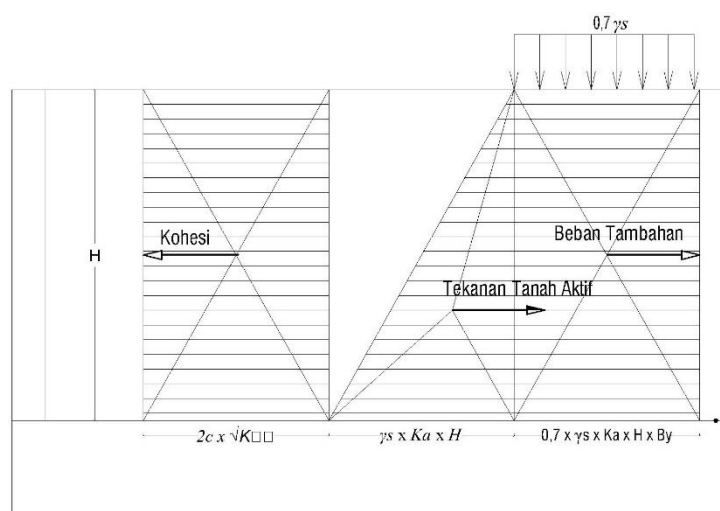
Kombinasi pembebanan yang digunakan pada *corbel* menggunakan kombinasi beban Kuat I. Hal tersebut dipilih karena hanya ada dua jenis pembebanan yang terjadi yaitu beban mati sendiri (*MS*) dan beban mati tambahan (*MA*). Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *corbel*.

Tabel 5.52 Kombinasi Beban Kuat I pada *Corbel*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>Px</i>	<i>Py</i>	<i>Mx</i>	<i>My</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	5975.550	0	0	1193.280	0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	1,25	1972	0	0	394	0
<i>hydraulic jack</i>	<i>MA</i>		7.299	0	0	1.460	0
Jumlah			7954.848	0.0	0.0	1589.139	0.0

5. Pembebanan pada *Wing Wall*

Pembebanan yang terjadi pada *wing wall* diakibatkan tanah timbunan yang berada di belakang *abutment*. Menurut SNI 1725:2016, tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati lalu lintas. Berikut ini merupakan diagram tekanan tanah aktif yang ditunjukkan pada Gambar 5.105.



Gambar 5.106 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada *Wing Wall*

Tanah timbunan yang digunakan pada ujung jembatan diasumsikan sama seperti tanah pada lapisan pertama dengan data sebagaimana berikut ini.

Tinggi timbunan = 4,5 m

Lebar volume tanah = 5,35 m

Berat volume tanah = 18 kN/m³

Sudut geser dalam = 10⁰

Kohesi = 25 kN/m²

Sudut geser antara tanah timbunan dan dinding *abutment*

δ = 25⁰

Sudut pada dinding timbunan terhadap garis horizontal

β = 0⁰

Sudut pada dinding *abutment* terhadap garis horizontal

θ = 90⁰

Faktor pengurangan kekuatan

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

Sudut geser efektif tanah

$$\begin{aligned}\phi'f &= \tan^{-1} (K_{\phi}^R \times \tan \phi) \\ &= \tan^{-1} (0,7 \times \tan 10) \\ &= 7,036^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'f + \delta) \times \sin(\phi'f + \beta)}{\sin(\theta - \delta) \times \sin(\theta + \beta)}} \\ &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(7,036 + 25) \times \sin(7,036 + 0)}{\sin(90 - 25) \times \sin(90 + 0)}} \\ &= 1,268\end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}Ka &= \frac{\sin^2(\phi'f + \delta)}{\Gamma[\sin^2(\theta) \times \sin^2(\theta - \delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(7,036 + 25)}{1,268 \times [\sin^2(90) \times \sin^2(90 - 25)]} \\ &= 0,857\end{aligned}$$

Berikut ini perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif.

a. Tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned}TA1 &= 0,7 \times \gamma_s \times Ka \times H \times By \\ &= 0,7 \times 18 \times 0,857 \times 4,5 \times 5,35 \\ &= 260,049 \text{ kN}\end{aligned}$$

b. Tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned}TA2 &= 0,5 \times \gamma_s \times Ka \times H^2 \times By \\ &= 0,5 \times 18 \times 0,857 \times 4,5^2 \times 5,35 \\ &= 835,873 \text{ kN}\end{aligned}$$

c. Tekanan tanah aktif akibat kohesi timbunan tanah

$$\begin{aligned}TA3 &= 2c \times \sqrt{Ka} \times H \times By \\ &= 2 \times 25 \times \sqrt{0,857} \times 4,5 \times 5,35 \\ &= 1114,540 \text{ kN}\end{aligned}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada *breast wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.53.

**Tabel 5.53 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada
*Wing Wall***

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA} (kN)	Lengan (kN)	Momen (M_{TA}) (kNm)
Akibat beban tambahan	260,049	2,25	585.111
Akibat timbunan	835,873	1,5	1253.810
Akibat kohesi timbunan	-1114,540	2,25	-2507.716
Jumlah	-8,6		-668,8

Kombinasi beban yang digunakan pada *wing wall* hanya Kuat I karena beban yang terjadi hanya berasal dari tekanan tanah (TA) saja. Berikut ini perhitungan kombinasi beban yang digunakan pada *wing wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.54.

Tabel 5.54 Kombinasi Beban Kuat I pada *Wing Wall*

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	P_x	P_y	M_x	M_y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Tekanan tanah aktif	TA	1,25	0.0	0.0	-23.272	0.0	-835.994
Jumlah			0.0	0.0	-23.3	0.0	-836.0

6. Penulangan pada *Breast Wall*

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *breast wall*, didapatkan nilai gaya dan momen pada setiap kombinasi pembebanannya. Dari kombinasi tersebut, diambil nilai terbesar untuk dilakukan perhitungan penulangan pada *breast wall*. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *breast wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.55.

Tabel 5.55 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Breast Wall*

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	P_x	P_y	M_x	M_y
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	14492.752	-2823.637	0.000	-11459.906	0.000
Kuat II	13509.072	-2782.412	0.000	-11200.188	0.000
Kuat III	10066.192	-2638.125	518.940	-10291.177	3814.212
Kuat IV	10066.192	-2638.125	0.000	-10291.177	0.000
Kuat V	10172.563	-2638.125	148.269	-10291.177	1089.775
Ekstrim I EQx	10803.952	-3735.972	43.647	-13793.442	135.306
Ekstrim I EQy	10803.952	-2989.122	145.490	-11478.208	451.020
Nilai Terbesar	14492.752	-4317.039	1145.135	-15594.750	3814.212

Breast wall dihitung berdasarkan sumbu lemahnya yaitu sumbu X. Selain itu, untuk memudahkan perhitungan, maka lebar *breast wall* ditinjau sebesar 1 m. Berikut merupakan nilai gaya dan momen pada sumbu X dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.56 berikut ini.

Tabel 5.56 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Breast Wall*

Kombinasi Beban	Lebar = 11 m			Lebar = 1 m		
	P_u	P_x	M_x	P_u	P_x	M_x
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Kuat I	14492.752	-2823.637	-11459.906	1317.5	-256.7	-1041.8
Kuat II	13509.072	-2782.412	-11200.188	1228.1	-252.9	-1018.2
Kuat III	10066.192	-2638.125	-10291.177	915.1	-239.8	-935.6
Kuat IV	10066.192	-2638.125	-10291.177	915.1	-239.8	-935.6
Kuat V	10172.563	-2638.125	-10291.177	924.8	-239.8	-935.6
Ekstrim I EQx	10803.952	-3735.972	-13793.442	982.2	-339.6	-1253.9
Ekstrim I EQy	10803.952	-2989.122	-11478.208	982.2	-271.7	-1043.5
Nilai Terbesar	14492.752	-4317.039	-15594.750	1317.5	-392,5	-1417,71

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen terbesar dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

$$Pu = 1317,5 \text{ kN}$$

$$Vux = 392,5 \text{ kN}$$

$$Mux = 1417,71 \text{ kN}$$

a. Tulangan pokok

Perhitungan tulangan pokok pada *breast wall* menggunakan metode *Mn-Pn*. Adapun tahapan perencanaan dilakukan sebagaimana berikut ini.

$$\text{Panjang penampang } (B) = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar penampang } (H) = 1500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang } (Ag) &= B \times H \\ &= 1000 \times 1500 \\ &= 1500000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton } (F'c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (Fy) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok } (dp) = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan Sengkang } (ds) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (sb) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak minimum antar tulangan } (st) = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan pokok ke tepi beton } (d') &= sb + ds + dp + \frac{1}{2} st \\ &= 40 + 13 + 25 + 12,5 \\ &= 90,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif } (d) &= H - d' \\ &= 1500 - 90,5 \\ &= 1409,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan pokok } (As \text{ pokok}) &= \frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \\ &= 490,874 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta 1 &= 0,85 \times \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)^{0,05} \\ &= 0,85 \times \left(\frac{30 - 28}{7} \right)^{0,05} \\ &= 0,836 \end{aligned}$$

Pada perhitungan jumlah tulangan pokok, dilakukan perhitungan persen luas tulangan pokok pada satu sisi berturut-turut mulai dari 0,50%, 0,60%, 0,70%, 0,80%, dan 0,90%. Kemudian nilai $Mu-Pu$ diambil dari 3 kondisi sebagaimana berikut ini.

- Kondisi 1 (kombinasi dengan Pu terbesar)

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= \text{Kuat 1} \\ Mu &= 1041,810 \text{ kNm} \\ Pu &= 1317,523 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kondisi 2 (kombinasi dengan Mu terbesar)

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= \text{Ekstrim 1 EQx} \\ Mu &= 1253,949 \text{ kNm} \\ Pu &= 982,177 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kondisi 3 (kombinasi dengan $Mu-Pu$ terbesar)

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= \text{Kuat 1 (Pu), Ekstrim 1 EQx (Mu)} \\ Mu &= 1417,71 \text{ kNm} \\ Pu &= 1317,523 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan contoh perhitungan dengan luas tulangan pokok satu sisi 0,60%. Untuk nilai lainnya akan ditampilkan langsung pada rekapitulasi $Mn-Pn$.

- 1) Jumlah tulangan pokok

$$\begin{aligned} \text{Luas satu tulangan pokok (As pokok)} &= 490,874 \text{ mm}^2 \\ \text{Luas satu sisi tulangan pokok (As)} &= 0,60\% \times Ag \\ &= 0,60\% \times 1500000 \\ &= 9000 \text{ mm}^2 \\ \text{Jumlah satu sisi tulangan pokok (n)} &= As / As \text{ pokok} \\ &= 9000 \times 490,874 \\ &= 18,335 \\ &= 20 \text{ buah} \\ \text{Luas satu sisi tulangan pokok pakai (As')} &= n \times As \text{ pokok} \\ &= 20 \times 490,874 \\ &= 9817,477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas dua sisi tulangan pokok pakai } (A_{st}) &= 2 \times A_{s'} \\
 &= 2 \times 9817,477 \\
 &= 19634,954 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2) Kondisi desak sentris ($M_n = 0$)

Pada kondisi desak sentris, gaya aksial yang terjadi tidak memiliki nilai eksentrisitas sehingga beban aksial tersebar secara sempurna dan tidak menghasilkan momen. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai gaya pada kondisi desak sentris.

$$\begin{aligned}
 P_n &= 0,8 \times ((0,85 \times F'_c \times (A_g - A_{st}) + (A_{st} \times F_y)) \\
 &= 0,8 \times ((0,85 \times 30 \times (1500000 - 19,634,954) + (19634,954 \times 420)) \\
 &= 36796791,509 \text{ N} \\
 &= 36796,791 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,65 \times P_n \\
 &= 0,65 \times 36796,791 \\
 &= 23917,914 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Kondisi *balance*

Pada kondisi *balance*, nilai regangan akibat tarik dan desak dianggap seimbang. Kondisi keseimbangan tersebut menjadi pembatas antara dua keadaan penampang beton yang berbeda dalam keruntuhannya yaitu hancur karena tarik dan desak. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai gaya pada kondisi *balance*.

$$\beta_1 = 0,836$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_y &= \frac{f_y}{200000} \\
 &= \frac{420}{200000} \\
 &= 0,0021
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_y + \epsilon_{cu})} \times d \\
 &= \frac{0,003}{(0,0021 + 0,003)} \times 1409,5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 829,118 \text{ mm} \\
ab &= \beta l \times Cb \\
&= 0,836 \times 829,118 \\
&= 692,905 \text{ mm} \\
\epsilon_s &= \frac{(d-c)}{(cb)} \times 0,003 \\
&= \frac{(1409,5-829,118)}{(829,118)} \times 0,003 \\
&= 0,0021 \\
\epsilon_s' &= \frac{(Cb-dr)}{(cb)} \times 0,003 \\
&= \frac{(829,118-90,5)}{(829,118)} \times 0,003 \\
&= 0,0027 \\
Ccb &= 0,85 \times f'c \times ab \times H \\
&= 0,85 \times 30 \times 692,905 \times 1500 \\
&= 26503634 \text{ N} \\
Csb &= As' \times (fy - (0,85 \times f'c)) \\
&= 9817,477 \times (420 - (0,85 \times 30)) \\
&= 3872994,693 \text{ N} \\
Tsb &= As' \times fs' \\
&= 9817,477 \times 420 \\
&= 4123340,358 \text{ N} \\
Pnb &= Ccb + Csb - Tsb \\
&= 26503634 + 3872994,693 - 4123340,358 \\
&= 26253288,264 \text{ N} \\
&= 26253,288 \text{ kN} \\
Mnb &= [Ccb \times (H/2 - ab/2)] + [Csb \times (H/2 - d')] + \\
&\quad [Tsb \times (H/2 - d')] \\
&= [26503634 \times (1500/2 - 692,905/2)] + [3872994,693 \times \\
&\quad (1500/2 - 90,5)] + [4123340,358 \times (1500/2 - 90,5)] \\
&= 15969052054,195 \text{ Nmm} \\
&= 15969,052 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Karena $0,002 < \varepsilon_s < 0,005$, maka ϕ dihitung sebagaimana berikut ini

$$\begin{aligned}\phi &= 0,65 + (\varepsilon_s - 0,002) \times (250/3) \\ &= 0,65 + (0,0021 - 0,002) \times (250/3) \\ &= 0,658\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times P_{nb} \\ &= 0,658 \times 26253,288 \\ &= 17283,415 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times M_{nb} \\ &= 0,658 \times 15969,052 \\ &= 10512,959 \text{ kN}\end{aligned}$$

4) Kondisi patah desak ($C > C_b$, $= 1,5 C_b$)

Patah desak terjadi pada kolom dengan kedalaman garis netral (C) lebih besar dari C_b . Pada perhitungan ini digunakan nilai $C = 1,5 C_b$ sebagai contoh. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai M_n dan P_n pada kondisi patah desak.

$$\begin{aligned}C &= 1,5 C_b \\ &= 1,5 \times 829,118 \\ &= 1243,676 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \beta_1 \times C \\ &= 0,836 \times 1243,676 \\ &= 1039,358 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_y &= \frac{f_y}{200000} \\ &= \frac{420}{200000} \\ &= 0,0021\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_s &= \frac{(d-c)}{(c)} \times 0,003 \\ &= \frac{(1409,5-1243,676)}{(1243,676)} \times 0,003 \\ &= 0,0004\end{aligned}$$

Karena $\varepsilon_s < \varepsilon_y$, maka nilai f_s dihitung sebagaimana berikut ini.

$$f_s = \varepsilon_s \times 200000$$

$$\begin{aligned}
&= 0,0004 \times 200000 \\
&= 80 \text{ MPa} \\
\epsilon_s' &= \frac{(c-d')}{(c)} \times 0,003 \\
&= \frac{(1243,676-90,5)}{(1243,676)} \times 0,003 \\
&= 0,0028
\end{aligned}$$

Karena $\epsilon_s' > \epsilon_y$, maka nilai f_s' dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
f_s' &= f_y \\
&= 420 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times H \\
&= 0,85 \times 30 \times 1039,358 \times 1500 \\
&= 39755451 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_s &= A_s' \times (f_y - (0,85 \times f'_c)) \\
&= 9817,477 \times (420 - (0,85 \times 30)) \\
&= 3872994,693 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
T_s &= A_s' \times f_s' \\
&= 9817,477 \times 80 \\
&= 785398,163 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_n &= C_c + C_s - T_s \\
&= 26503634 + 3872994,693 - 785398,163 \\
&= 42843047,423 \text{ N} \\
&= 42843,047 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= [C_c \times (H/2 - a/2)] + [C_s \times (H/2 - d')] + \\
&\quad [T_s \times (H/2 - d')] \\
&= [26503634 \times (1500/2 - 1039,358/2)] + [3872994,693 \times \\
&\quad (1500/2 - 90,5)] + [785398,163 \times (1500/2 - 90,5)] \\
&= 12228721452,142 \text{ Nmm} \\
&= 12228,721 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Karena $\epsilon_s < 0,002$, maka $\phi = 0,65$

$$\begin{aligned}
\phi P_n &= \phi \times P_n \\
&= 0,65 \times 42843,047
\end{aligned}$$

$$= 27847,981 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= \phi \times Mn \\ &= 0,65 \times 12228,721 \\ &= 7948,669 \text{ kN}\end{aligned}$$

5) Kondisi patah tarik ($C > Cb, = 0,5 Cb$)

Patah desak terjadi pada kolom dengan kedalaman garis netral (C) lebih besar dari Cb . Pada perhitungan ini digunakan nilai $C = 0,5 Cb$ sebagai contoh. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai Mn dan Pn pada kondisi patah desak.

$$\begin{aligned}C &= 0,5 Cb \\ &= 0,5 \times 829,118 \\ &= 414,559 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \beta l \times C \\ &= 0,836 \times 414,559 \\ &= 346.453 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_y &= \frac{f_y}{200000} \\ &= \frac{420}{200000} \\ &= 0,0021\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{(d-c)}{(c)} \times 0,003 \\ &= \frac{(1409,5-414,559)}{(414,559)} \times 0,003 \\ &= 0,0072\end{aligned}$$

Karena $\epsilon_s > \epsilon_y$, maka nilai $f_s = f_y = 420 \text{ MPa}$.

$$\begin{aligned}\epsilon_s' &= \frac{(C-d')}{(c)} \times 0,003 \\ &= \frac{(414,559-90,5)}{(414,559)} \times 0,003 \\ &= 0,0024\end{aligned}$$

Karena $\epsilon_s' > \epsilon_y$, maka nilai $f_s' = f_y = 420 \text{ MPa}$.

$$\begin{aligned}Cc &= 0,85 \times f'_c \times a \times H \\ &= 0,85 \times 30 \times 346.453 \times 1500 \\ &= 13251817 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_s &= A_s' \times (f_y - (0,85 \times f'c)) \\
 &= 9817,477 \times (420 - (0,85 \times 30)) \\
 &= 3872994,693 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= A_s' \times f_s' \\
 &= 9817,477 \times 420 \\
 &= 4123340,358 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= C_c + C_s - T_s \\
 &= 13251817 + 3872994,693 - 4123340,358 \\
 &= 13001471,300 \text{ N} \\
 &= 13001,471 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= [C_c \times (H/2 - a/2)] + [C_s \times (H/2 - d')] + \\
 &\quad [T_s \times (H/2 - d')] \\
 &= [13251817 \times (1500/2 - 346,453/2)] + [3872994,693 \times \\
 &\quad (1500/2 - 90,5)] + [4123340,358 \times (1500/2 - 90,5)] \\
 &= 12916881599,801 \text{ Nmm} \\
 &= 12916,882 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Karena $\epsilon_s > 0,005$, maka $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= \phi \times P_n \\
 &= 0,9 \times 13001,471 \\
 &= 11701,324 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \times M_n \\
 &= 0,9 \times 12916,882 \\
 &= 11625,193 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6) Kondisi lentur murni

Pada kondisi lentur murni eksentrisitas beban yang terjadi tidak terhingga dan nilai $P_n = 0$ sehingga nilai yang dicari adalah momennya. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui nilai momen pada kondisi lentur murni.

$$P_n = C_c + C_s + T_s = 0$$

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times F_y = (0,85 \times f'c \times \beta l \times H) + (A_s' \times c - d' / c \times 0,003 \times \epsilon_s)$$

untuk mencari nilai C dilakukan dengan menggunakan rumus ABC sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} A &= -(0,85 \times f'c \times \beta l \times H) \\ &= -(0,85 \times 30 \times 0,836 \times 1500) \\ &= -31966,071 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= (As \times Fy) - (As' \times 200000 \times 0,003) \\ &= (9817,477 \times 420) - (9817,477 \times 200000 \times 0,003) \\ &= -1767145,868 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= As' \times 200000 \times 0,003 \times d' \\ &= 9817,477 \times 200000 \times 0,003 \times 90,5 \\ &= 533089003,406 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c1 &= -B + \sqrt{\frac{B^2 - (4 \times A \times C)}{2 \times A}} \\ &= 1767145,8 + \sqrt{\frac{(-1767145,8)^2 - (4 \times (-31966,07) \times 533089003,4)}{2 \times (-31966,07)}} \\ &= -159,704 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c2 &= -B - \sqrt{\frac{B^2 - (4 \times A \times C)}{2 \times A}} \\ &= 1767145,8 - \sqrt{\frac{(-1767145,8)^2 - (4 \times (-31966,07) \times 533089003,4)}{2 \times (-31966,07)}} \\ &= 104.422 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$C \text{ pakai} = 104.422 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} a &= \beta l \times C \\ &= 0,836 \times 104.422 \\ &= 87,267 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_y &= \frac{fy}{200000} \\ &= \frac{420}{200000} \\ &= 0,0021 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{(d-c)}{(c)} \times 0,003 \\ &= \frac{(1409,5-104,422)}{(104,422)} \times 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,0375$$

Karena $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, maka nilai $f_s = f_y = 420$ MPa.

$$\begin{aligned}\varepsilon_s' &= \frac{(c-d')}{(c)} \times 0,003 \\ &= \frac{(90,5-104,422)}{(104,422)} \times 0,003 \\ &= 0,0004\end{aligned}$$

Karena $\varepsilon_s' < \varepsilon_y$, maka nilai f_s' dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}f_s' &= \varepsilon_s' \times 200000 \\ &= 0,0004 \times 200000 \\ &= 80 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times H \\ &= 0,85 \times 30 \times 87,267 \times 1500 \\ &= 3337974,447 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_s &= A_s' \times f_s' \\ &= 9817,477 \times 80 \\ &= 785365,911 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_s &= A_s' \times f_s' \\ &= 9817,477 \times 420 \\ &= 4123340,358 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 3337974,447 + 785365,911 - 4123340,358 \\ &= 0 \text{ N} \\ &= 0 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= [C_c \times (H/2 - a/2)] + [C_s \times (H/2 - d')] + \\ &\quad [T_s \times (H/2 - d')] \\ &= [3337974,447 \times (1500/2 - 87,267/2)] + [785365,911 \times \\ &\quad (1500/2 - 90,5)] + [4123340,358 \times (1500/2 - 90,5)] \\ &= 5595124601,025 \text{ Nmm} \\ &= 5595,125 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Karena $\varepsilon_s > 0,005$, maka $\phi = 0,9$

$$\phi P_n = \phi \times P_n$$

$$= 0,9 \times 0$$

$$= 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= \phi \times Mn \\ &= 0,9 \times 5595,125 \\ &= 5035,612 \text{ kN}\end{aligned}$$

7) Kondisi tarik sentris

Pada kondisi tarik sentris kekuatan tarik tulangan baja mengalami kegagalan akibat tarik yang terjadi. Selain itu, karena tidak terdapat eksentrisitas maka tidak terjadi momen. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mencari gaya akibat tarik sentris.

$$\begin{aligned}Pn &= - (As + As') \times Fy \\ &= - (9817,477 + 9817,477) \times 420 / 10^3 \\ &= -8246,680 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$Mn = 0 \text{ kN}$$

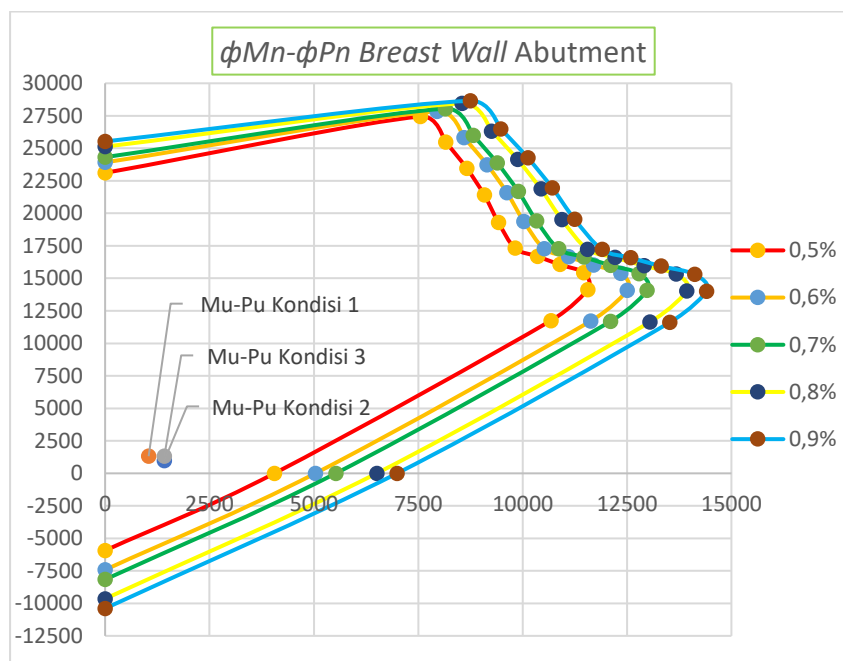
$$\phi = 0,9$$

$$\begin{aligned}\phi Pn &= \phi \times Pn \\ &= 0,9 \times (-8246,680) \\ &= -7422,013 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= \phi \times Mn \\ &= 0 \text{ kN}\end{aligned}$$

8) Rekapitulasi $\phi Mn - \phi Pn$

Berikut ini merupakan rekapitulasi desain tulangan hasil perhitungan $\phi Mn - \phi Pn$ dari setiap kondisi dengan *trial* luasan tulangan longitudinal terhadap luasan penampang bruto beton dalam satu sisi berturut-turut sebesar 0,50%, 0,60%, 0,70%, 0,80 %, dan 0,90%.



Gambar 5.107 Grafik Mn-Pn Breast Wall Abutment

Dari ketiga kondisi tidak didapatkan kondisi kritis sehingga luasan tulangan satu sisi yang digunakan adalah 0,50% dengan nilai momen nominal sebesar 4054,859 kNm dan kuat desak nominal sebesar 27446,593 kN. Jumlah tulangan tiap meter yang digunakan dalam satu sisi sebanyak 16 buah yang dipasang 2 lapis.

9) Cek tulangan pokok

$$A_g = 1500000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} \text{ digunakan} = 15708$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 1} &= \frac{\sqrt{f_{rc}}}{4 \times f_y} \times H \times d' \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 1500 \times 90,5 \\ &= 442,579 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times H \times d' \\ &= \frac{1,4}{420} \times 1500 \times 90,5 \\ &= 453 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ maks}} = 0,85 \times \frac{3}{7} \times \beta_1 \times H \times d'$$

$$= 0,85 \times \frac{3}{7} \times 0,836 \times 1500 \times 90,5$$

$$= 41327,6 \text{ mm}^2$$

Cek rasio tulangan sebenarnya

$$\rho = \frac{A_{st \text{ digunakan}}}{A_g} \times 100\%$$

$$= \frac{15708}{1500000} \times 100\%$$

$$= 1,047\%$$

Menurut RSNI T-12 (2004) nilai rasio tulangan memanjang kolom tidak boleh kurang dari 1% A_g dan tidak boleh lebih besar dari 8% A_g . Pada hasil perhitungan didapatkan nilai rasio tulangan memanjang sebesar 1,047% A_g sehingga memenuhi syarat yang ada. Tulangan pokok yang digunakan pada breast wall adalah **D25-100**.

10) Cek persyaratan $P-\Delta$

Menurut SNI 2833 (2016), perpindahan lateral pada kolom atau pilar baik arah longitudinal atau melintang harus memenuhi persyaratan sebagaimana berikut ini.

$$\Delta < 0,25 \phi M_n$$

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan data sebagaimana berikut ini.

Gaya gesek ultimit (P_u)	= 1317,523 kN
Momen ultimit (M_u)	= 1417,705 kNm
Momen lentur nimal (ϕ)	= 4054,859 kNm
Momen inersia penampang (I)	= 0,144 mm ⁴
Modulus elastisitas beeton (E_c)	= 4700 x $\sqrt{f'_c}$
	= 4700 x $\sqrt{30}$
	= 25742,960 N/mm ²
	= 25742960,2 kN/mm ²
Faktor modifikasi respons (R)	= 2
Periode getar arah X (T_x)	= 0,0524 detik
Periode panjang (T_s)	= 0,5764 detik
1,25 T_s	= 1,25 x 0,5764

$$= 0,7205 \text{ detik}$$

Karena nilai $T_x < 1,25 T_s$, maka nilai R_d dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} R_d &= \left(1 - \frac{1}{R}\right) x \frac{1,2T_s}{T_x} + \frac{1}{R} \\ &= \left(1 - \frac{1}{2}\right) x \frac{0,7205}{0,0524} + \frac{1}{2} \\ &= 7,372 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta e &= \frac{M_u x L^2}{E_c x I} \\ &= \frac{1417,705 x 3.1^2}{25742960,2 x 0,144} \\ &= 0,0037 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta &= R_d x \Delta e \\ &= 7,372 x 0,0037 \\ &= 0,027 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta P_u &= \Delta x P_u \\ &= 0,027 x 1317,523 \\ &= 35,695 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,25\phi M_n &= 0,25 x 0,8 x 1417,705 \\ &= 810,972 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\Delta P_u < 0,25 \phi M_n \quad \mathbf{AMAN}$$

b. Tulangan geser

Nilai gaya geser yang terjadi pada breast wall diambil dari gaya horizontal arah x karena memiliki bagian yang cukup kritis jika dibandingkan dengan arah y.

$$\text{Gaya geser rencana } (V_u) = 392,458 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya desak ultimate } (P_u) = 1317,52 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser } (d_s) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (s_b) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Luas satu tulangan } (A_{rd}) = 0,25 x \pi x d_s^2$$

$$= 0,25 x \pi x 13^2$$

$$= 132,732 \text{ mm}^2$$

Lebar tinjauan (b)	= 1000 mm
Tinggi (h)	= 1500 mm
Luas penampang (A_g)	= 1500000 mm ²
Jarak titik berat tulangan ke tepi beton (d')	= 71,5 mm
Tinggi efektif (d)	= $h - d'$
	= 1500 - 71,5
	= 1428,5 mm

1) Kuat geser beton

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times \left(1 + \frac{P_u}{14 \times A_g} \right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b \times d \\
 &= 0,75 \times \left(1 + \frac{1317,52}{14 \times 1500000} \right) \times \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \times 1000 \times 1428,5 \\
 &= 978088 \text{ N} \\
 &= 978,088 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena $\phi V_c > V_u$, maka tulangan geser yang diberikan adalah tulangan geser minimum.

2) Jarak tulangan geser

Jarak tulangan geser diambil nilai terkecil diantara kedua syarat yang ada sebagaimana berikut ini.

a) Syarat 1

$$\begin{aligned}
 S_{min} &= 0,5 h \\
 &= 0,5 \times 1500 \\
 &= 400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b) Syarat 2

$$S_{min} = 300 \text{ mm}$$

Dari kedua syarat tersebut didapatkan nilai terkecil 300 mm sehingga tulangan geser pada *breast wall* menggunakan tulangan

D13-300.

c. Tulangan pengekang

Menurut RSNI T-12 (2004) tulangan memanjang pada kolom harus dikekang secara lateral apabila jarak pusat ke pusat antar tulangan lebih

dari 150 mm. Dari data sebelumnya didapatkan data sebagaimana berikut ini.

$$P_u = 1317,52 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 27446,6 \text{ kN}$$

$$0,5 \phi P_n = 13723,3 \text{ kN}$$

Dari data tersebut didapatkan bahwa $P_u < 0,5\phi P_n$ sehingga tidak perlu dilakukan perhitungan lanjut untuk tulangan pengekang. Kemudian tulangan pengekang dipasang setiap 4 buah tulangan pokok sehingga tulangan pengekang pada breast wall menggunakan tulangan **D13-300**.

d. Rekapitulasi tulangan *breast wall*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada breast wall yang ditunjukkan pada Tabel 5.57.

Tabel 5.57 Rekapitulasi Tulangan *Breast Wall*

Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Tulangan pokok	D25-100
Tulangan Geser	D13-300
Tulangan Pengekang	D13-300

7. Penulangan pada *Back wall*

a. *Back wall* atas

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *back wall* atas, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *back wall* atas yang ditunjukkan pada Tabel 5.58.

Tabel 5.58 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Back Wall* Atas

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal			Momen
	P	P_x	P_y	M_x	M_y
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	61.776	-231.477	0.0	-72.915	0.0

back wall atas dihitung berdasarkan sumbu lemahnya yaitu sumbu X. Selain itu, untuk memudahkan dalam perhitungan, maka lebar *back wall* atas ditinjau sebesar 1 m. Oleh karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada sumbu X dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.59 berikut ini

Tabel 5.59 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Back Wall* Atas

Kombinasi Beban	Lebar = 11 m			Lebar = 1 m		
	P_u	P_x	M_x	P_u	P_x	M_x
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Kuat I	61.776	-231.477	-72.915	5.616	-21.043	-6.629

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen terbesar dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

$$P_u = 5,616 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 21,043 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 6,629 \text{ kN}$$

1) Tulangan pokok

$$\text{Diameter tulangan pokok } (d_p) = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja tulangan } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal } back \text{ wall atas } (t) = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (s_b) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan } (l) = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kuat lentur beton } (\phi) = 0,8$$

$$\text{Momen } ultimate (M_u) = 6,629 \text{ kNm}$$

a) Menghitung nilai momen nominal (M_n)

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{6,619}{0,8} \\ &= 8,286 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Menentukan tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= t - sb - (0,5 \times dp) \\
 &= 300 - 40 - (0,5 \times 19) \\
 &= 250,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) Menghitung nilai Rn

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{8,286}{1000 \times 250,5^2} \\
 &= 0,132 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

d) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,471
 \end{aligned}$$

e) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ min } 1 &= \frac{1,4}{fy} \\
 &= \frac{1,4}{420} \\
 &= 0,00333
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum 2

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ min } 2 &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot fy} \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 420} \\
 &= 0,00326
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho \text{ min pakai} = 0,00333$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{Fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,132}{420}} \right) \\
 &= 0,00032
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} > \rho$ perlu, maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,00333$$

f) Menghitung luas tulangan pokok (A_s)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pokok1}} &= \rho \times l \times d \\ &= 0,00333 \times 1000 \times 250,5 \\ &= 835 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pokok2}} &= \frac{l \cdot d}{F_y} \\ &= \frac{1000 \cdot 250,5}{420} \\ &= 596,429 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ pokok pakai}} = 835 \text{ mm}^2$$

g) Menghitung jarak tulangan pokok (S)

$$\begin{aligned} S_{\text{pokok}} &= \frac{A1d \cdot l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \cdot 1000}{835} \\ &= 339,555 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{pokok pakai}} = 300 \text{ mm}$$

h) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} A_{s'} &= \frac{A1d \cdot l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \cdot 1000}{300} \\ &= 945,096 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Aman, } A_{s'} > A_s$$

Sehingga tulangan pokok pada *back wall* atas menggunakan tulangan **D19-300**.

2) Tulangan bagi

$$\text{Diameter tulangan bagi } (d_s) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal } (t) = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan } (l) = 1000 \text{ mm}$$

a) Menghitung luas tulangan bagi (A_s)

$$A_{s \text{ bagi}} = 50\% \times A_{s \text{ pokok}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 50\% \times 835 \\
 &= 417,6 \text{ mm}^2 \\
 \text{As bagi 2} &= 0,002 \times l \times t \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 300 \\
 &= 600 \text{ mm}^2 \\
 \text{As bagi pakai} &= 600 \text{ mm}^2 \\
 \text{b) Menghitung jarak tulangan bagi (S)} \\
 S_{\text{bagi}} &= \frac{A1d \cdot l}{As} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \cdot 1000}{600} \\
 &= 221,220 \text{ mm} \\
 S_{\text{maks 1}} &= 5 \times t \\
 &= 5 \times 300 \\
 &= 1500 \text{ mm} \\
 S_{\text{maks 2}} &= 450 \\
 S_{\text{bagi pakai}} &= 200 \text{ mm} \\
 \text{c) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai} \\
 As' &= \frac{A1d \cdot l}{S_{\text{bagi pakai}}} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \cdot 1000}{200} \\
 &= 663,661 \text{ mm}^2 \\
 &\text{Aman, } As' > As
 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan bagi pada *back wall* atas menggunakan tulangan **D13-200**.

b. *Back wall* bawah

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *back wall* bawah, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *back wall* bawah yang ditunjukkan pada Tabel 5.60.

Tabel 5.60 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Back Wall* Bawah

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal			Momen
	P	P_x	P_y	M_x	M_y
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	397.494	-497.729	0.0	-593.981	0.0

back wall atas dihitung berdasarkan sumbu lemahnya yaitu sumbu X. Selain itu, untuk memudahkan dalam perhitungan, maka lebar *back wall* bawah ditinjau sebesar 1 m. Oleh karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada sumbu X dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.61 berikut ini

Tabel 5.61 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Back Wall* Bawah

Kombinasi Beban	Lebar = 11 m			Lebar = 1 m		
	P_u	P_x	M_x	P_u	P_x	M_x
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Kuat I	397.494	-497.729	-593.981	36.136	-45.248	-53.998

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen terbesar dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

$$P_u = 36,1 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 45,248 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 53,998 \text{ kN}$$

1) Tulangan pokok

$$\text{Diameter tulangan pokok } (d_p) = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja tulangan } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal } \textit{back wall} \text{ bawah } (t) = 730 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (s_b) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan } (l) = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kuat lentur beton } (\phi) = 0,8$$

$$\text{Momen } \textit{ultimate} \text{ } (M_u) = 53,998 \text{ kNm}$$

a) Menghitung nilai momen nominal (M_n)

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{53,998}{0,8} \\ &= 67,498 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Menentukan tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= t - sb - (0,5 \times dp) \\ &= 730 - 40 - (0,5 \times 25) \\ &= 677,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

c) Menghitung nilai R_n

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{67,498}{1000 \times 677,5^2} \\ &= 0,147 \text{ MPa} \end{aligned}$$

d) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

e) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

$$\begin{aligned} \rho_{min 1} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,00333 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum 2

$$\begin{aligned} \rho_{min 2} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 420} \\ &= 0,00326 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho_{min pakai} = 0,00333$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,132}{420}} \right) \\ &= 0,000351\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}$, maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,00333$$

f) Menghitung luas tulangan pokok (A_s)

$$\begin{aligned}A_s \text{ pokok1} &= \rho \times l \times d \\ &= 0,00333 \times 1000 \times 677,5 \\ &= 2258,333 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ pokok2} &= \frac{l \cdot d}{F_y} \\ &= \frac{1000 \cdot 677,5}{420} \\ &= 1613,095 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_s \text{ pokok pakai} = 2258,333 \text{ mm}^2$$

g) Menghitung jarak tulangan pokok (S)

$$\begin{aligned}S_{\text{pokok}} &= \frac{A1d \cdot l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \cdot 1000}{2258,333} \\ &= 217,361 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S_{\text{pokok pakai}} = 200 \text{ mm}$$

h) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned}A_s' &= \frac{A1d \cdot l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \cdot 1000}{200} \\ &= 2454,369 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Aman, $A_s' > A_s$

Sehingga tulangan pokok pada *back wall* bawah menggunakan tulangan **D25-200**.

2) Tulangan bagi

$$\text{Diameter tulangan bagi } (d_s) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal } (t) = 730 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan } (l) = 1000 \text{ mm}$$

a) Menghitung luas tulangan bagi (A_s)

$$\begin{aligned} A_s \text{ bagi1} &= 50\% \times A_s \text{ pokok} \\ &= 50\% \times 2454,369 \\ &= 1227,185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ bagi2} &= 0,002 \times l \times t \\ &= 0,002 \times 1000 \times 730 \\ &= 1460 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ bagi pakai} = 1460 \text{ mm}^2$$

b) Menghitung jarak tulangan bagi (S)

$$\begin{aligned} S_{\text{bagi}} &= \frac{A1d \cdot l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \cdot 1000}{1460} \\ &= 127,714 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{maks 1}} &= 5 \times t \\ &= 5 \times 730 \\ &= 3650 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{maks 2}} = 450$$

$$S_{\text{bagi pakai}} = 100 \text{ mm}$$

c) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{A1d \cdot l}{S_{\text{bagi pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \cdot 1000}{100} \\ &= 2010,619 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Aman, } A_s' > A_s$$

Sehingga tulangan bagi pada *back wall* bawah menggunakan tulangan **D13-100**.

c. Rekapitulasi tulangan *back wall*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *back wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.62.

Tabel 5.62 Rekapitulasi Tulangan *Back Wall*

Bagian	Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
<i>Back wall</i> atas	Tulangan pokok	D19-300
	Tulangan bagi	D13-200
<i>Back wall</i> bawah	Tulangan pokok	D25-200
	Tulangan bagi	D16-100

8. Penulangan pada *Corbel*

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *corbel*, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *corbel* ditunjukkan pada Tabel 5.63.

Tabel 5.63 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Corbel*

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal			Momen
	P	P_x	P_y	M_x	M_y
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	7954.848	0.000	0.000	1589.139	0.000

Corbel dihitung berdasarkan sumbu lemahnya yaitu sumbu X. Selain itu, untuk memudahkan dalam perhitungan, maka lebar *corbel* ditinjau sebesar 1 m. Oleh karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada sumbu X dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.64 berikut ini.

Tabel 5.64 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Corbel*

Kombinasi Beban	Lebar = 11 m			Lebar = 1 m		
	P_u	P_x	M_x	P_u	P_x	M_x
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Kuat I	7954.848	0.000	1589.139	723.168	0.000	144.467

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen terbesar dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

$$Pu = 723,168 \text{ kN}$$

$$Vux = 0 \text{ kN}$$

$$Mux = 144,467 \text{ kN}$$

a. Tulangan pokok

$$\text{Diameter tulangan pokok } (dp) = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja tulangan } (fy) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal Corbel } (t) = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (sb) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan } (l) = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kuat lentur beton } (\varphi) = 0,8$$

$$\text{Momen ultimate } (Mu) = 144,467 \text{ kNm}$$

1) Menghitung nilai momen nominal (Mn)

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\varphi} \\ &= \frac{144,467}{0,8} \\ &= 180,584 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= t - sb - (0,5 \times dp) \\ &= 400 - 40 - (0,5 \times 19) \\ &= 350,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai Rn

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{180,584}{1000 \times 350,5^2} \\ &= 1,470 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \end{aligned}$$

$$=16,471$$

5) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

$$\begin{aligned}\rho_{min 1} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,00333\end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum 2

$$\begin{aligned}\rho_{min 2} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 420} \\ &= 0,00326\end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho_{min pakai} = 0,00333$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 1,470}{420}} \right) \\ &= 0,00361\end{aligned}$$

Karena $\rho_{perlu} > \rho_{min}$, maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

$$\rho_{pakai} = 0,00361$$

6) Menghitung luas tulangan pokok (A_s)

$$\begin{aligned}A_{s\ pokok1} &= \rho \times l \times d \\ &= 0,00361 \times 1000 \times 350,5 \\ &= 1264,27 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s\ pokok2} &= \frac{l \cdot d}{F_y} \\ &= \frac{1000 \cdot 350,5}{420} \\ &= 834,524 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_{s\ pokok\ pakai} = 1264,27 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok (S)

$$\begin{aligned} S_{pokok} &= \frac{A1d \cdot l}{As} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \cdot 1000}{1264,27} \\ &= 224,264 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{pokok \text{ pakai}} = 200 \text{ mm}$$

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} As' &= \frac{A1d \cdot l}{As} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \cdot 1000}{200} \\ &= 1417,644 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Aman, } As' > As$$

Sehingga tulangan pokok pada *corbel* menggunakan tulangan **D19-200**.

b. Tulangan bagi

$$\text{Diameter tulangan bagi } (ds) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal } (t) = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan } (l) = 1000 \text{ mm}$$

1) Menghitung luas tulangan bagi (As)

$$\begin{aligned} As \text{ bagi1} &= 50\% \times As \text{ pokok} \\ &= 50\% \times 1417,644 \\ &= 708,822 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ bagi2} &= 0,002 \times l \times t \\ &= 0,002 \times 1000 \times 400 \\ &= 800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$As \text{ bagi pakai} = 800 \text{ mm}^2$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi (S)

$$\begin{aligned} S_{bagi} &= \frac{A1d \cdot l}{As} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \cdot 1000}{800} \\ &= 165,915 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks 1} = 5 \times t$$

$$\begin{aligned}
 &= 5 \times 400 \\
 &= 2000 \text{ mm} \\
 S_{maks 2} &= 450 \\
 S_{bagi pakai} &= 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned}
 A_s' &= \frac{A_{1d} \cdot l}{S_{bagi pakai}} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \cdot 1000}{150} \\
 &= 884,882 \text{ mm}^2 \\
 \text{Aman, } A_s' &> A_s
 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan bagi pada *corbel* menggunakan tulangan **D13-150**.

c. Rekapitulasi tulangan *corbel*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *corbel* yang ditunjukkan pada Tabel 5.65.

Tabel 5.65 Rekapitulasi Tulangan Corbel

Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Tulangan pokok	D25-300
Tulangan bagi	D13-100

9. Penulangan pada *Wing Wall*

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *wing wall*, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *wing wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.66.

Tabel 5.66 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Wing Wall

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal			Momen
	<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	0.000	0.000	-23,272	0.000	-835,994

Wing wall dihitung berdasarkan sumbu lemahnya yaitu sumbu Y. Selain itu, untuk memudahkan dalam perhitungan, maka lebar *wing wall* ditinjau sebesar 1 m. Oleh karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada sumbu Y dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.67 berikut ini.

Tabel 5.67 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Wing Wall*

Kombinasi Beban	Lebar = 11 m			Lebar = 1 m		
	P_u	P_y	M_y	P_u	P_y	M_y
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Kuat I	0.000	0.000	-4,654	0.000	0.000	-167,199

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen terbesar dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

$$P_u = 0 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 4,654 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 167,199 \text{ kN}$$

a. Tulangan pokok

$$\text{Diameter tulangan pokok } (d_p) = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja tulangan } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal } \textit{Wing wall} \text{ } (t) = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (s_b) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan } (l) = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kuat lentur beton } (\phi) = 0,8$$

$$\text{Momen } \textit{ultimate} \text{ } (M_u) = 167,199 \text{ kNm}$$

1) Menghitung nilai momen nominal (M_n)

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{167,199}{0,8} \\ &= 208,998 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= t - sb - (0,5 \times dp) \\ &= 500 - 40 - (0,5 \times 25) \\ &= 447,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai Rn

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{208,998}{1000 \times 447,5^2} \\ &= 1,044 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

5) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

$$\begin{aligned} \rho \text{ min } 1 &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,00333 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum 2

$$\begin{aligned} \rho \text{ min } 2 &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot fy} \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 420} \\ &= 0,00326 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho \text{ min pakai} = 0,00333$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{Fy}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 1,044}{420}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,00254$$

Karena ρ perlu $> \rho$ min, maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

$$\rho \text{ pakai} = 0,0033$$

6) Menghitung luas tulangan pokok (A_s)

$$\begin{aligned} A_s \text{ pokok1} &= \rho \times l \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 477,5 \\ &= 1491,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pokok2} &= \frac{l \cdot d}{F_y} \\ &= \frac{1000 \cdot 447,5}{420} \\ &= 1065,476 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ pokok pakai} = 1491,667 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok (S)

$$\begin{aligned} S_{\text{pokok}} &= \frac{A1d \cdot l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \cdot 1000}{1491,667} \\ &= 329,077 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{pokok pakai}} = 300 \text{ mm}$$

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{A1d \cdot l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \cdot 1000}{300} \\ &= 1636,246 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Aman, } A_s' > A_s$$

Sehingga tulangan pokok pada *wing wall* menggunakan tulangan **D25-300**.

b. Tulangan bagi

$$\text{Diameter tulangan bagi } (d_s) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal } (t) = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan } (l) = 1000 \text{ mm}$$

1) Menghitung luas tulangan bagi (A_s)

$$\begin{aligned} A_s \text{ bagi1} &= 50\% \times A_s \text{ pokok} \\ &= 50\% \times 1636,246 \\ &= 818,123 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ bagi2} &= 0,002 \times l \times t \\ &= 0,002 \times 1000 \times 500 \\ &= 1000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ bagi pakai} = 1000 \text{ mm}^2$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi (S)

$$\begin{aligned} S_{\text{bagi}} &= \frac{A1d \cdot l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \cdot 1000}{1000} \\ &= 132,732 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{maks 1}} &= 5 \times t \\ &= 5 \times 500 \\ &= 2500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{maks 2}} = 450$$

$$S_{\text{bagi pakai}} = 100 \text{ mm}$$

3) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{A1d \cdot l}{S_{\text{bagi pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \cdot 1000}{100} \\ &= 1327,323 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Aman, $A_s' > A_s$

Sehingga tulangan bagi pada *wing wall* menggunakan tulangan **D13-100**.

c. Rekapitulasi tulangan *wing wall*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *wing wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.68.

Tabel 5.68 Rekapitulasi Tulangan Wing Wall

Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Tulangan pokok	D25-300
Tulangan bagi	D13-100

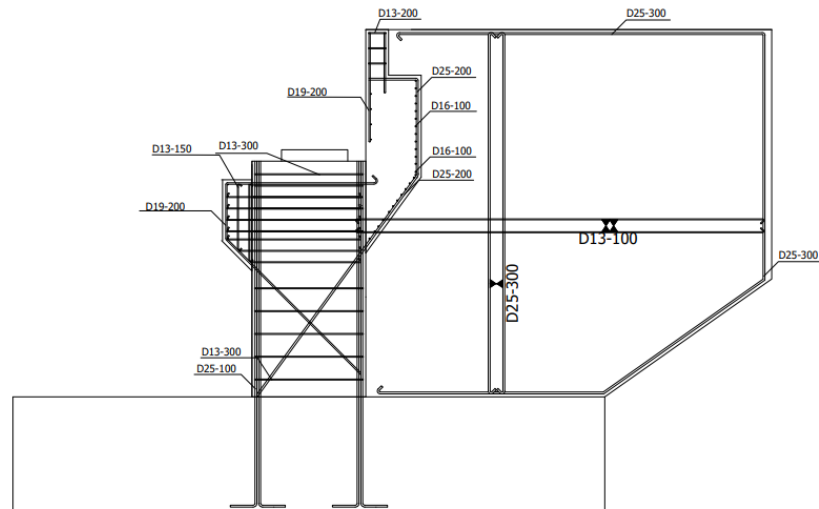
10. Rekapitulasi tulangan

Setelah dilakukan perhitungan tulangan pada setiap bagian *abutment*, selanjutnya dilakukan rekapitulasi kebutuhan tulangan secara keseluruhan pada *abutment* seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.69 berikut ini.

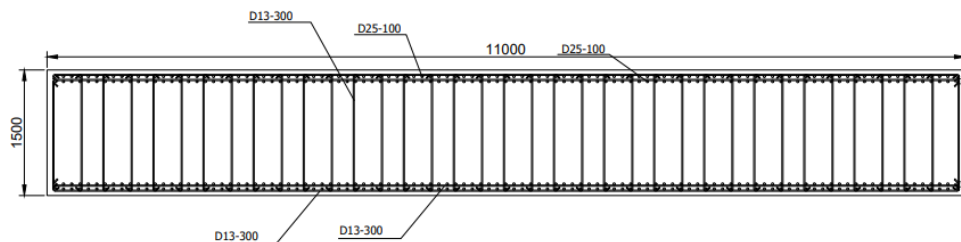
Tabel 5.69 Rekapitulasi Tulangan pada Abutment

Bagian	Tulangan pokok	Tulangan geser	Tulangan pengekang	Tulangan bagi
<i>Breast wall</i>	D25-100	D13-300	D13-300	-
<i>Back wall</i> atas	D19-300	-	-	D13-200
<i>Back wall</i> bawah	D25-200	-	-	D16-100
<i>Corbel</i>	D19-200	-	-	D13-150
<i>Wing wall</i>	D25-300	-	-	D13-100

Berikut merupakan gambar penulangan *abutment* yang ditunjukkan pada Gambar 5.107



Gambar 5.108 Rekapitulasi Tulangan Abutment



Gambar 5.109 Tampak Melintang Breast Wall

5.2.2 Perencanaan Fondasi Abutment

Fondasi adalah komponen bangunan yang berfungsi untuk meneruskan beban struktur di atasnya menuju tanah dasar. Perencanaan Jembatan Ciloseh ini menggunakan fondasi dalam *bore pile*. Jenis fondasi ini dipilih berdasarkan jenis batuan di dalam tanah. kemudian struktur atas pada jembatan ini memiliki bentang yang cukup panjang sehingga perlu fondasi yang memiliki kekuatan yang besar dalam menopang jembatan tersebut. Selain itu, karena pembangunan jembatan ini dekat dengan pemukiman warga, maka pemilihan jenis fondasi *borepile* aman untuk dilakukan.

1. Data teknis
 - a. Material *bore pile*

Mutu beton <i>borepile</i> ($f'c$)	= 30 MPa
Mutu baja (f_y)	= 420 MPa
Modulus elastisitas (E_c)	= $4700 \times \sqrt{f'c}$ = $4700 \times \sqrt{30}$ = 25743 MPa
Diameter <i>bore pile</i>	= 800 mm

b. Data tanah

Berikut ini merupakan data hasil pengujian *Standard Penetration Test* yang dilakukan pada lokasi pembangunan Jembatan Ciloseh.

Tabel 5.70 Hasil Pengujian SPT

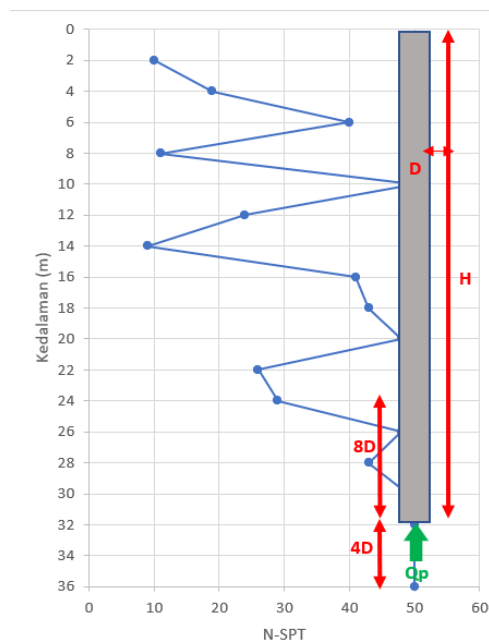
Kedalaman (m)	Segmen (m)	Jenis Tanah	N-SPT
2	2	<i>Silt, Medium</i>	10
4	2	<i>Silt, Medium</i>	19
6	2	<i>Silt, Medium</i>	40
8	2	<i>Silt, Stiff</i>	11
10	2	<i>Silt, Stiff</i>	50
12	2	<i>Silt, Stiff</i>	24
14	2	<i>Silt, Stiff</i>	9
16	2	<i>sand, Dense</i>	41
18	2	<i>sand, Dense</i>	43
20	2	<i>sand, Dense</i>	48
22	2	<i>Silt, Hard</i>	26
24	2	<i>Silt, Hard</i>	29
26	2	<i>Silt, Hard</i>	48
28	2	<i>Silt, Hard</i>	43
30	2	<i>Silt, Hard</i>	49
32	2	<i>Silt, Hard</i>	50
34	2	<i>Silt, Hard</i>	50
36	2	<i>Silt, Hard</i>	50

2. Perencanaan fondasi *Bore pile*

Fondasi *bore pile* harus memenuhi dua kriteria perencanaan yaitu kapasitas tahanan ujung tiang (*end bearing capacity*) dan kapasitas tahanan gesek selimut tiang (*skin friction capacity*). Berikut ini merupakan perhitungan masing-masing kriteria dalam perencanaan fondasi *bore pile*.

a. Kapasitas tahanan ujung (*end bearing capacity*)

Kedalaman rencana fondasi *bore pile* yang digunakan pada Jembatan Ciloseh yaitu 32 m dibawah tanah. Hal ini karena lapisan tanah sudah pada tanah keras. Berikut ini merupakan ilustrasi kedalaman tiang terhadap *N-SPT*.



Gambar 5.110 Gambar Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk menentukan kapasitas tahanan ujung tiang berdasarkan metode *Meyerhoff* (1953).

$$\begin{aligned}
 \text{Kedalaman tiang } (H) &= 32 \text{ m} \\
 \text{Diameter tiang } (D) &= 0,8 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang ujung tiang } (A_b) &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times \pi \times 0,8^2 \\
 &= 0,503 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan nilai rerata SPT pada ujung tiang dilakukan dengan cara mengambil nilai rata-rata SPT setinggi $8D$ dari atas tiang, nilai SPT pada ujung tiang, serta rerata SPT setinggi $4D$ dari bawah ujung tiang.

$$\text{Elevasi } 8D \text{ diatas tiang} = H - 8D$$

$$\begin{aligned}
 &= 32 - (8 \times 0,8) \\
 &= 25,6 \text{ m} \\
 \text{Elevasi } 4D \text{ diatas tiang} &= H - 4D \\
 &= 32 - (4 \times 0,8) \\
 &= 35,2 \text{ m} \\
 N \text{ rerata } 8D \text{ diatas tiang} &= \frac{48+43+49}{3} \\
 &= 42,25 \\
 N \text{ rerata } 8D \text{ diatas tiang} &= \frac{50+50}{2} \\
 &= 50 \\
 N \text{ rerata ujung tiang} &= 50 \\
 N &= \frac{42,25+50+50}{3} \\
 &= 47,417 \\
 \text{Kapasitas tahanan ujung } (Q_p) &= 1/3 \times 40 \times N \times A_b \\
 &= 1/3 \times 40 \times 47,417 \times 0,503 \\
 &= 317,709 \text{ ton} \\
 &= 3117,515 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas tahanan gesek selimut tiang (*skin friction capacity*)

perhitungan kekuatan gesek selimut tiang ditinjau dari tiap kedalaman lapisan tanah tersebut. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam menentukan kapasitas tahanan gesek selimut tiang berdasarkan metode *Meyerhoff* (1953).

Perhitungan pada kedalaman 2 m

$$\begin{aligned}
 N' &= 10 + \frac{1}{2} (50 - 10) \\
 &= 30
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,8 \\
 &= 2,512 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= 0,2 \times N' \times k \times t \\
 &= 0,2 \times 30 \times 2,512 \times 2 \\
 &= 30,14 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$= 295,71 \text{ kN}$$

Berikut merupakan Q_s perlapisan tanah sesuai dengan N-SPT dan N' yang ditunjukkan pada tabel berikut.

Tabel 5.71 Hasil Pengujian SPT

Kedalaman (m)	N-SPT	N'	Keliling	Q_s (ton)	Q_s (kN)
2	10	30.0	2.512	30.14	295.71
4	19	34.5	2.512	34.67	340.07
6	40	45.0	2.512	45.22	443.57
8	11	30.5	2.512	30.65	300.64
10	50	50.0	2.512	50.24	492.85
12	24	37.0	2.512	37.18	364.71
14	9	29.5	2.512	29.64	290.78
16	41	45.5	2.512	45.72	448.50
18	43	46.5	2.512	46.72	458.35
20	48	49.0	2.512	49.24	483.00
22	26	38.0	2.512	38.18	374.57
24	29	39.5	2.512	39.69	389.35
26	48	49.0	2.512	49.24	483.00
28	43	46.5	2.512	46.72	458.35
30	49	49.5	2.512	49.74	487.93
32	50	50.0	2.512	50.24	492.85
34	50	50.0	2.512	50.24	492.85
36	50	50.0	2.512	50.24	492.85
total (Q_s)					7589,96

- c. Daya dukung *ultimate* dan izin bore pile

Daya dukung *ultimate* didapatkan dengan menjumlahkan antara kapasitas tahanan ujung tiang dan kapasitas tahanan gesek selimut tiang sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\ &= 3117,515 + 7589,958 \\ &= 10707,473 \text{ kN} \end{aligned}$$

- d. Daya dukung ijin tiang (Q_{all})

Nilai SF yang digunakan untuk perhitungan daya dukung ijin tiang adalah 3

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

$$= \frac{10707,473}{3}$$

$$= 3569,158 \text{ kN}$$

e. Perkiraan dimensi *pile cap*

Dimensi *pile cap* diperkirakan terlebih dahulu dengan dimensi sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} \text{Panjang } \textit{pile cap} \text{ arah X (} B \text{)} &= 7,8 \text{ m} \\ \text{Panjang } \textit{pile cap} \text{ arah Y (} H \text{)} &= 12,6 \text{ m} \\ \text{Tinggi } \textit{pile cap} \text{ (} T \text{)} &= 1,5 \text{ m} \\ \text{Berat } \textit{pile cap} \text{ (} W \textit{ pile cap} \text{)} &= B \times H \times T \times \gamma_b \\ &= 7,8 \times 12,6 \times 1,5 \times 24 \\ &= 3528,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Data pembebanan pada tepi *pile cap*

1) Berat mati sendiri struktur atas

$$P_{MS1} = 4490,977 \text{ kN}$$

Karena arah beban akibat berat mati sendiri struktur atas tepat pada tumpuan *pile cap*, maka tidak terjadi momen pada tepi *pile cap*.

2) Berat mati sendiri *abutment* dan *pile cap*

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati sendiri pada *abutment* dan *pile cap*.

Tabel 5.72 Perhitungan Berat Mati Sendiri *Abutment* dan *Pile Cap*

No	γ_s	P	T	L	Bentuk	V	P_{MS2}	Lengan	Arah momen	Momen
	(kN/m ³)	(m)	(m)	(m)		(m)	(kN)	(m)		(kNm)
1	24	0.3	0.6	11	1	1.98	47.52	0.9	-1	-42.8
2	24	0.73	1.3	11	1	10.8	258.1	1.12	-1	-287.9
3	24	0.73	1	11	0.5	8.03	96.36	0.993	-1	-95.7
4	24	0.4	0.8	11	1	3.5	84.48	0.95	1	80.3
5	24	0.4	0.4	11	0.5	1.8	21.12	0.883	1	18.7
6	24	1.5	3.1	11	1	51.2	1227.6	0	0	0.0
7	24	7.8	1.5	12.6	1	147.4	3538.1	0	0	0.0
Jumlah							5273,4			-327,52

$$P_{MS2} = 5273,4 \text{ kN}$$

$$M_{MS2} = 327,52 \text{ kNm}$$

- 3) Berat mati tambahan struktur atas

$$P_{MA1} = 986 \text{ kN}$$

Karena arah beban akibat berat mati tambahan struktur atas tepat pada tumpuan *pile cap*, maka tidak terjadi momen pada tepi *pile cap*.

- 4) Berat mati tambahan akibat timbunan dibelakang *abutment*

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati tambahan akibat timbunan di belakang *abutment*.

**Tabel 5.73 Berat Mati Tambahan Akibat Tanah Timbunan di atas
*Pile Cap***

No	γ_s	P	T	L	Bentuk	V	P_{MA2}	Lengan	Arah momen	Momen
	(kN/m ³)	(m)	(m)	(m)		(m)	(kN)	(m)		(kNm)
W1	18	3.2	10	0.6	1	19.2	345.60	2.525	1	872.640
W2	18	2.77	10	2.35	1	65.095	1171.71	2.625	1	3075.739
W3	18	0.73	10	1	0.5	3.65	65.70	1.083	1	71.153
W4	18	3.5	10	1.55	1	54.25	976.50	3.15	1	3075.975
Jumlah							2559,51			7095,507

$$P_{MA2} = 2559,51 \text{ kN}$$

$$M_{MA2} = 7095,507 \text{ kNm}$$

- 5) Tekanan tanah aktif (TA)

Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada tepi *pile cap* yang ditunjukkan pada Tabel 5.74

**Tabel 5.74 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif di tepi
*Pile Cap***

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA} (kN)	Lengan (kN)	Momen (M_{TA}) (kNm)
Akibat beban tambahan	486.074	2.250	1093.666
Akibat timbunan	1562.380	1.500	2343.569
Akibat kohesi timbunan	-2083.253	2.250	-4687.319
Jumlah	-34,8		-1250,1

$$P_{TA} = -34,8 \text{ kN}$$

$$M_{TA} = -1250,1 \text{ kNm}$$

6) Beban Lajur (TD)

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan beban lajur D pada struktur atas jembatan sebagaimana berikut.

$$P_{BTR} = 3622,5 \text{ kN}$$

$$P_{BGT} = 445,9 \text{ kN}$$

Berat total akibat beban lajur dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} P_{TD \text{ total}} &= P_{BTR} + P_{BGT} \\ &= 3622,5 + 445,9 \\ &= 4068,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} P_{TD \text{ struktur atas}} &= 0,5 \times 4068,4 \\ &= 2034,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

7) Beban pejalan kaki (TP)

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan beban pejalan kaki pada struktur atas jembatan sebagaimana berikut.

$$\begin{aligned} P_{TP} &= \text{intensitas pejalan kaki} \times L \times b \times n \\ &= 5 \times 85 \times 1 \times 2 \\ &= 850 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban pejalan kaki struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}\frac{1}{2} P_{TD} \text{ struktur atas} &= 0,5 \times 850 \\ &= 425 \text{ kN}\end{aligned}$$

Penyaluran beban pejalan kaki struktur atas pada *pile cap* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.

8) Beban rem (TB)

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan beban rem pada struktur atas jembatan sebagaimana berikut.

$$P_{TB} = 206,125 \text{ kN}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban rem struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}\frac{1}{2} P_{TB} \text{ struktur atas} &= 0,5 \times 206,125 \\ &= 103,063 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dikarenakan beban rem tersebut posisinya tidak persis pada tumpuan, maka terdapat lengan terhadap titik tumpu *pile cap* yang mengakibatkan terjadinya momen.

$$\begin{aligned}\text{Lengan terhadap titik tumpu } P_{TB} \text{ (} L_{TB} \text{)} &= 1,8 + 1,4 + 3,1 + 1,5 \\ &= 7,8 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen akibat beban rem (} M_{TB} \text{)} &= P_{TB} \times L_{TB} \\ &= 103,063 \times 7,8 \\ &= 803,888 \text{ kNm}\end{aligned}$$

9) Beban angin struktur (EWs)

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan beban angin struktur pada struktur atas jembatan sebagaimana berikut

$$\begin{aligned}P_{EWs} &= P_{tekan} \times P_{hisap} \\ &= 494,229 + 247.114 \\ &= 741,343 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban angin struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}\frac{1}{2} P_{EWs} \text{ struktur atas} &= 0,5 \times 741,343 \\ &= 370,672 \text{ kN}\end{aligned}$$

Lengan terhadap titik tumpu *pile cap*

$$\begin{aligned}
 L_{EWs} &= \frac{1}{2} H \text{ rangka} + 8500 + \text{tebal } pile \text{ cap} \\
 &= \frac{1}{2} \times 3,1 + 8,5 + 1,5 \\
 &= 8,85 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat beban angin struktur pada *pile cap*

$$\begin{aligned}
 M_{EWs} &= P_{EWs} \times L_{EWs} \\
 &= 370,672 \times 8,85 \\
 &= 3280,445 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

10) Beban angin kendaraan (*EWI*)

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan beban angin kendaraan pada struktur atas jembatan sebagaimana berikut

$$P_{EWI} = 212,743 \text{ kN}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban angin kendaraan dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} P_{EWI} \text{ struktur atas} &= 0,5 \times 212,743 \\
 &= 106,371 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Penyaluran beban angin kendaraan struktur atas pada *pile cap* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.

11) Beban gempa lateral (*EQ*)

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan gaya gempa statis lateral sebagaimana berikut

Gaya gempa arah X

$$EQ_x = 1647,997 \text{ kN}$$

Gaya gempa arah Y

$$EQ_y = 1145,135 \text{ kN}$$

Kemudian gaya gempa statis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan dengan 2 tinjauan yaitu $100\%EQ_x + 30\%EQ_y$ dan $100\%EQ_y + 30\%EQ_x$. Sehingga perlu dicari nilai 30% EQ sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 30\% EQ_x &= 30\% \times 1647,997 \\
 &= 494,399 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$30\% EQ_y = 30\% \times 1145,135$$

$$= 343,540 \text{ kN}$$

Berikut ini merupakan perhitungan momen akibat beban gempa pada breast wall yang ditunjukkan pada Tabel 5.75

Tabel 5.75 Gaya dan Momen Akibat Gempa pada tepi *Pile Cap*

Beban	P_{EQx} (kN)	P_{EQy} (kN)	Lengan	M_{EQx} (kNm)	M_{EQy} (kNm)
Beban Gempa X	1647,997	343,540	4,6	7580,778	1580,286
Beban Gempa Y	494,399	1145,135	4,6	2274,234	5267,620

12) Beban terhadap gesekan perletakan (BF)

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan beban terhadap gesekan perletakan sebagaimana berikut

$$T_{BF} = 2594,625 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap titik tumpu breast wall } (L_{BF}) &= 0,1 + 3,1 + 1,5 \\ &= 4,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen gesekan perletakan } (M_{BF}) &= T_{BF} \times L_{BF} \\ &= 2594,625 \times 4,7 \\ &= 12194,738 \text{ kNm} \end{aligned}$$

13) Rekapitulasi pembebanan *pile cap*

Berikut ini merupakan rekapitulasi pembebanan *pile cap*

Tabel 5.76 Rekapitulasi Pembebanan pada *Pile Cap*

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	P_x	P_y	M_x	M_y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri str atas	MSI	4491.0	0	0	0	0

Lanjutan Tabel 5.76 Rekapitulasi Pembebanan pada *Pile Cap*

2	Beban mati sendiri str bwh	<i>MS2</i>	5273.4	0	0	-327.5	0
3	Beban mati tambahan	<i>MA1</i>	986.0	0	0	0	0
4	Beban mati tambahan timbunan	<i>MA2</i>	2559.5	0	0	7095.5	0
5	Tekanan tanah aktif	<i>TA</i>	0	-34.8	0	-1250.1	0
6	Beban lajur	<i>TD</i>	2034.2	0	0	0	0
7	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	425.0	0	0	0	0
8	Beban rem	<i>TB</i>	0.00	-103.1	0	-803.9	0
9	Beban angin struktur	<i>Ews</i>	0	0	370.672	0	3280.4
10	Beban angin kendaraan	<i>Ewl</i>	106.4	0	0.000	0	0
11	Beban gempa arah X	<i>Eqx</i>	0	-1648	343.540	-7580.8	1580.3
12	Beban gempa arah Y	<i>Eqy</i>	0	-494.4	1145.135	-2274.2	5267.6
13	Beban gesekan perletakan	<i>BF</i>	0	-2594.6	0	-12194.7	0

14) Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perencanaan pilecap diambil nilai terbesar dari setiap komponennya pada kombinasi Kuat I, Ekstrim I EQx, dan Ekstrim I EQy.

Tabel 5.77 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Pile Cap*

No	Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P	P_x	P_y	M_x	M_y
		kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Kuat I	23313.080	-2823.637	0.000	-1439.098	0.000
2	Ekstrim I EQx	19624.280	-4317.039	343.540	-7814.045	1580.286
3	Ekstrim I EQy	19624.280	-3163.442	1145.135	-2507.501	5267.620
Nilai Terbesar		23313.080	-4317.039	1145.135	-7814.045	5267.620

g. Kebutuhan kelompok tiang

Perhitungan kebutuhan kelompok tiang yang dilakukan masih berupa perkiraan sementara karena beban yang bekerja hanya berupa gaya aksial saja dan belum mempertimbangkan akibat momen yang terjadi.

$$\begin{aligned}
 N_p &= P_u / Q_{all} \\
 &= 23313,080 / 3569,158 \\
 &= 6,532
 \end{aligned}$$

$$N_p \text{ pakai} = 15 \text{ buah}$$

h. Konfigurasi kelompok tiang

$$\text{Jumlah tiang baris X (m)} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang baris Y (n)} = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar tiang (S)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat jarak antar tiang} &= 2,5D \leq S \leq 3D \\
 &= (2,5 \times 0,8) \leq 2,4 \leq (3 \times 0,8) \\
 &= 2 \leq 2,4 \leq 2,4 \quad \text{OK!}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tiang ke tepi (ST)} = 1,5 \text{ m}$$

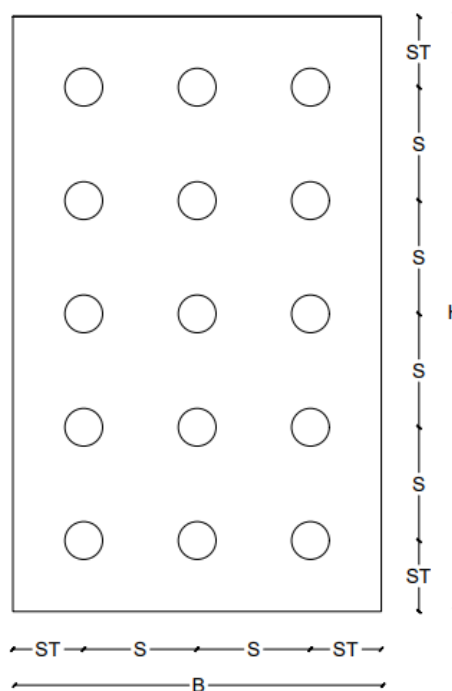
$$\begin{aligned}
 \text{Syarat jarak antar tiang} &= 1,5D \leq S \leq 2D \\
 &= (1,5 \times 0,8) \leq 1,5 \leq (2 \times 0,8) \\
 &= 1,2 \leq 1,5 \leq 1,6 \quad \text{OK!}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang Pile cap arah X (B)} &= ((m-1) \times S) + (2 \times St) \\
 &= ((3-1) \times 2,4) + (2 \times 1,5)
 \end{aligned}$$

$$= 7,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang Pile cap arah Y (H)} &= ((n-1) \times S) + (2 \times St) \\ &= ((5-1) \times 2,4) + (2 \times 1,5) \\ &= 12,6 \text{ m} \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan gambar konfigurasi pile pada *pile cap* yang digunakan.



Gambar 5.111 Konfigurasi Pile

i. Efisiensi kelompok tiang

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} (D/S) \\ &= \tan^{-1} (0,8/2,4) \\ &= 18,435^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Efisiensi kelompok tiang (Eg)} &= 1 - \frac{\theta}{90} \times \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right] \\ &= 1 - \frac{18,435}{90} \times \left[\frac{(5-1)3 + (3-1)5}{3 \times 5} \right] \\ &= 0,7 \end{aligned}$$

$$\text{Daya dukung kelompok tiang (Qtk)} = Eg \times (m \times n) \times Q_{all}$$

$$= 0,7 \times (3 \times 5) \times 3569,158$$

$$= 37453,596 \text{ kN}$$

$$Q_{tk} > P_u$$

= **AMAN!**

- j. Beban maksimum dan kapasitas maksimum tiang

Perhitungan beban maksimum tiang dilakukan untuk mengetahui kapasitas maksimum setiap tiang pada kelompok tiang akibat gaya aksial dan momen yang terjadi. Selain itu diperhitungkan juga kekuatan tiang akibat gaya lateral yang terjadi seperti akibat tekanan tanah pasif.

$$Q_{all} = 3569,158 \text{ kN}$$

$$P_u = 23313,080 \text{ kN}$$

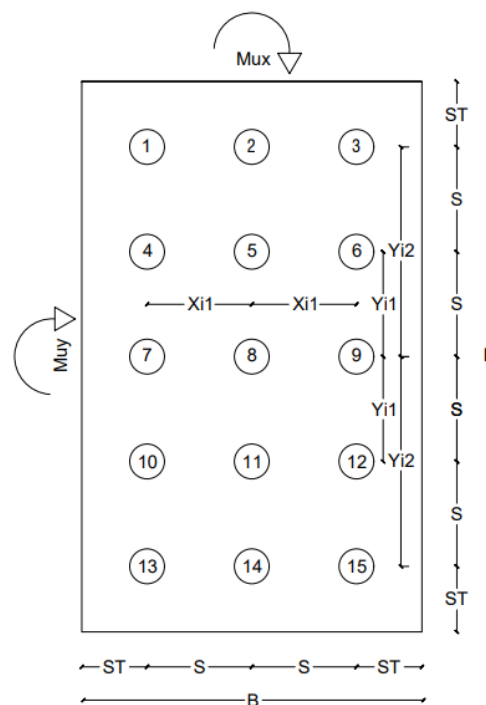
$$M_{ux} = 7814,045 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 5267,620 \text{ kNm}$$

Jarak dari as pile ke *pile cap* arah X (x_i) = 2,4 m

Jarak dari as pile ke *pile cap* arah Y (y_i) = 4,8 m

Perhitungan jarak as *pile* ke as *pile cap* lainnya dapat dilihat pada gambar 5.111 dan tabel 5.78 berikut ini.



Gambar 5.112 Momen Pada *Pile Cap*

Tabel 5.78 Jarak As Pile ke As Pile Cap

Pile	Xi	Yi	Xi ²	Yi ²
	(m)	(m)		
1	-2.4	4.8	5.76	23.04
2	0	4.8	0.00	23.04
3	2.4	4.8	5.76	23.04
4	-2.4	2.4	5.76	5.76
5	0	2.4	0.00	5.76
6	2.4	2.4	5.76	5.76
7	-2.4	0	5.76	0.00
8	0	0	0.00	0.00
9	2.4	0	5.76	0.00
10	-2.4	-2.4	5.76	5.76
11	0	-2.4	0.00	5.76
12	2.4	-2.4	5.76	5.76
13	-2.4	-4.8	5.76	23.04
14	0	-4.8	0.00	23.04
15	2.4	-4.8	5.76	23.04
Jumlah			58	173

$$\begin{aligned}
 P_{maks\ lc} &= \frac{Pu}{np} + \frac{M_{uy} \cdot xi}{\sum yi^2} + \frac{m_{ux} \cdot yi}{\sum xi^2} \\
 &= \frac{23313,080}{15} + \frac{5267,620 \cdot 2,4}{58^2} + \frac{7814,045 \cdot 4,8}{173^2} \\
 &= 1990,746 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$P_{maks\ lc} < Q_{all} = \text{AMAN!}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi beban maksimum tiang akibat gaya aksial dan momen yang ditunjukkan pada Tabel 5.79

Tabel 5.79 Rekapitulasi Beban Maksimum Tiang akibat Gaya Aksial dan Momen

Pile	Xi	Yi	Xi ²	Yi ²	Pmaks (kN)	Qall (kN)	Hasil Pmaks < Qall
	(m)	(m)					
1	-2.4	4.8	5.76	23.04	1551.778	3569.158	AMAN
2	0	4.8	0.00	23.04	1771.262	3569.158	AMAN
3	2.4	4.8	5.76	23.04	1990.746	3569.158	AMAN
4	-2.4	2.4	5.76	5.76	1443.250	3569.158	AMAN
5	0	2.4	0.00	5.76	1662.734	3569.158	AMAN
6	2.4	2.4	5.76	5.76	1882.218	3569.158	AMAN

Lanjutan Tabel 5.79 Rekapitulasi Beban Maksimum Tiang akibat Gaya Aksial dan Momen

7	-2.4	0	5.76	0.00	1334.721	3569.158	AMAN
8	0	0	0.00	0.00	1554.205	3569.158	AMAN
9	2.4	0	5.76	0.00	1773.690	3569.158	AMAN
10	-2.4	-2.4	5.76	5.76	1226.193	3569.158	AMAN
11	0	-2.4	0.00	5.76	1445.677	3569.158	AMAN
12	2.4	-2.4	5.76	5.76	1665.161	3569.158	AMAN
13	-2.4	-4.8	5.76	23.04	1117.664	3569.158	AMAN
14	0	-4.8	0.00	23.04	1337.149	3569.158	AMAN
15	2.4	-4.8	5.76	23.04	1556.633	3569.158	AMAN
Jumlah			58	173			

1) Kapasitas tiang akibat gaya lateral

Selain akibat gaya aksial, tiang *bore pile* juga harus diperhitungkan kekuatan gaya lateral seperti gaya akibat tekanan tanah pasif yang terjadi. Gaya lateral ini berpengaruh pada kekuatan geser dan momen maksimum yang bisa ditahan tiang. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui kapasitas tiang akibat gaya lateral.

$$\text{Overlap tiang pada pile cap } (L_a) = 1 \text{ m}$$

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

$$\text{Panjang tiang } (L) = 32 \text{ m}$$

$$\text{Panjang jepitan tiang } (L_d) = 1/3 \times L$$

$$= 1/3 \times 32$$

$$= 10,677 \text{ m}$$

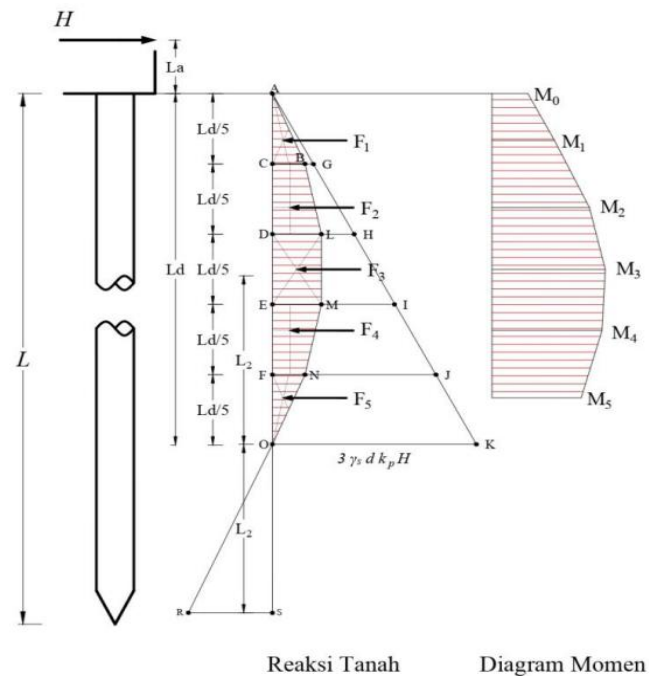
$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 14,76 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah pasif } (K_p) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left(45^\circ + \frac{34}{2} \right)$$

$$= 3,537$$

a) Menghitung tekanan dan momen akibat tanah pasif



Gambar 5.113 Diagram Gaya Lateral Bore Pile

b) Menghitung tekanan dan momen akibat tanah pasif pada *bore pile*

Perhitungan tekanan tanah pasif dapat dilihat pada Tabel 5.80 dan Tabel 5.81 berikut ini.

Tabel 5.80 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Bore Pile

Kedalaman			Lebar ($3 \times \gamma_s \times H \times Kp$)		Lebar P.		
Kode	Notasi	(m)	Kode	(kN/m ²)	Kode	Notasi	(kN/m ²)
AC	$1/5 Ld$	2.133	CG	267.305	CB	$4/5 CG$	801.916
CD	$2/5 Ld$	4.267	DH	534.611	DL	$3/5 DH$	1603.832
DE	$3/5 Ld$	6.400	EI	801.916	EM	$2/5 EI$	2405.748
EF	$4/5 Ld$	8.533	FJ	1069.221	FN	$1/5 FJ$	3207.664
FO	Ld	10.667	OK	1336.527	O	O	4009.580

Tabel 5.81 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Bore Pile

Kode	P1	P2	Kedalaman		F	Legan ke titik N	Momen
			H		(P1+P2) x (H/2)		M
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	Notasi	(m)	(kN)	(m)	(kNm)
<i>F1</i>	0	213.844	<i>Ld/5</i>	2.13	228.101	4.578	1044.194
<i>F2</i>	213.844	320.766	<i>Ld/5</i>	2.13	570.251	7.396	4217.325
<i>F3</i>	320.766	320.766	<i>Ld/5</i>	2.13	684.302	5.333	3649.609
<i>F4</i>	320.766	213.844	<i>Ld/5</i>	2.13	570.251	3.271	1865.355
<i>F5</i>	213.844	0	<i>Ld/5</i>	2.13	228.101	1.422	324.410
Jumlah					2281.005		11100.893

c) Kapasitas dukung lateral izin

Berikut ini merupakan perhitungan kapasitas dukung lateral izin.

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman } L2 &= \frac{\sum M}{\sum F} \\ &= \frac{11100.893}{2281.005} \\ &= 4,867 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya lateral } (H) &= \frac{2 \times L2 \times F}{L2 + Ld + La} \\ &= \frac{2 \times 4,867 \times 2281.005}{4,867 + 10,677 + 1} \\ &= 1342,850 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Safety factor } (SF) = 3$$

Kapasitas dukung izin lateral

$$\begin{aligned} H \text{ izin} &= H/SF \\ &= 1342,850/3 \\ &= 447,617 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas dukung izin lateral per tiang

$$\begin{aligned} H \text{ izin per tiang} &= H_{izin} / n \\ &= 447,617/15 \\ &= 29,841 \text{ kN} \end{aligned}$$

d) Momen akibat gaya lateral

Dengan adanya gaya lateral, maka dapat menyebabkan terjadinya momen pada *bore pile*. Berikut ini merupakan contoh perhitungan momen pada titik M1.

$$\begin{aligned} \text{Jarak dar } H \text{ ke } F1 (hi_1) &= La + \left(\frac{2}{3} \times AC\right) \\ &= 1 + \left(\frac{2}{3} \times 2,133\right) \\ &= 2,422 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat } H \text{ di } F1 (Mhi_1) &= H \times hi_1 \\ &= 1342,85 \times 2,422 \\ &= 3252,681 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Besarnya momen di titik } F1 &= Mhi_1 - \Sigma (Fi \times yi) \\ &= 3252,681 - 0 \\ &= 3252,681 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan momen pada titik lainnya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5.82 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif *Bore Pile*

Kode	hi	Mhi	yi						Momen
				F1yi	F2yi	F3yi	F4yi	F5yi	M
M0	1	1342.85							1342.85
M1	2.422	3252.68	0	0.000					3252.68
M2	3.844	5162.51	1.42	324.41					4838.10
M3	5.267	7072.34	1.42	648.82	811.02				5612.50
M4	6.689	8982.17	1.42	973.23	1622.05	973.23			5413.67
M5	8.111	10892.01	1.42	1297.64	2433.07	1946.46	811.02		4403.81
Momen Maksimum									5612.499

Dari hasil perhitungan didapatkan hasil sebagaimana berikut ini.

$$\text{Momen maksimum} = 5612,499 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen satu tiang} &= 5612,499/15 \\ &= 374,167 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen izin satu tiang} &= \text{momen satu tiang} / SF \\ &= 374,167/3 \end{aligned}$$

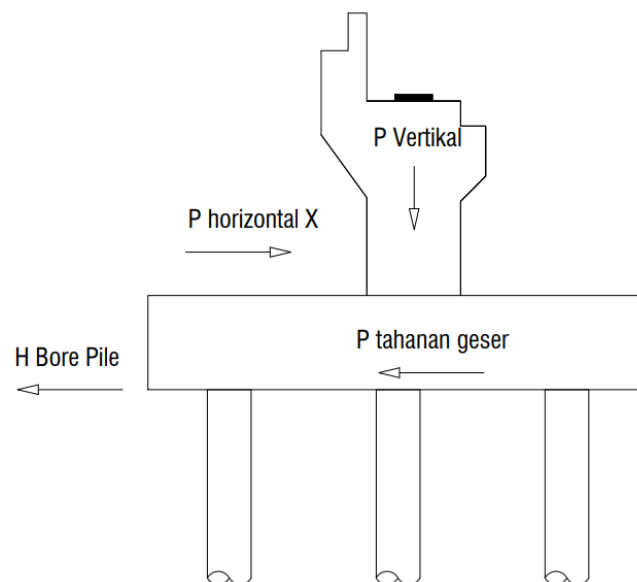
$$= 124,722 \text{ kNm}$$

3. Stabilitas *Abutment*

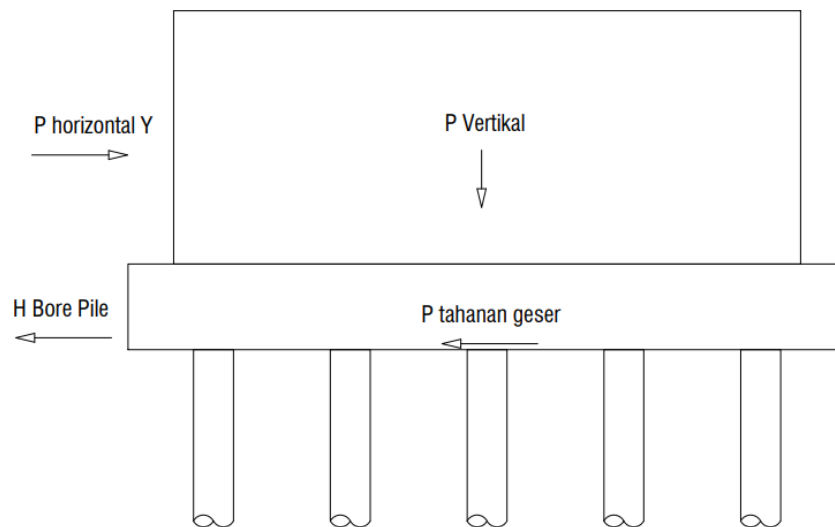
Agar *abutment* aman untuk digunakan sebagai penopang utama struktur atas jembatan, perlu dilakukan pengecekan stabilitas. Selama pengecekannya, fondasi dan *abutment* dianggap sebagai satu struktur karena berfungsi bersamaan. *Abutment* harus memiliki kemampuan untuk menahan pergeseran, penggulingan, dan daya dukung izin yang dibatasi oleh beberapa faktor keamanan. Berikut merupakan perhiungan stabilitas *abutment*.

a. Stabilitas terhadap geser

Pada *abutment* pergeseran bisa terjadi karena adanya gaya lateral. Akibatnya, *abutment* harus mampu mempertahankan posisinya agar tidak bergeser baik secara memanjang maupun melintang dari arah jembatan. Bentuk penyebaran gaya dalam stabilitas *abutment* terhadap geser ditunjukkan pada Gambar 5.113 berikut ini



Gambar 5.114 Stabilitas Geser *Abutment* Arah Memanjang



Gambar 5.115 Stabilitas Geser *Abutment* Arah Melintang

Berikut ini merupakan contoh perhitungan stabilitas *abutment* terhadap geser pada arah memanjang jembatan yang menggunakan kombinasi beban Ekstrim 1 EQx.

1) Perhitungan pembebanan

Gaya vertikal (P)	= 20522,276 kN
Gaya horizontal arah X Ekstrim 1 (P_x)	= 4317,039 kNm
Gaya horizontal arah Y Ekstrim 1 (P_y)	= 343,540 kNm
Kapasitas dukung lateral izin (H izin)	= 447,617 kN
Lebar <i>pile cap</i> arah X (B_x)	= 7,8 m
Lebar <i>pile cap</i> arah Y (B_y)	= 12,6 m
Sudut gesek dalam dibawah <i>pile cap</i> (ϕ)	= 34°
Sudut gesek antar tanah dan <i>abutment</i> (δ_b)	= 26°
Kohesi tanah dibawah <i>pile cap</i> (C_u)	= 10 kN/m ²
Adhesi (c_a)	= $\frac{2}{3} C_u$
	= $\frac{2}{3} \times 10$
	= 6,67 kN/m ²
<i>Safety factor</i> (SF)	= 1,5
Tahanan terhadap pergeseran	

$$\begin{aligned}\Sigma Rh &= Ca \times (Bx \times By) + P \tan \delta b + H \text{ izin} \\ &= 6,67 \times (7,8 \times 12,6) + 20522,276 \tan 26^\circ + 447,617 \\ &= 14945,401 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}2) \text{ Stabilitas geser arah memanjang} &= \frac{\Sigma Rh}{\Sigma Px} \\ &= \frac{14945,401}{4317,039} \\ &= 3,462 > 1,5 \text{ AMAN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}3) \text{ Stabilitas geser arah melintang} &= \frac{\Sigma Rh}{\Sigma Px} \\ &= \frac{14945,401}{343,540} \\ &= 43,504 > 1,5 \text{ AMAN}\end{aligned}$$

4) Rekapitulasi stabilitas geser *abutment*

Berikut ini merupakan rekapitulasi stabilitas geser *abutment* dari berbagai kombinasi beban yang ada.

Tabel 5.83 Stabilitas Geser *Abutment* Arah Memanjang

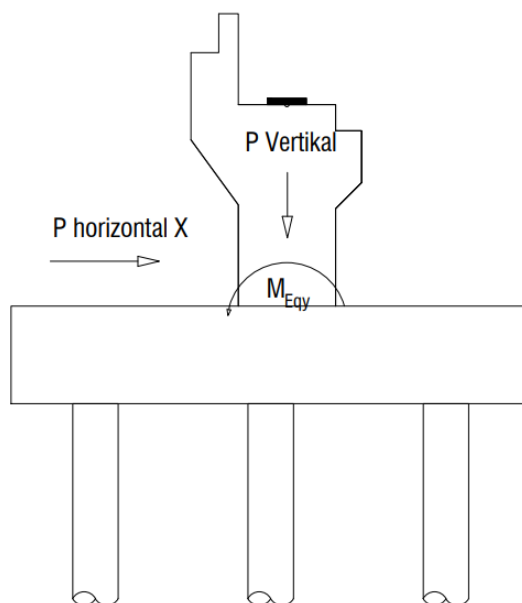
Kombinasi	<i>P</i>	<i>Px</i>	ΣRh	<i>SF</i> > 1,5	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrim 1 Eqx	20522.48	4317.04	14945.40	3.462	Aman
Ekstrim1 Eqy	20522.48	3163.44	14945.40	4.724	Aman
Daya Layan 1	15875.46	2732.49	11810.95	4.322	Aman
Daya Layan 2	16506.85	2763.41	12236.83	4.428	Aman
Daya Layan 3	15277.25	2711.88	11407.45	4.206	Aman
Daya Layan 4	13309.89	2629.43	10080.45	3.834	Aman

Tabel 5.84 Stabilitas Geser *Abutment* Arah Melintang

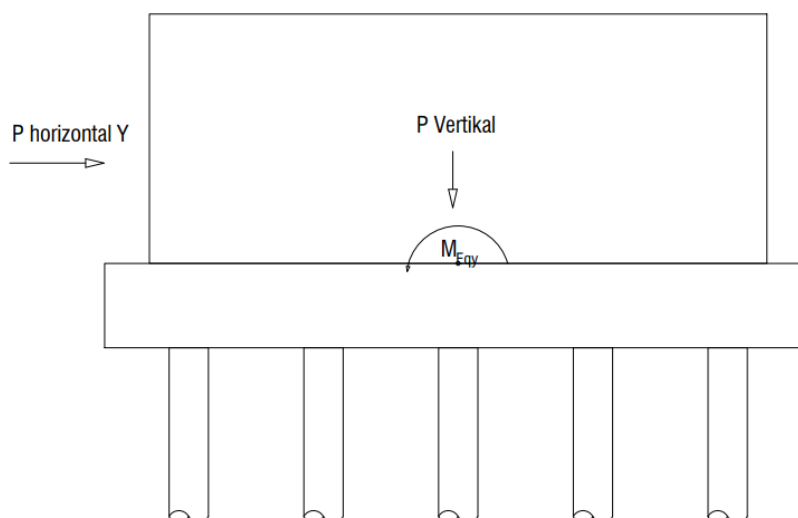
Kombinasi	<i>P</i>	<i>Px</i>	ΣRh	<i>SF</i> > 1,5	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrim 1 Eqx	20522.48	343.54	14945.40	43.50	Aman
Ekstrim1 Eqy	20522.48	1145.13	14945.40	13.05	Aman
Daya Layan 1	15875.46	111.20	11810.95	106.21	Aman
Daya Layan 2	16506.85	0.00	12236.83	-	Aman
Daya Layan 3	15277.25	0.00	11407.45	-	Aman
Daya Layan 4	13309.89	0.00	10080.45	-	Aman

b. Stabilitas terhadap guling

Selain dapat menyebabkan pergeseran, gaya lateral pada *abutment* juga dapat menyebabkan guling. Titik guling terletak di bagian terluar dari *abutment*, dilihat dari arah gaya lateral yang dominan. Sebaran gaya dan momen terhadap stabilitas guing *abutment* digambarkan pada Gambar 5 115.



Gambar 5.116 Stabilitas Guling *Abutment* Arah Memanjang



Gambar 5.117 Stabilitas Guling *Abutment* Arah Melintang

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam menentukan stabilitas guling *abutment*.

1) Momen guling

$$\begin{aligned} \text{Gaya vertikal } (P) &= 20522,276 \text{ kN} \\ \text{Momen guling arah X Ekstrim 1 } (MgIX) &= 18461,489 \text{ kNm} \\ \text{Momen guling arah Y Ekstrim 1 } (MgIY) &= 2064,975 \text{ kNm} \\ \text{Momen maksimum } \textit{bore pile} \text{ (} Mmaks \text{)} &= 5612,499 \text{ kNm} \\ \text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ arah X } (Bx) &= 7,8 \text{ m} \\ \text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ arah Y } (By) &= 12,6 \text{ m} \\ \text{Safety factor } (SF) &= 2 \end{aligned}$$

Momen penahan guling total arah X

$$\begin{aligned} Mwx &= 59565,690 + 5612,499 \\ &= 65178,190 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen penahan guling total arah Y

$$\begin{aligned} Mwy &= (P \times (By / 2)) + Mmaks \\ &= (20522,276 \times (12,6 / 2)) + 5612,499 \\ &= 134,904,097 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) \text{ Stabilitas guling arah X} &= \frac{\Sigma MwX}{\Sigma MgIX} \\ &= \frac{65178,190}{18461,489} \\ &= 3,530 > 2 \text{ AMAN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3) \text{ Stabilitas guling arah Y} &= \frac{\Sigma MwY}{\Sigma MgIY} \\ &= \frac{134,904,097}{2064,975} \\ &= 65,330 > 2 \text{ AMAN} \end{aligned}$$

4) Rekapitulasi stabilitas geser *abutment*

Berikut ini merupakan rekapitulasi stabilitas geser *abutment* dari berbagai kombinasi beban yang ada.

Tabel 5.85 Stabilitas Guling *Abutment* Arah Memanjang

Kombinasi	P	MwX	$\Sigma MglX$	$SF > 2$	Keterangan
	kN	KNm	KNm		
Ekstrim 1 Eqx	20522.48	65178.19	18461.49	3.53	Aman
Ekstrim1 Eqy	20522.48	65178.19	22037.64	2.96	Aman
Daya Layan 1	15875.46	42644.13	21700.82	1.97	Aman
Daya Layan 2	16506.85	42644.13	24067.39	1.77	Aman
Daya Layan 3	15277.25	42644.13	19431.70	2.19	Aman
Daya Layan 4	13309.89	42644.13	12014.59	3.55	Aman

Tabel 5.86 Stabilitas Guling *Abutment* Arah Melintang

Kombinasi	P	MwY	$\Sigma MglX$	$SF > 2$	Keterangan
	kN	kNm	kNm		
Ekstrim 1 Eqx	20522.48	65178.19	2064.98	65.33	Aman
Ekstrim1 Eqy	20522.48	65178.19	3549.92	38.00	Aman
Daya Layan 1	15875.46	42644.13	344.72	306.41	Aman
Daya Layan 2	16506.85	42644.13	0.00	0.00	Aman
Daya Layan 3	15277.25	42644.13	0.00	0.00	Aman
Daya Layan 4	13309.89	42644.13	0.00	0.00	Aman

c. Stabilitas kapasitas dukung izin

1) Kapasitas dukung izin satu tiang

Berikut ini merupakan stabilitas kapasitas dukung izin satu tiang pada *abutment* yang ditunjukkan pada Tabel 5.87.

Tabel 5.87 Stabilitas Guling *Abutment* Arah Memanjang

Kombinasi	P	Mx	My	$P \max$	$Qizin$	Keterangan
	kN	KNm	KNm	kN	kN	$Pmaks < Qizin$
Ekstrim 1 Eqx	19624.3	7814.045	1580.286	1591.2	3569.2	Aman
Ekstrim1 Eqy	19624.3	2507.501	5267.620	1597.4	3569.2	Aman
Daya Layan 1	15875.5	7480.719	984.133	1307.2	3569.2	Aman
Daya Layan 2	16506.9	7721.885	0.000	1315.0	3569.2	Aman
Daya Layan 3	15277.3	7319.942	0.000	1221.8	3569.2	Aman
Daya Layan 4	13309.9	6676.832	2296.311	1168.5	3569.2	Aman

2) Kapasitas dukung izin kelompok tiang

Berikut ini merupakan stabilitas kapasitas dukung izin kelompok tiang pada *abutment* yang ditunjukkan pada Tabel 5.88.

Tabel 5.88 Stabilitas Guling *Abutment* Arah Memanjang

Kombinasi	<i>P</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>	<i>Q_{izin}</i>	Keterangan
	kN	KNm	KNm	kN	$P_u < Q_{izin}$
Ekstrim 1 Eqx	19624.3	7814.045	1580.286	37476.2	Aman
Ekstrim1 Eqy	19624.3	2507.501	5267.620	37476.2	Aman
Daya Layan 1	15875.5	7480.719	984.133	37476.2	Aman
Daya Layan 2	16506.9	7721.885	0.000	37476.2	Aman
Daya Layan 3	15277.3	7319.942	0.000	37476.2	Aman
Daya Layan 4	13309.9	6676.832	2296.311	37476.2	Aman

4. Perhitungan tulangan *Bore Pile*

Jenis tiang = Bore Pile

Diameter bore pile (*D*) = 800 mm

Luas penampang bore pile (*A_g*) = 502654,825 mm²

Diameter tulangan pokok (*d_p*) = 32 mm

Diameter tulangan Sengkang (*d_s*) = 19 mm

a. Tulangan pokok

Menurut RSNI T-03 (2005), perbandingan luas tulangan pokok terhadap luas penampang setidaknya bernilai 1% dengan batas maksimum 8%.

Luas 1 tulangan pokok (*A_{1d}*) = 490,874 mm²

Jumlah tulangan rencana (*n*) = 16 buah

Jumlah luas tulangan pokok (*A_s*) = *A_{1d}* x *n*

= 490,874 x 16

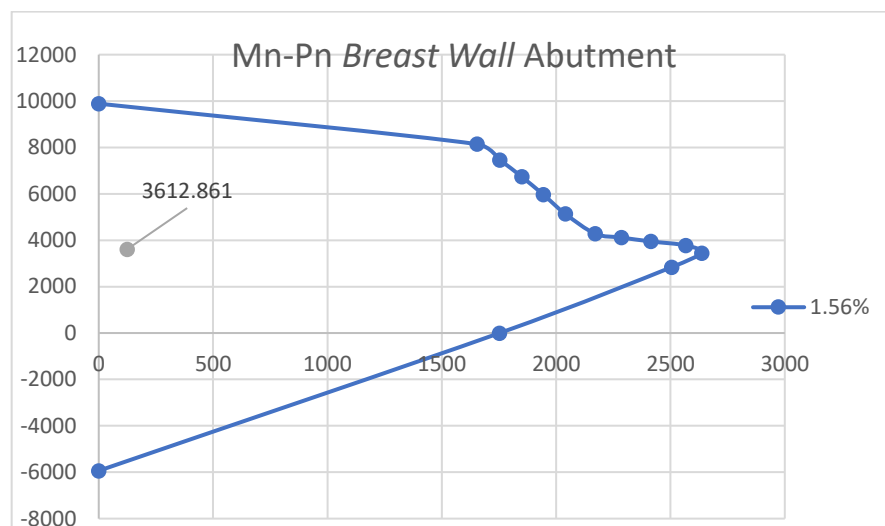
= 7853,982 mm²

Rasio tulangan = (*A_s*/*A_g*) x 100%

= (7853,982 / 502654,825) x 100%

= 1,563%

Dari hasil perhitungan didapatkan rasio tulangan sebesar 1,563% dimana nilai tersebut memenuhi ketentuan yang ada. Kemudian dilakukan pemeriksaan dengan diagram interaksi Mn-Pn sebagaimana berikut ini.



Gambar 5.118 Diagram Interaksi $Mn - Pn$ Tulangan Bore Pile

Dari hasil pemeriksaan melalui diagram interaksi $Mn-Pn$, didapatkan bahwa kapasitas *pile* memenuhi dalam menahan beban yang ada. sehingga *pile* dirancang dengan tulangan pokok **16D25**.

b. Tulangan geser

Mutu beton = 30 MPa

Tegangan izin bahan = $0,3 \times f'c$
 = $0,3 \times 30$
 = 9 MPa

Kedalaman tiang (H) = 32 m

Diameter bore pile (D) = 800 mm

Luas penampang bore pile (A_g) = 502654,825 mm²

Lebar ekuivalen penampang (b_w) = 708,981 mm

Diameter tulangan pokok (d_p) = 25 mm

Diameter tulangan Sengkang (d_s) = 19 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal efektif } (d') &= 693,5 \text{ mm} \\
 \text{Gaya aksial maksimum } (P_u) &= 3569,158 \text{ kN} \\
 \text{Momen maksimum tiang } (M_u) &= 124,722 \text{ kNm} \\
 \text{Gaya lateral izin tiang } (H_{izin}) &= 29,841 \text{ kN} \\
 \text{Faktor beban ultimit } (K) &= 1,5 \\
 \text{Faktor reduksi geser } (\phi) &= 0,7
 \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit akibat momen

$$\begin{aligned}
 V_{u1} &= M_u / H \\
 &= 124,722 / 32 \\
 &= 3,898 \text{ kN} \\
 &= 3897,569 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit akibat gaya lateral

$$\begin{aligned}
 V_{u2} &= K \times H_{izin} \\
 &= 1,5 \times 29,841 \\
 &= 44,762 \text{ kN} \\
 &= 44761,664 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit pakai

$$V_u = 44761,664 \text{ N}$$

Kekuatan geser beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \left(\frac{\sqrt{F_{rc}}}{6}\right) \cdot b_w \cdot d' \\
 &= \left(1 + \frac{3569,158}{14 \cdot 502654,825}\right) \cdot \left(\frac{\sqrt{9}}{6}\right) \cdot 708,981 \times 693,5 \\
 &= 245964,036 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0,7 \times 245964,036 \\
 &= 172174,825 \text{ N}
 \end{aligned}$$

dari hasil perhitungan didapatkan $\phi V_c > V_u$, maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum yaitu **D19-300**.

5. Perhitungan tulangan *Pile cap abutment*

Pile cap merupakan sebuah bagian yang berfungsi sebagai penyalur beban dari bagian atas *abutment* menuju *pile*. Selain itu, *pile cap* berfungsi untuk

menyatukan *bore pile* dalam suatu kelompok tiang. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan tulangan *pile cap abutment*.

a. Pembebanan

Perencanaan tulangan *pile cap* menggunakan kondisi LRFD atau ultimit. Sebagai contoh, perhitungan diambil dari kombinasi Kuat I karena memiliki nilai gaya aksial terbesar. Berikut merupakan rekapitulasi beban dari perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya.

Tabel 5.89 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Atas *Pile Cap* Abutment

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	P_x	P_y	M_x	M_y
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	14492.752	-2823.637	0.000	-11459.906	0.000
Kuat II	13509.072	-2782.412	0.000	-11200.188	0.000
Kuat III	10066.192	-2638.125	518.940	-10291.177	3814.212
Kuat IV	10066.192	-2638.125	0.000	-10291.177	0.000
Kuat V	10172.563	-2638.125	148.269	-10291.177	1089.775
Ekstrim I EQx	10803.952	-3735.972	43.647	-13793.442	135.306
Ekstrim I EQy	10803.952	-2989.122	145.490	-11478.208	451.020

b. Momen ultimit rencana

$$\text{Gaya tekan ultimit } (P_u) = 14492.752 \text{ kN}$$

$$\text{Tinggi } \textit{pile cap} (H) = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ arah X } (B_x) = 7,8 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ arah Y } (B_y) = 12,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{breast wall} \text{ arah X } (B_{bx}) = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{breast wall} \text{ arah Y } (B_{by}) = 11 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah baris tiang arah X } (n_x) = 3$$

$$\text{Jumlah baris tiang arah Y } (n_y) = 5$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar penampang kritis } (B') &= (B_x - B_{bx}) / 2 \\ &= (7,8 - 1,5) / 2 \\ &= 3,15 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat *pile cap* terhadap penampang kritis

$$\begin{aligned} q &= \gamma b \times B \times H \\ &= 24 \times 7,8 \times 1,5 \\ &= 280,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

$$S = 2,4 \text{ m}$$

Momen ultimit rencana (M_u)

$$\begin{aligned} M_u &= 2 \times \left(\frac{P_u}{n_s} \times S \right) - \left(\frac{1}{2} \times q \times B^2 \right) \\ &= 2 \times \left(\frac{14492,752}{3 \times 5} \times 2,4 \right) - \left(\frac{1}{2} \times 280,8 \times 3,15^2 \right) \\ &= 3244,562 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen ultimit rencana per 1 meter

$$\begin{aligned} M_u &= 3244,562 \times 12,6 \\ &= 257,505 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Tulangan lentur *pile cap*

Diameter tulangan pokok (d_p)	= 25 mm
Kuat tekan beton (f'_c)	= 30 MPa
Kuat leleh baja tulangan (f_y)	= 420 MPa
Tebal <i>Pile Cap</i> (t)	= 1500 mm
Selimit beton (sb)	= 75 mm
Lebar tinjauan (l)	= 1000 mm
Faktor reduksi kuat lentur beton (ϕ)	= 0,8
Momen <i>ultimate</i> (M_u)	= 257,505 kNm

1) Menghitung nilai momen nominal (M_n)

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{257,505}{0,8} \\ &= 321,881 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= t - sb - (0,5 \times d_p) \\ &= 1500 - 75 - (0,5 \times 25) \end{aligned}$$

$$= 1412,5 \text{ mm}$$

3) Menghitung nilai Rn

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{321,881}{1000 \times 1412,5^2} \\ &= 0,161 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

5) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

$$\begin{aligned} \rho \text{ min } 1 &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,00333 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum 2

$$\begin{aligned} \rho \text{ min } 2 &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot fy} \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 420} \\ &= 0,00326 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho \text{ min pakai} = 0,00333$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{Fy}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,161}{420}} \right) \\ &= 0,00039 \end{aligned}$$

Karena $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu}$, maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

$$\rho_{pakai} = 0,0033$$

6) Menghitung luas tulangan pokok (A_s)

$$\begin{aligned} A_{s\text{ pokok}1} &= \rho \times l \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 1412,5 \\ &= 4708,333 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s\text{ pokok}2} &= \frac{l \cdot d}{F_y} \\ &= \frac{1000 \cdot 1412,5}{420} \\ &= 3363,095 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s\text{ pokok pakai}} = 4708,333 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok (S)

$$\begin{aligned} S_{pokok} &= \frac{A1d \cdot l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \cdot 1000}{4708,333} \\ &= 104,256 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{pokok\ pakai} = 100 \text{ mm}$$

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} A_{s'} &= \frac{A1d \cdot l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \cdot 1000}{100} \\ &= 4908,739 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Aman, } A_{s'} > A_s$$

Sehingga tulangan pokok pada *pile cap* menggunakan tulangan **D25-100**.

d. Tulangan geser *pile cap*

1) Kuat geser satu arah

$$\text{Gaya tekan ultimit } (P_u) = 14492,752 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar } pile\ cap\ \text{arah X } (B_x) = 7,8 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } pile\ cap\ \text{arah Y } (B_y) = 12,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } breast\ wall\ \text{arah X } (B_{bx}) = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } breast\ wall\ \text{arah Y } (B_{by}) = 11 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang } pile\ cap\ (A_g) = B_x \times B_y$$

$$\begin{aligned}
 &= 7,8 \times 12,6 \\
 &= 98,28 \text{ m}^2 \\
 \text{Tebal efektif } \textit{pile cap} \text{ (} d \text{)} &= H - sb \\
 &= 1500 - 75 \\
 &= 1425 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Daerah pembebanan geser satu arah

$$\begin{aligned}
 G' &= Bx - (Bx/2 + Bbx/2 + d) \\
 &= 7,8 - (7,8/2 + 1,5/2 + 1,425) \\
 &= 1,725 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu &= (Pu / Ag) \times Bx \times G' \\
 &= (14492,752 / 98,28) \times 7,8 \times 1,725 \\
 &= 1984,127 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya geser rencana per 1 m

$$\begin{aligned}
 Vux &= 1984,127 / 12,6 \\
 &= 157,047 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi Vc &= 0,75 \times (1/6) \times \sqrt{f'c} \times b \times d > Vux \\
 &= 0,75 \times (1/6) \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1425 > 157,047 \\
 &= 975,631 \text{ kN} > 157,047 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena $\phi Vc > Vux$, maka tulangan geser satu arah menggunakan tulangan geser minimum yaitu **D13-300**.

2) Kuat geser dua arah

$$\text{Lebar } \textit{breast wall} \text{ arah X (} Bbx \text{)} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{breast wall} \text{ arah Y (} Bby \text{)} = 11 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 B' &= Bbx + d \\
 &= 1,5 + 1,425 \\
 &= 2,925 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling kritis (} B0 \text{)} &= (2 \times B') + (2 \times b) \\
 &= (2 \times 2,925) + (2 \times 1000) \\
 &= 7,850 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Perbandingan sisi kolom (} \beta c \text{)} &= Bby / Bbx \\
 &= 11 / 1,5
 \end{aligned}$$

$$= 7,3 \text{ m}$$

Nilai λ untuk beton normal = 1

Nilai λ_s = 40 (kolom terletak di tengah)

Gaya geser rencana

$$\begin{aligned} V_u &= (P / Ag) \times (Ag - (B' \times By)) \\ &= (14492,752 / 98,28) \times (98,28 - (2,625 \times 12,6)) \\ &= 14455,897 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser rencana per 1 meter

$$\begin{aligned} V_{ux} &= 14455,897 / 12,6 \\ &= 1147,293 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser dua arah yang mampu ditahan beton diambil nilai terkecil dari tiga persamaan berikut ini.

$$\begin{aligned} \text{a) } V_{c1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_o \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{7,3}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7,850 \times 1,425 \\ &= 13256,517 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b) } V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\lambda \times d}{B_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{1 \times 1,425}{7,850} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7,850 \times 1,425 \\ &= 47096,431 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c) } V_{c3} &= 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_o \times d \\ &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 7,850 \times 1,425 \\ &= 20041,613 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Dari ketiga persamaan tersebut didapatkan nilai V_c terkecil sebesar 13256,517 kN sehingga gaya geser nominal yang mampu ditahan beton sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} V_{ux} &= 1147,293 \text{ kN} \\ \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 13256,517 \\ &= 9942,387 \text{ kN} > 1147,293 \text{ kN} \end{aligned}$$

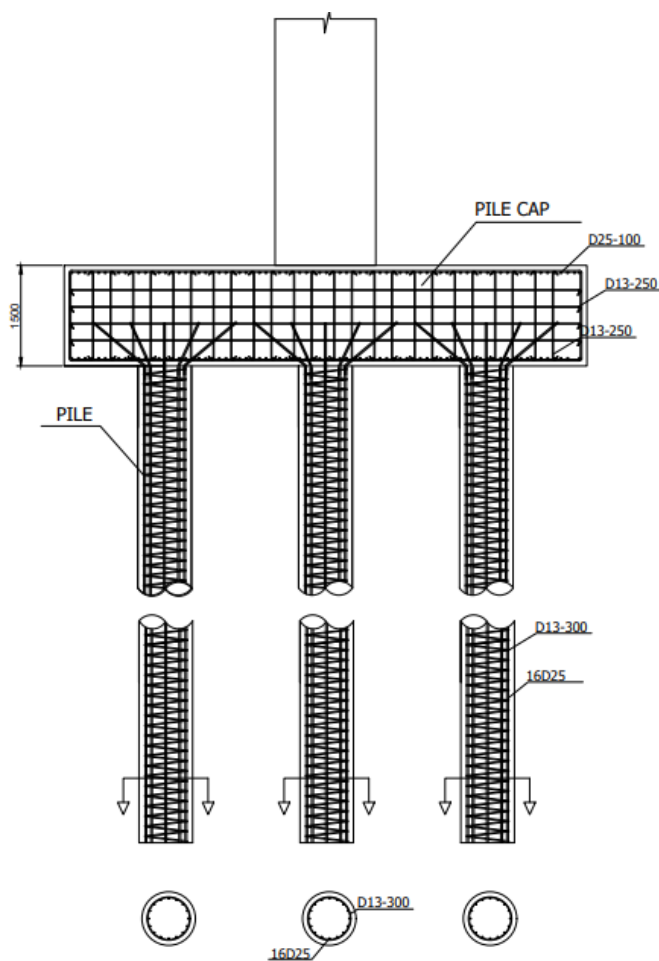
Karena $\phi V_c > V_{ux}$, maka tulangan geser satu arah menggunakan tulangan geser minimum yaitu **D13-300**.

6. Rekapitulasi tulangan pile dan *pile cap*

Rekapitulasi desain tulangan pile dan *pile cap* dapat dilihat pada Tabel 5.90 sebagaimana berikut ini.

Tabel 5.90 Rekapitulasi Tulangan pada *Abutment*

Bagian	Tulangan pokok	Tulangan geser	Tulangan pengekang	Tulangan bagi
<i>Bore Pile</i>	16D25	D13-300	-	-
<i>Pile Cap</i>	D25-100	D13-300	-	-

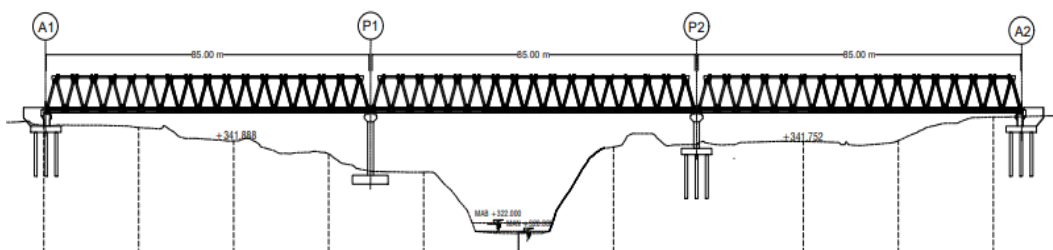


Gambar 5.119 Tulangan Pondasi *Bore Pile* dan *Pile Cap*

5.2.3 Perencanaan Pilar

Pilar jembatan merupakan struktur jembatan yang berada diantara dua *abutment*, pilar jembatan berfungsi sebagai penopang struktur atas jembatan. Pada perencanaan pilar jembatan ini didesain berdasarkan beban vertikal yang bekerja pada struktur atas jembatan dan beban horizontal akibat beban lingkungan. Selain itu pilar yang direncanakan tidak dilewati sungai, jadi beban yang bekerja pada bagian horizontal pilar hanya beban angin dan beban gempa. Berikut ini merupakan tahapan perencanaan pilar yang dilakukan.

1. Data Struktur Jembatan



Gambar 5.120 Struktur Jembatan Ciloseh

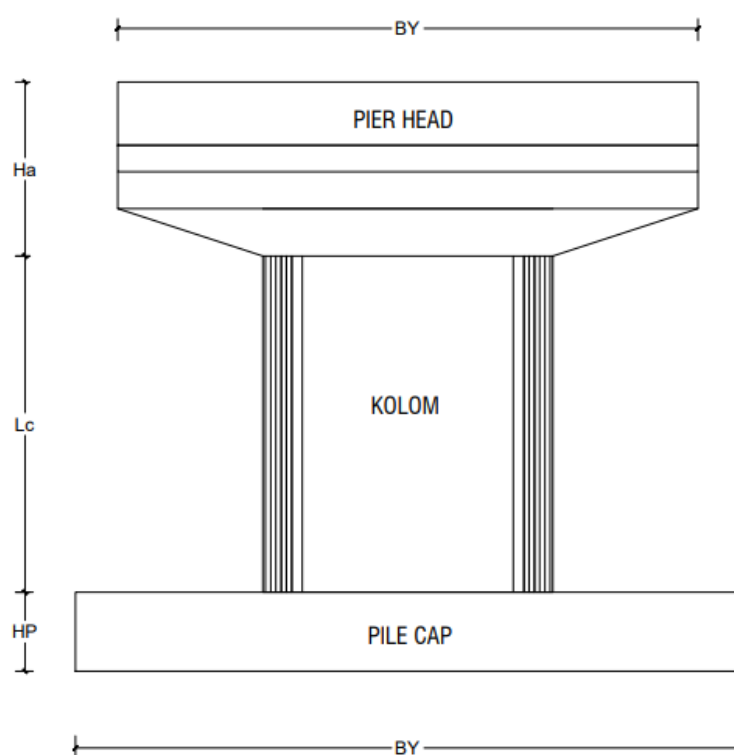
a. Struktur atas jembatan

Panjang jembatan	= 85 m
Jumlah bentang	= 3 buah
Tipe struktur atas jembatan	= Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Warren</i>
Tinggi struktur atas jembatan	= 8,5
Lebar struktur atas jembatan	= 9,2 m
Lebar lalu lintas	= 7 m
Lebar trotoar	= 1 m
Tebal pelat	= 0,25 m
Tebal trotoar	= 0,25 m
Tebal lapisan perkerasan	= 0,05 m
Tebal genangan air hujan	= 0,05 m

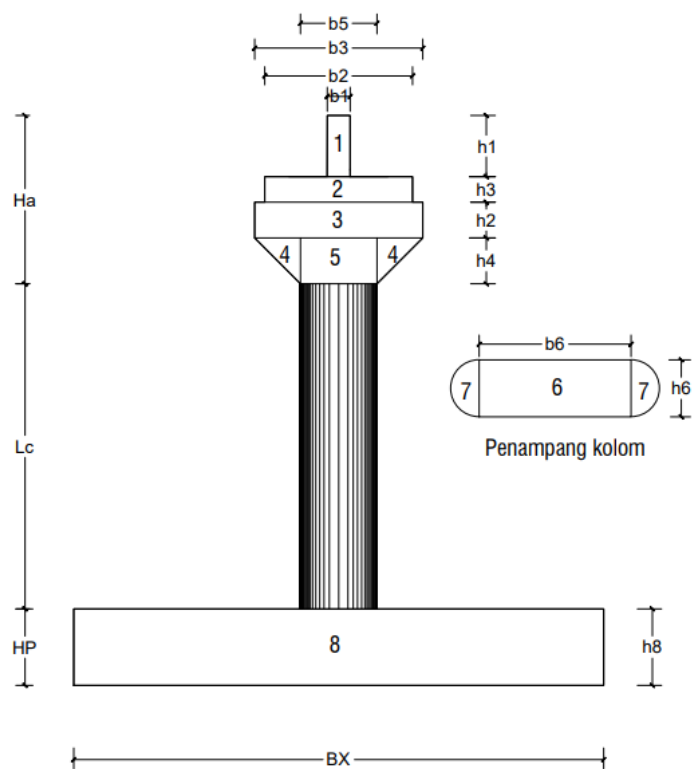
b. Struktur bawah jembatan

1) Dimensi Pilar

Pilar yang direncanakan yaitu pilar yang memiliki fondasi dalam dan memiliki bagian paling kritis. Oleh karena itu, dipilih pilar bagian kanan yang memiliki fondasi dalam dibandingkan yang sebelah kiri untuk dilakukan perhitungan. Berikut ini dimensi dan bagian pilar yang ditunjukkan pada Gambar 5.120 dan Gambar 5.121.



Gambar 5.121 Tampak Melintang Pilar



Gambar 5.122 Tampak Memajang Pilar

Adapun dimensi pilar ditampilkan pada tabel 5.91 sebagaimana berikut ini.

Tabel 5.91 Dimensi Tiap Bagian Pilar

Bagian	bx	by	h
	(m)	(m)	(m)
<i>Pier Head</i>			
1	0,45	11	1.2
2	2,9	11	0,5
3	3,3	11	0,7
4	0,9	11	0,9
5	1,5	5,5	0,9
Kolom			
6	1.5	4	6,37
7	1,5	0,75	6,37

Lanjutan Tabel 5.91 Dimensi Tiap Bagian Pilar

<i>Pile Cap</i>			
8	11,2	17,6	1,5

2) Data material

a) Data material pilar

$$\text{Berat volume beton } (\gamma_c) = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

b) Data tanah asli

Data tanah diambil di titik BH-03 sebagaimana berikut ini.

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 17,08 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam } (\phi) = 33^\circ$$

$$\text{Koheesi } (c) = 10 \text{ kN/m}^2$$

2. Analisis Pembebanan Kolom Pilar dan *Pile cap*

Analisis pembebanan dilakukan pada kolom dan *pile cap* sesuai dengan beban yang bekerja.

a. Analisis Pembebana Berat sendiri (*MS*)

1) Berat sendiri struktur atas jembatan

Perhitungan berat sendiri struktur atas dihitung berdasarkan semua batang rangka baja utama dan pelat lantai.

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan total berat mati sendiri pada struktur atas sebagaimana berikut ini

$$W_{MS \text{ struktur atas}} = 8981,953 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} W_{MS \text{ struktur atas}} = 0,5 \times 8981,953$$

$$= 4490,977 \text{ kN}$$

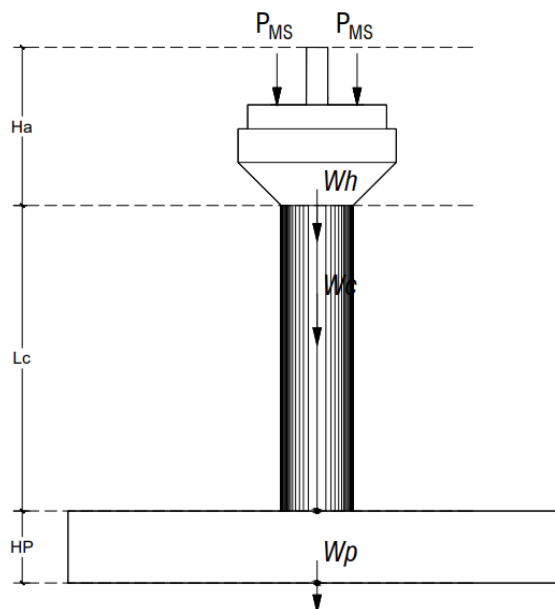
$$\text{Gaya aksial kolom } (P_{MS \text{ struktur atas}}) = 2 \times (\frac{1}{2} W_{MS \text{ struktur atas}})$$

$$= 8981,953 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial } \textit{pilecap} (P_{MS \text{ struktur atas}}) = 2 \times (\frac{1}{2} W_{MS \text{ struktur atas}})$$

$$= 8981,953 \text{ kN}$$

Penyaluran beban mati sendiri struktur atas pada kolom dan *pile cap* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5.123 Reaksi Perletakan Beban Mati Sendiri

2) Berat sendiri struktur bawah

Dimensi masing-masing komponen yang digunakan pada pilar Jembatan Ciloseh dapat dilihat pada tabel 5.92 berikut ini.

Tabel 5.92 Perhitungan Gaya dan Momen pada Pilar

No	b	h	Bentuk	Panjang	Berat volume	Berat
	(m)	(m)		(m)	(kN/m ³)	(kN)
<i>Pier Head</i>						
1	0.45	1.2	1	11	24	142.56
2	2.9	0.5	1	11	24	382.8
3	3.3	0.7	1	11	24	609.84
4	0.9	0.9	0.5	11	24	213.84
5	1.5	0.9	1	5.5	24	178.2
ΣW_h						1527,24

Lanjutan Tabel 5.92 Perhitungan Gaya dan Momen pada Pilar

Kolom						
6	1.5	6.37	1	4	24	917.28
7	1.5	6.37	3.14	1.5	24	1080.65
ΣW_c						1997,93
Pie Cap						
8	11.20	1.5	1	17.600	24	7096.32
ΣW_p						7096.32
Jumlah						10621,5

3) Total berat mati sendiri

Berikut ini merupakan hasil dari perhitungan total berat mati sendiri struktur atas dan struktur bawah.

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya aksial kolom } (P_{MS}) &= P_{MS \text{ atas}} + W_h + W_c \\
 &= 8981,953 + 1527,24 + 1997,93 \\
 &= 12507,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya aksial pilecap } (P_{MS}) &= P_{MS \text{ atas}} + W_{MS \text{ bawah}} \\
 &= 8981,953 + 10621,5 \\
 &= 19603,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Beban mati tambahan (MA)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai beban mati tambahan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 W_{MA \text{ total}} &= P_{MA \text{ trotoar}} + P_{MA \text{ perkerasan}} + P_{MA \text{ air hujan}} \\
 &= 1020 + 654,5 + 297,5 \\
 &= 1972 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} W_{MA \text{ struktur atas}} &= \frac{1}{2} \times 1972 \\
 &= 986 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

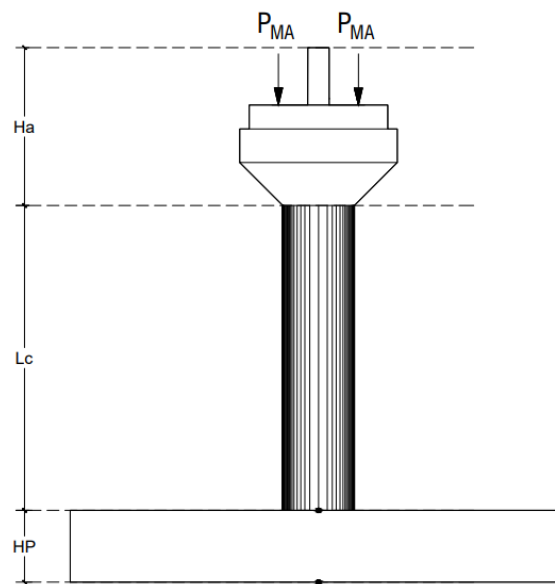
$$\begin{aligned}
 \text{Gaya aksial kolom } (P_{MA}) &= 2 \times (\frac{1}{2} W_{MS}) \\
 &= 2 \times 986 \\
 &= 1972 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Gaya aksial pilecap } (P_{MA}) = 2 \times (\frac{1}{2} W_{MS})$$

$$= 2 \times 986$$

$$= 1972 \text{ kN}$$

Penyaluran beban mati tambahan struktur atas pada kolom dan *pile cap* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5.124 Reaksi Perletakan Beban Mati Tambahan

c. Beban Lajur (TD)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai beban lajur sebagai berikut.

$$W_{TD \text{ total}} = P_{BTR} + P_{BGT}$$

$$= 3622,5 + 445,9$$

$$= 4068,4 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} W_{TD \text{ struktur atas}} = 0,5 \times 4068,4$$

$$= 2034,2 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial kolom } (P_{TD}) = 2 \times (\frac{1}{2} W_{TD})$$

$$= 2 \times 2034,2$$

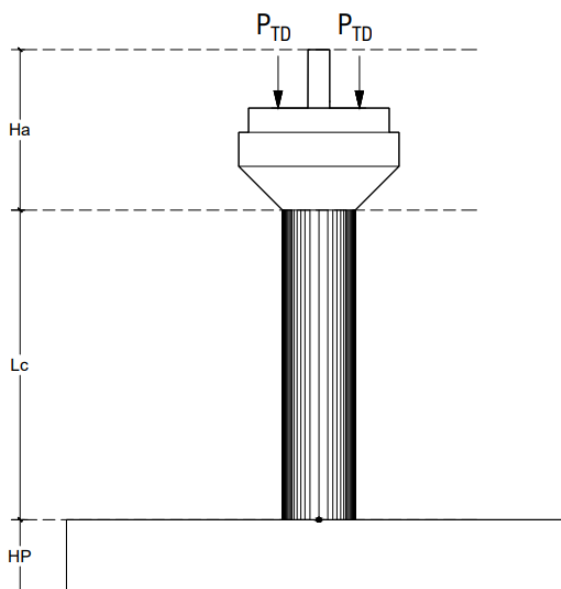
$$= 4068,4 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial } \textit{pilecap} (P_{TD}) = 2 \times (\frac{1}{2} W_{TD})$$

$$= 2 \times 2034,2$$

$$= 4068,4 \text{ kN}$$

Penyaluran beban lajur “D” struktur atas pada kolom dan *pile cap* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5.125 Reaksi Perletakan Beban Lajur ‘D’

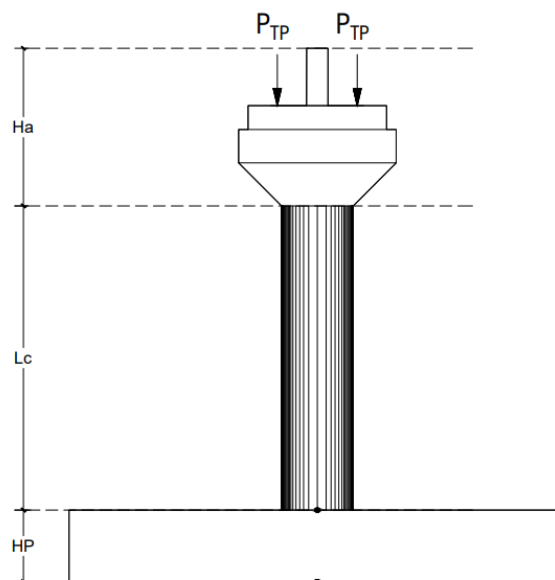
d. Beban pejalan kaki (TP)

Berikut ini merupakan perhitungan beban pejalan kaki pada struktur atas jembatan.

Panjang jembatan (L)	= 85 m
Lebar trotoar (b)	= 1 m
Jumlah trotoar (n)	= 2 buah
Intensitas beban pejalan kaki	= 5 kN/m ²
W_{TP}	= intensitas pejalan kaki x L x b x n
	= 5 x 85 x 1 x 2
	= 850 kN
$\frac{1}{2} W_{TP}$ struktur atas	= 0,5 x 850
	= 425 Kn
Gaya aksial kolom (P_{TP})	= 2 x ($\frac{1}{2} W_{TP}$)
	= 2 x 425
	= 850 kN

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya aksial } \textit{pilecap} (P_{TP}) &= 2 \times (\frac{1}{2} W_{TP}) \\
 &= 2 \times 425 \\
 &= 850 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Penyaluran beban pejalan kaki struktur atas pada kolom dan *pile cap* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



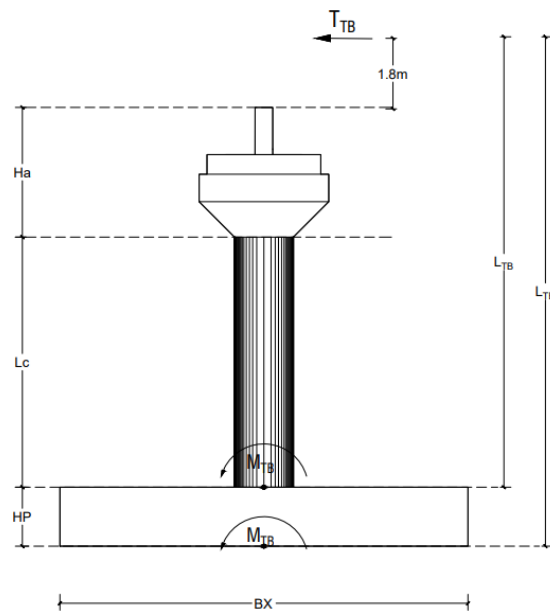
Gambar 5.126 Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki

e. Beban rem (*T_B*)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai beban rem sebagai berikut.

$$T_{TB} = 206,125 \text{ kN}$$

Beban rem tersebut harus ditempatkan pada lajur yang dilewati oleh kendaraan dengan arah yang sama. Gaya rem ini harus diasumsikan bekerja secara horizontal dengan ketinggian 1800 mm di atas permukaan jalan. Karena beban rem posisinya tidak persis pada tumpuan, maka terdapat lengan terhadap titik tumpu pilar yang mengakibatkan terjadinya momen.



Gambar 5.127 Beban Rem Struktur Atas pada Pilar

$$\text{Gaya horizontal kolom } (T_{TB}) = 206,125 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap kolom } (L_{TB}) &= 1,8 + H_a + L_c \\ &= 1,8 + 3,3 + 6,37 \\ &= 11,47 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap kolom } (M_{TB}) &= -T_{TB} \times L_{TB} \\ &= -206,125 \times 11,47 \\ &= -2364,254 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya horizontal } \textit{pile cap} (T_{TP}) = 206,125 \text{ kN}$$

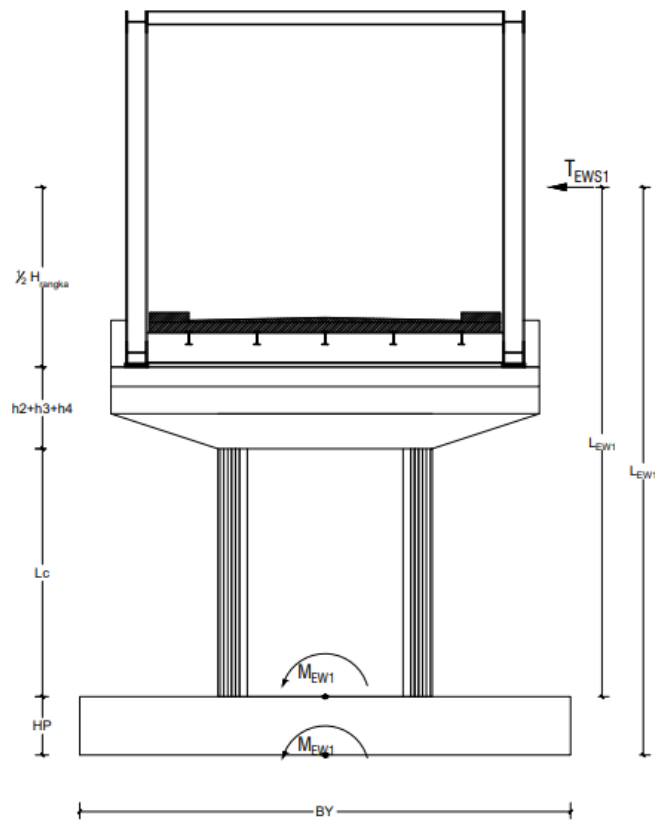
$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap } \textit{pile cap} (L_{TB}) &= 1,8 + H_a + L_c + H_p \\ &= 1,8 + 3,3 + 6,37 + 1,5 \\ &= 12,97 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap } \textit{pile cap} (M_{TB}) &= -T_{TB} \times L_{TB} \\ &= -206,125 \times 12,97 \\ &= -2673,441 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f. Beban angin struktur (EWS_I)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai beban angin struktur sebagai berikut.

$$P_{EWS} = 494,229 \text{ kN}$$



Gambar 5.128 Beban Angin Struktur pada Pilar

$$\text{Gaya horizontal kolom } (T_{EWS1}) = 494,229 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap kolom } (L_{EWS1}) &= \frac{1}{2} H_{rangka} + h_2 + h_3 + h_4 + Lc \\ &= \frac{1}{2} 8,5 + 0,5 + 0,7 + 0,9 + 6,5 \\ &= 12,72 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap kolom } (M_{EWS1}) &= T_{EWS1} \times L_{EWS1} \\ &= 494,229 \times 12,72 \\ &= 6286,592 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya horizontal } pile \text{ cap } (T_{EWS1}) = 494,229 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap } pile \text{ cap } (L_{EWS1}) &= \frac{1}{2} H_{rangka} + h_2 + h_3 + h_4 + Lc + Hp \\ &= \frac{1}{2} 8,5 + 0,5 + 0,7 + 0,9 + 6,5 + 1,5 \\ &= 14,22 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap } pile \text{ cap } (M_{EWS1}) &= T_{EWS1} \times L_{EWS1} \\ &= 494,229 \times 14,22 \end{aligned}$$

$$= 7027,936 \text{ kNm}$$

- g. Beban angin struktur bawah arah memanjang (EWS_2)

Berdasarkan SNI 1725 (2016) tekanan angin struktur bawah harus dihitung pada arah memanjang dan melintang jembatan dengan nilai tekanan angin dasar sebesar 0,0019 MPa

$$\text{Tekanan angin dasar } (Pd) = 0,0019 \text{ MPa}$$

$$= 1,9 \text{ KPa}$$

$$\text{Luas pier head } (Ah) = Ha \times By$$

$$= 3,3 \times 11$$

$$= 36,3 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas kolon } (Ac) = Lc \times (b6 + b7)$$

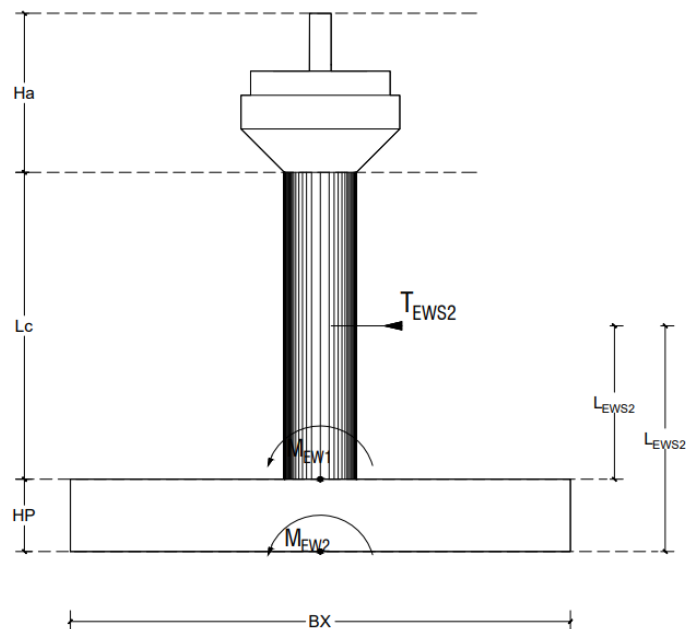
$$= 6,37 \times (4 + 1,5)$$

$$= 35,035 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas bidang kontak angin } (A) = Ah + Ac$$

$$= 36,3 + 35,035$$

$$= 71,335 \text{ m}^2$$

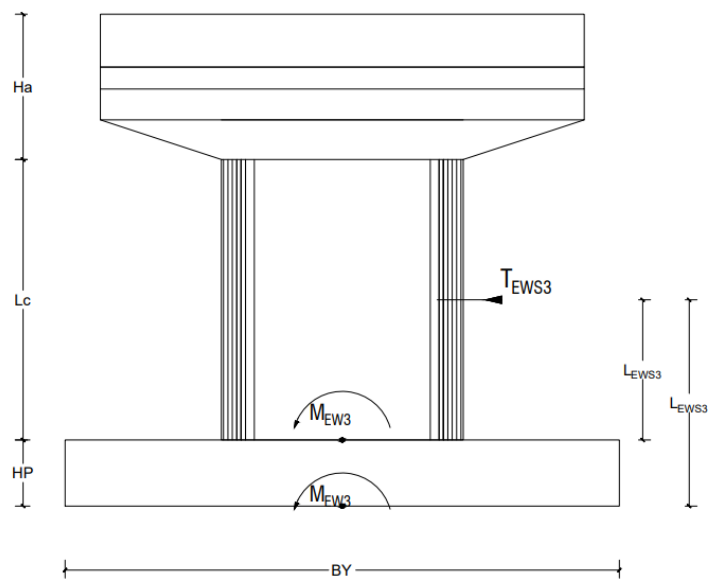


Gambar 5.129 Beban Angin Struktur arah X

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya tekan angin } (T_{EWS2}) &= Pd \times A \\
 &= 1,9 \times 71,335 \\
 &= 135,537 \text{ kN} \\
 \text{Gaya horizontal kolom } (T_{EWS2}) &= 135,537 \text{ kN} \\
 \text{Lengan terhadap kolom } (L_{EWS2}) &= \frac{1}{2} (Ha + Lc) \\
 &= \frac{1}{2} (3,3 + 6,37) \\
 &= 4,835 \text{ m} \\
 \text{Momen terhadap kolom } (M_{EWS2}) &= T_{EWS2} \times L_{EWS2} \\
 &= 135,537 \times 4,835 \\
 &= 655,319 \text{ kNm} \\
 \text{Gaya horizontal } \textit{pile cap} (T_{EWS2}) &= 135,537 \text{ kN} \\
 \text{Lengan terhadap } \textit{pile cap} (L_{EWS2}) &= \frac{1}{2} (Ha + Lc) + Hp \\
 &= \frac{1}{2} (3,3 + 6,37) + 1,5 \\
 &= 6,335 \text{ m} \\
 \text{Momen terhadap } \textit{pile cap} (M_{EWS2}) &= T_{EWS2} \times L_{EWS2} \\
 &= 135,537 \times 6,335 \\
 &= 858,624 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

h. Beban angin struktur bawah arah melintang (EW_{S3})

$$\begin{aligned}
 \text{Tekanan angin dasar } (Pd) &= 0,0019 \text{ MPa} \\
 &= 1,9 \text{ KPa} \\
 \text{Luas pier head } (Ah) &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \\
 &= 0,54 + 1,45 + 2,31 + 0,81 + 1,35 \\
 &= 6,46 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas kolon } (Ac) &= Lc \times b7 \\
 &= 6,37 \times 1,5 \\
 &= 9,55 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas bidang kontak angin } (A) &= Ah + Ac \\
 &= 6,46 + 9,55 \\
 &= 16,015 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

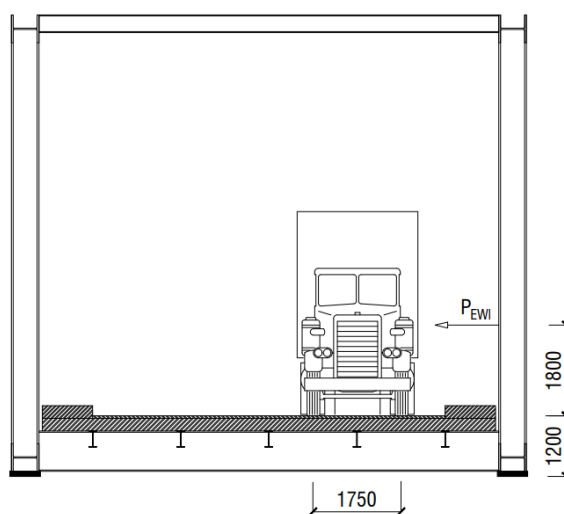


Gambar 5.130 Beban Angin Struktur arah Y

Gaya tekan angin (T_{EWS2})	$= Pd \times A$
	$= 1,9 \times 16,015$
	$= 30,429 \text{ kN}$
Gaya horizontal kolom (T_{EWS2})	$= 30,429 \text{ kN}$
Lengan terhadap kolom (L_{EWS2})	$= \frac{1}{2} (Ha + Lc)$
	$= \frac{1}{2} (3,3 + 6,37)$
	$= 4,835 \text{ m}$
Momen terhadap kolom (M_{EWS2})	$= T_{EWS2} \times L_{EWS2}$
	$= 30,429 \times 4,835$
	$= 147,122 \text{ kNm}$
Gaya horizontal <i>pile cap</i> (T_{EWS2})	$= 30,429 \text{ kN}$
Lengan terhadap <i>pile cap</i> (L_{EWS2})	$= \frac{1}{2} (Ha + Lc) + Hp$
	$= \frac{1}{2} (3,3 + 6,37) + 1,5$
	$= 6,335 \text{ m}$
Momen terhadap <i>pile cap</i> (M_{EWS2})	$= T_{EWS2} \times L_{EWS2}$
	$= 30,429 \times 6,335$
	$= 192,765 \text{ kNm}$

i. Beban angin kendaraan (E_{WI})

Tekanan angin pada jembatan juga terjadi akibat adanya kendaraan yang melintas. Tekanan tersebut diasumsikan sebagai tekanan menerus dengan besar 1,46 N/mm secara tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak antar roda pada setiap as nya sebesar 1,75 m seperti pada Gambar 5.130 berikut ini.



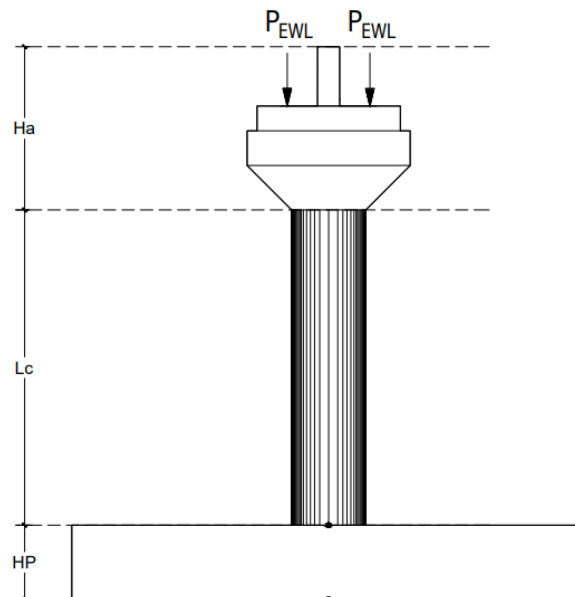
Gambar 5.131 Jarak Lengan Beban Angin Kendaraan pada Pilar

Berikut ini merupakan perhitungan yang digunakan.

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang jembatan } (L) &= 85 \text{ m} \\
 P_{EWI} &= \frac{h \times L}{x} \cdot TEW \\
 &= \frac{(1,8 + 1,2) \times 85}{1,75} \cdot 1,46 \\
 &= 212,743 \text{ kN} \\
 \frac{1}{2} P_{EWI} \text{ struktur atas} &= 0,5 \times 212,743 \\
 &= 106,371 \text{ kN} \\
 \text{Gaya aksial kolom } (P_{EWI}) &= 2 \times (\frac{1}{2} W_{EWI}) \\
 &= 2 \times 106,371 \\
 &= 212,743 \text{ kN} \\
 \text{Gaya aksial pilecap } (P_{EWI}) &= 2 \times (\frac{1}{2} W_{EWI}) \\
 &= 2 \times 106,371
 \end{aligned}$$

$$= 212,743 \text{ kN}$$

Penyaluran beban angin kendaraan struktur atas pada kolom dan *pile cap* tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5.132 Beban Angin Kendaraan pada Pilar

j. Beban gempa lateral (EQ)

1) Penentuan kelas situs

Klasifikasi kelas situs dapat ditentukan melalui data pengujian $N-SPT$ di lokasi yang akan dibangun jembatan. Adapun data pengujian $N-SPT$ pada perencanaan Jembatan Ciloseh sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \bar{N} \text{ BH-03} &= \frac{\sum t}{\sum \left(\frac{t}{n}\right)} \\ &= \frac{23}{1,041} \\ &= 22,092 \end{aligned}$$

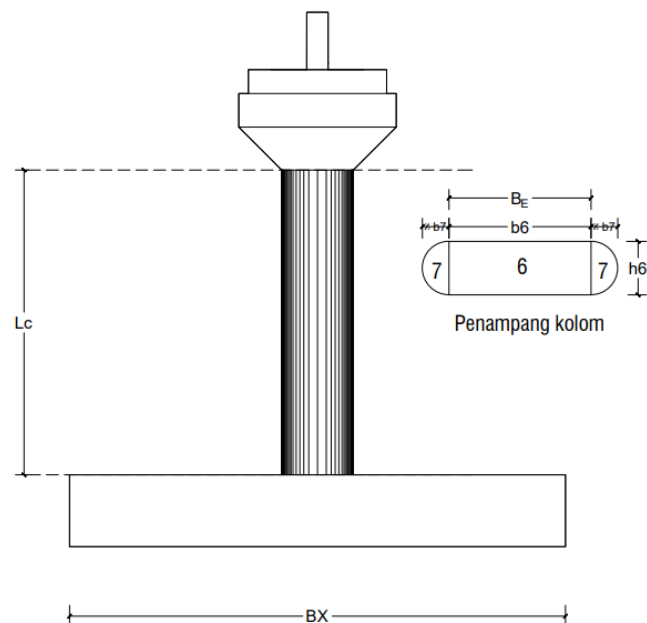
Berdasarkan perhitungan klasifikasi kelas situs tersebut didapatkan $15 \leq 22,092 \leq 50$ sehingga kelas situs yang digunakan yaitu Tanah Sedang (SD). Karena dari hasil perhitungan memiliki kelas situs yang sama, maka didapatkan data sebagai berikut.

PGA	$= 0,334$
S_s	$= 0,684$
S_1	$= 0,264$
$FPGA$	$= 1,166$
Fa	$= 1,253$
Fv	$= 1,873$
As	$= 0,389$
SD_s	$= 0,857$
SDI	$= 0,494$
T_s	$= 0,576$ detik
T_0	$= 0,115$ detik

2) Berat struktur atas

$$\begin{aligned}
 W_t &= P_{MS} + P_{MA} + \sum Wh + \frac{1}{2} \sum W_c \\
 &= 8981,95 + 1972 + 1527,240 + \frac{1}{2} 1997,93 \\
 &= 13480,156 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Kekakuan struktur (K_p)



Gambar 5.133 Penampang Abutment

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu betin } (f'c) &= 30 \text{ MPa} \\
 \text{Modulus elastisitas } (Ec) &= 4700 \times \sqrt{(f'c)} \\
 &= 4700 \times \sqrt{(30)} \\
 &= 25742,96 \text{ MPa} \\
 &= 25742960 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Lebar kolom } (B) &= 5,5 \text{ m} \\
 \text{Panjang kolom } (h) &= 1,5 \text{ m} \\
 \text{Tinggi kolom } (L) &= 6,37 \text{ m} \\
 \text{Lebar ekivalen } (Be) &= \frac{[B \times h + \frac{1}{4}\pi \times h^2]}{h} \\
 &= \frac{[4 \times 1,5 + \frac{1}{4}\pi \times 1,5^2]}{1,5} \\
 &= 5,178 \text{ m}
 \end{aligned}$$

a) Kekakuan struktur arah X

$$\begin{aligned}
 \text{Momen inersia } (Ix) &= \frac{1}{12} \times Be \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 5,178 \times 1,5^3 \\
 &= 1,456 \text{ m}^4 \\
 \text{Kekakuan struktur } (Kp) &= \frac{3El}{L^3} \\
 &= \frac{3 \times 25742960 \times 1,456}{6,37^3} \\
 &= 435135,160 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b) Kekakuan struktur arah Y

$$\begin{aligned}
 \text{Momen inersia } (Iy) &= \frac{1}{12} \times h \times Be^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 1,5 \times 5,178^3 \\
 &= 17,355 \text{ m}^4 \\
 \text{Kekakuan struktur } (Kp) &= \frac{12El}{L^3} \\
 &= \frac{12 \times 25742960 \times 17,355}{6,37^3} \\
 &= 5185397,606 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4) Periode getar struktur (T)

a) Periode getar struktur arah X

$$\begin{aligned}
 T_x &= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kp}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{13480,156}{9,81 \cdot 435135,160}} \\
 &= 0,353 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

b) Periode getar struktur arah Y

$$\begin{aligned}
 T_y &= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kp}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{13480,156}{9,81 \cdot 5185397,606}} \\
 &= 0,102 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

5) Menentukan koefisien respons elastic

a) Penentuan C_{sm} arah X

$$\begin{aligned}
 T &= 0,353 \text{ detik} \\
 T_s &= \frac{SD_s}{SD_1} \\
 &= \frac{0,857}{0,494} \\
 &= 0,576 \text{ detik} \\
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,576 \\
 &= 0,115 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Karena $T_s < T < T_0$, maka nilai C_{sm} sama dengan nilai SD_1

$$C_{sm} = 0,494$$

b) Penentuan C_{sm} arah Y

$$\begin{aligned}
 T &= 0,102 \text{ detik} \\
 T_s &= \frac{SD_s}{SD_1} \\
 &= \frac{0,857}{0,494} \\
 &= 0,576 \text{ detik} \\
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,576 \\
 &= 0,115 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Karena $T_s < T_0 < T$, maka nilai C_{sm} sebagai berikut.

$$\begin{aligned} C_{sm} &= (SD_s - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \\ &= (0,857 - 0,389) \frac{0,102}{0,115} + 0,389 \\ &= 0,804 \end{aligned}$$

6) Gaya rem rencana

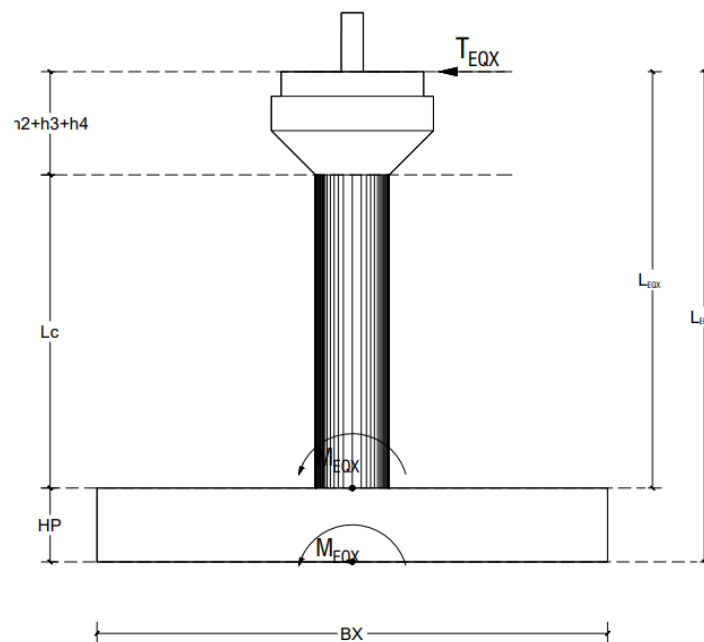
c) Gaya gempa arah X

$$\begin{aligned} EQ_x &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\ &= \frac{0,494}{2} \times 13480,156 \\ &= 3328,088 \text{ kN} \end{aligned}$$

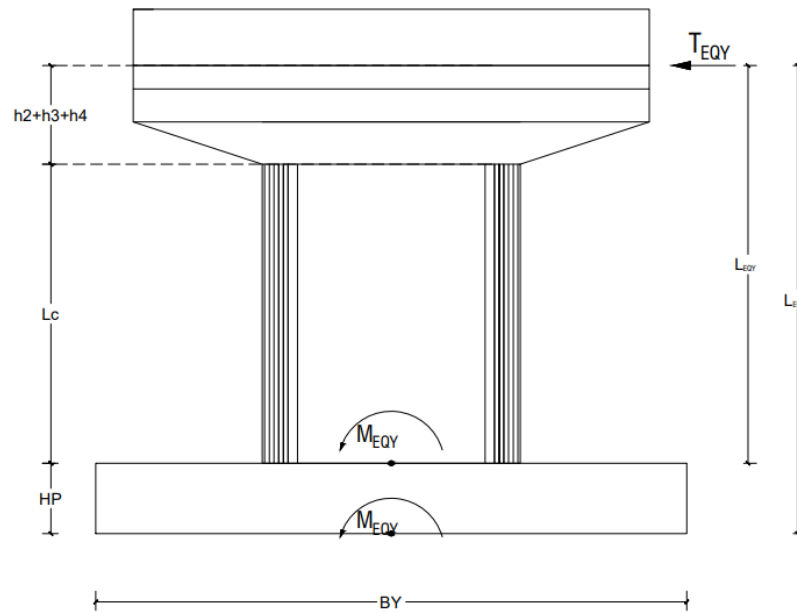
d) Gaya gempa arah Y

$$\begin{aligned} EQ_y &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\ &= \frac{0,804}{2} \times 13480,156 \\ &= 5419,093 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan penyaluran beban gempa pada tepi pilar yang ditunjukkan pada Gambar 5.133 dan Gambar 5.134.



Gambar 5.134 Beban Gempa Arah X terhadap Pilar



Gambar 5.135 Beban Gempa Arah Y terhadap Pilar

Kemudian gaya gempa statis yang bekerja pada struktur pilar harus dikalikan dengan lengan pada tiap titik yang di tinjau. Adapun jarak lengan pada tiap titik tersebut dihitung sebagaimana berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap kolom } (L_{EWSI}) &= h_2 + h_3 + h_4 + L_c \\
 &= 0,5 + 0,7 + 0,9 + 6,5 \\
 &= 8,47 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap } \textit{pile cap} (L_{EWSI}) &= h_2 + h_3 + h_4 + L_c + H_p \\
 &= 0,5 + 0,7 + 0,9 + 6,5 + 1,5 \\
 &= 9,7 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan perhitungan momen akibat beban gempa pada pilar yang ditunjukkan pada Tabel 5.30.

Tabel 5.93 Rekapitulasi Gaya dan Momen Beban Gempa pada Pilar

Beban	P_{EQ} (kN)	Lengan	M_{EQ} (kNm)
Kolom			
Beban Gempa X	3328,088	8.47	28188,901
Beban Gempa Y	5419,093	8.47	45899,714
Pile Cap			
Beban Gempa X	3328,088	9,7	33181,033
Beban Gempa Y	5419,093	9,7	54028,353

k. Beban gesekan perletakan (BF)

Beban gesekan perletakan (BF) ditempatkan di kedua sisi peletakan sehingga menghasilkan resultan gaya = 0

l. Rekapitulasi pembebanan

Hasil rekapitulasi pembebanan pada kolom dan *pile cap* dapat dilihat pada Tabel 5.94 dan Tabel 5.95 berikut ini.

Tabel 5.94 Rekapitulasi Pembebanan pada Kolom Pilar

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	P_x	P_y	M_x	M_y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
A	Beban permanen						
1	Beban mati sendiri	MS	12507,1	0	0	0	0
2	Beban mati tambahan	MA	1972	0	0	0	0
B	Beban lalu lintas						
1	Beban lajur	TD	4068,4	0	0	0	0
2	Beban pejalan kaki	TP	850	0	0	0	0
3	Beban rem	TB	0	206,13	0	2364,254	0

Lnjutan Tabel 5.94 Rekapitulasi Pembebanan pada Kolom Pilar

C	Beban aksi lingkungan						
	1	Beban angin struktur	EW_{S1}	0	0	494,229	0
2	Beban angin arah Y	EW_{S2}	0	135,537	0	655,319	0
3	Beban angin arah X	EW_{S3}	0	0	30,429	0	147,122
4	Beban angin kendaraan	EWI	212,743	0	0	0	0
5	Beban gempa arah X	EQ_x	0	3328,088	0	28188,901	0
6	Beban gempa arah Y	EQ_y	0	0	5419,093	0	45899,714

Tabel 5.95 Rekapitulasi Pembebanan pada Pile Cap

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	P_x	P_y	M_x	M_y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
A	Beban permanen						
1	Beban mati sendiri	MS	18647,3	0	0	0	0
2	Beban mati tambahan	MA	1972	0	0	0	0
B	Beban lalu lintas						
1	Beban lajur	TD	4068,4	0	0	0	0
2	Beban pejalan kaki	TP	850	0	0	0	0
3	Beban rem	TB	0	206,13	0	2673,441	0
C	Beban aksi lingkungan						
1	Beban angin struktur	EW_{S1}	0	0	494,229	0	7027,936
2	Beban angin arah Y	EW_{S2}	0	135,537	0	858,624	0

Lanjutan Tabel 5.95 Rekapitulasi Pembebanan pada Pile Cap

C	Beban aksi lingkungan						
	3	Beban angin arah X	EW_{S3}	0	0	30,429	0
4	Beban angin kendaraan	EWI	212,743	0	0	0	0
5	Beban gempa arah X	EQ_x	0	3328,088	0	33181,033	0
6	Beban gempa arah Y	EQ_y	0	0	5419,093	0	54028,353

a. Kombinasi pembebanan kolom

Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada kolom pilar.

Tabel 5.96 Kombinasi Beban pada Kolom Pilar

Kombinasi	MS	TD	EW_s	EWI	EQ
	MA TA	TB TP			
Kuat I	γ_p	1,8	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,4	-	-
Kuat IV	γ_p	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	0,4	1,0	-
Ekstrim I	γ_p	γ_{EQ}	-	-	1,0

Nilai faktor beban γ_p dan γ_{EQ} ditunjukkan pada Tabel 5.97 berikut ini.

Tabel 5.97 Faktor Beban pada Kendaraan Batas

Kedadaan batas	γ_{MS}	γ_{MA}	γ_{EQ}
Kedadaan batas <i>ultimate</i>	1,3	2,0	0,3
Kedadaan batas layan	1,0	1,0	-

Dari kedua tabel diatas, didapatkan kombinasi beban sebagai berikut.

Kuat I : $1,3MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB + 1,8TP$

Kuat II : $1,3MS + 2MA + 1,4TD + 1,4TB + 1,4TP$

Kuat III : $1,3MS + 2MA + 1,4EW_s$

Kuat IV : $1,3MS + 2MA$

Kuat V : $1,3MS + 2MA + 0,4EW_s + EW_l$

Ekstrim I : $1,3MS + 2MA + 0,3TD + 0,3TB + 0,3TP + EQ$

Berikut ini merupakan perhitungan masing-masing kombinasi pembebanan pada kolom pilar.

Tabel 5.98 Kombinasi Beban Kuat I pada Kolom Pilar

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	16259.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	3944.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban lajur	<i>TD</i>	1,8	7323.1	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,8	1530.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban rem	<i>TB</i>	1,8	0.0	371.0	0.0	4255.7	0.0
Jumlah			29056.4	371.0	0.0	4255.7	0.0

Tabel 5.99 Kombinasi Beban Kuat II pada Kolom Pilar

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	16259.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	3944.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban lajur	<i>TD</i>	1,4	5695.8	0.0	0.0	0.0	0.0

Lanjutan Tabel 5.99 Kombinasi Beban Kuat II pada Kolom Pilar

Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,4	1190.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban rem	<i>TB</i>	1,4	0.0	288.6	0.0	3310.0	0.0
Jumlah			27089.0	288.6	0.0	3310.0	0.0

Tabel 5.100 Kombinasi Beban Kuat III pada Kolom Pilar

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>Px</i>	<i>Py</i>	<i>Mx</i>	<i>My</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	16259.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	3944.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban angin struktur	<i>EW_{S1}</i>	1,4	0.0	0.0	691.9	0.0	8801.2
Beban angin arah Y	<i>EW_{S2}</i>	1,4	0.0	189.8	0.0	917.4	0.0
Beban angin arah X	<i>EW_{S3}</i>	1,4	0.0	0.0	42.6	0.0	206.0
Jumlah			20203.3	189.8	734.5	917.4	9007.2

Tabel 5.101 Kombinasi Beban Kuat IV pada Kolom Pilar

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>Px</i>	<i>Py</i>	<i>Mx</i>	<i>My</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	16259.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	3944.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Jumlah			20203.3	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabel 5.102 Kombinasi Beban Kuat V pada Kolom Pilar

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	P_x	P_y	M_x	M_y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	MS	1,3	16259.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban mati tambahan	MA	2	3944.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban angin struktur	EW_{S1}	0,4	0.0	0.0	197.7	0.0	2514.6
Beban angin arah Y	EW_{S2}	0,4	0.0	54.2	0.0	262.1	0.0
Beban angin arah X	EW_{S3}	0,4	0.0	0.0	12.2	0.0	58.8
Beban angin kendaraan	EWI	1	212.7	0.0	0.0	0.0	0.0
Jumlah			20416.0	54.2	209.9	262.1	2573.5

Tabel 5.103 Kombinasi Beban Ekstrim I EQ pada Kolom Pilar

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	P_x	P_y	M_x	M_y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	MS	1,3	16259.3	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban mati tambahan	MA	2	3944.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban lajur	TD	0,3	1220.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban pejalan kaki	TP	0,3	255.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban rem	TB	0,3	0.0	61.8	0.0	709.3	0.0
Beban gempa arah X	EQ_x	1	0.0	3328.1	0.0	28188.9	0.0
Beban gempa arah Y	EQ_y	1	0.0	0.0	5419.1	0.0	45899.7
Jumlah			21678.8	3389.9	5419.1	28898.2	45899.7

Tabel 5.104 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Kolom Pilar

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	P_x	P_y	M_x	M_y
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	29056.374	371.025	0.000	4255.657	0.000
Kuat II	27089.014	288.575	0.000	3309.955	0.000
Kuat III	20203.254	189.751	734.520	917.447	9007.200
Kuat IV	20203.254	0.000	0.000	0.000	0.000
Kuat V	20415.996	54.215	209.863	262.128	2573.486
Ekstrim I EQ	21678.774	3389.925	5419.093	28898.177	45899.714
Nilai Terbesar	29056.374	3389.925	5419.093	28898.177	45899.714

b. Kombinasi pembebanan *pile cap*

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perencanaan *pile cap* diambil nilai terbesar dari setiap komponennya pada kombinasi Kuat I, Ekstrim I EQ, dan Daya Layan. Hal ini karena *pile cap* direncanakan dalam kondisi elastik atau tidak boleh mengalami kegagalan sama sekali. Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *pile cap*.

Tabel 5.105 Kombinasi Beban pada *Pile Cap*

Kombinasi	MS	TD	EWs	EWI	EQ
	MA	TB			
	TA	TP			
Kuat I	γ_p	1,8	-	-	-
Ekstrim I	γ_p	γ_{EQ}	-	-	1,0
Layan I	1,0	1,0	0,3	1,0	-
Layan II	1,0	1,3	-	-	-
Layan III	1,0	0,8	-	-	-
Layan IV	1,0	-	0,7	-	-

Nilai faktor beban γ_p dan γ_{EQ} ditunjukkan pada Tabel 5.106 berikut ini.

Tabel 5.106 Faktor Beban pada Kendaraan Batas

Keadaan batas	γ_{MS}	γ_{MA}	γ_{EQ}
Keadaan batas <i>ultimate</i>	1,3	2,0	0,3
Keadaan batas layan	1,0	1,0	-

Dari kedua tabel diatas, didapatkan kombinasi beban sebagai berikut.

$$\text{Kuat I} \quad : 1,3MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB + 1,8TP$$

$$\text{Ekstrim I} \quad : 1,3MS + 2MA + 0,3TD + 0,3TB + 0,3TP + EQ$$

$$\text{Layan I} \quad : MS + MA + TD + TB + TP + 0,3EWS + EWI$$

$$\text{Layan II} \quad : MS + MA + 1,3TD + 1,3TB + 1,3TP$$

$$\text{Layan III} \quad : MS + MA + 0,8TD + 0,8TB + 0,8TP$$

$$\text{Layan IV} \quad : MS + MA + 0,7EWS$$

Berikut ini merupakan hasil dari perhitungan masing-masing kombinasi pembebanan pada *pile cap*.

Tabel 5.107 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Pile Cap*

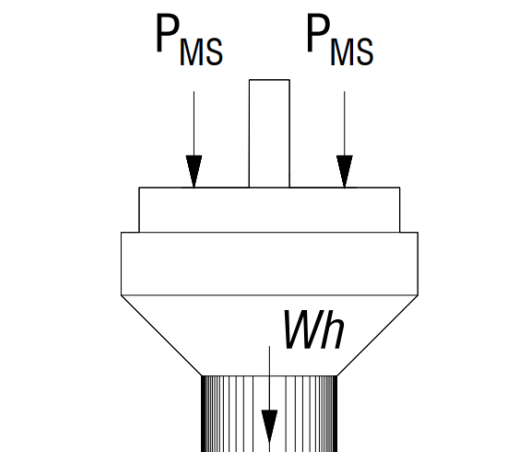
Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	<i>P</i>	<i>Px</i>	<i>Py</i>	<i>Mx</i>	<i>My</i>
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	37038.582	371.025	0.000	4812.194	0.000
Ekstrim I EQ	29660.982	3389.925	5419.093	33983.065	54028.353
Layan I	25750.421	246.786	157.397	2931.028	2166.210
Layan II	27013.198	267.963	0.000	3475.474	0.000
Layan III	24553.998	164.900	0.000	2138.753	0.000
Layan IV	20619.278	94.876	367.260	601.037	5054.490
Nilai Terbesar	37038.582	3389.925	5419.093	33983.065	54028.353

3. Analisis pembebanan pada *Pier Head*

Analisis pembebanan dilakukan pada *Pier Head* sesuai dengan beban yang bekerja.

a. Analisis Pembebana Berat sendiri (*MS*)

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri struktur atas } (P_{MS \text{ struktur atas}}) &= 8981,953 \text{ kN} \\
 \text{Berat sendiri Pier Head } (W_h) &= 1527,240 \text{ kN} \\
 \text{Total berat sendiri } (P_{MS}) &= P_{MS \text{ atas}} + W_h \\
 &= 8981,953 + 1527,24 \\
 &= 10509,193 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.136 Reaksi Perletakan Beban Sendiri Struktur Atas

b. Beban mati tambahan (MA)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai beban mati tambahan sebagai berikut.

$$\text{Beban mati tambahan } (P_{MA}) = 1972 \text{ kN}$$

c. Beban Lajur (TD)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai beban lajur sebagai berikut.

$$\text{Beban Lajur D } (P_{TD}) = 4068,4 \text{ kN}$$

d. Beban pejalan kaki (TP)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai beban pejalan kaki sebagai berikut.

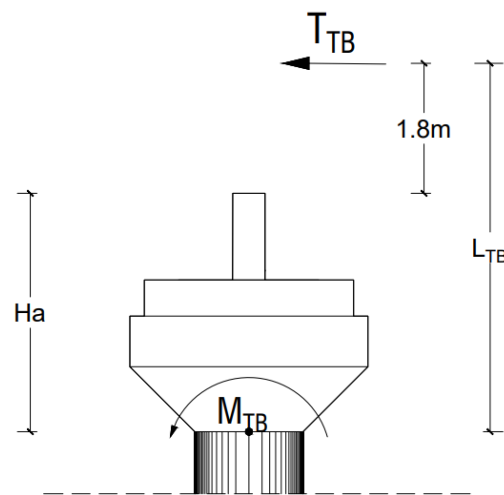
$$\text{Beban pejalan kaki } (P_{TP}) = 850 \text{ kN}$$

e. Beban rem (TB)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai beban rem sebagai berikut.

$$\text{Beban rem } (T_{TB}) = 206,125 \text{ kN}$$

Beban rem tersebut harus ditempatkan pada lajur yang dilewati oleh kendaraan dengan arah yang sama. Gaya rem ini harus diasumsikan bekerja secara horizontal dengan ketinggian 1800 mm di atas permukaan jalan. Karena beban rem posisinya tidak persis pada tumpuan, maka terdapat lengan terhadap titik tumpu pilar yang mengakibatkan terjadinya momen.



Gambar 5.137 Beban Rem Struktur Atas pada *Pier Head*

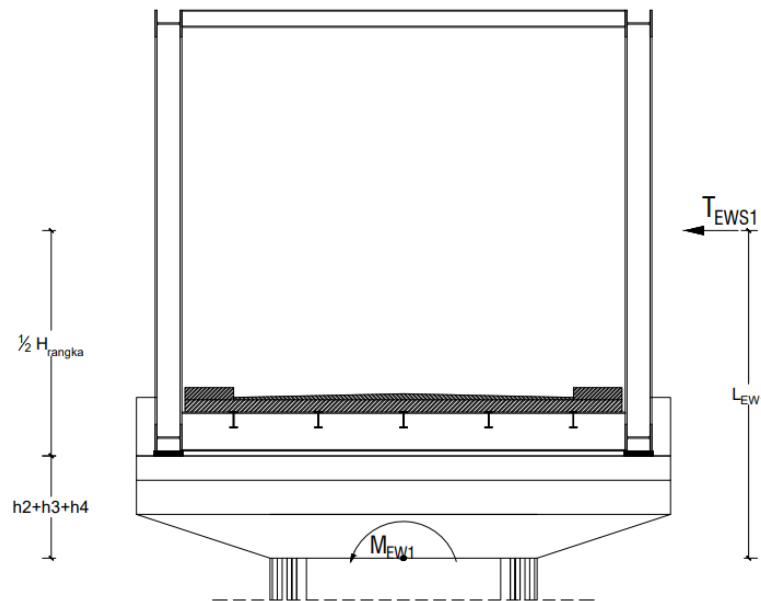
$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap } \textit{Pier Head} (L_{TB}) &= 1,8 + H_a \\ &= 1,8 + 3,3 \\ &= 5,1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap } \textit{Pier Head} (M_{TB}) &= T_{TB} \times L_{TB} \\ &= 206,125 \times 5,1 \\ &= 1051,238 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f. Beban angin struktur (EWS)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai beban angin struktur sebagai berikut.

$$\text{Beban angin struktur } (P_{EWS}) = 494,229 \text{ kN}$$



Gambar 5.138 Beban Angin Struktur pada *Pier Head*

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap } \textit{Pier Head} (L_{EWS1}) &= \frac{1}{2} H_{rangka} + h_2 + h_3 + h_4 \\
 &= \frac{1}{2} 8,5 + 0,5 + 0,7 + 0,9 \\
 &= 6,350 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen terhadap } \textit{Pier Head} (M_{EWS1}) &= T_{EWS1} \times L_{EWS1} \\
 &= 494,229 \times 6,350 \\
 &= 3138,354 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

g. Beban angin kendaraan (E_{WI})

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai beban angin struktur sebagai berikut.

$$\text{Beban angin kendaraan } (P_{EWL}) = 212,743 \text{ kN}$$

h. Beban gempa vertikal (E_{QV})

Perhitungan gempa vertikal dihitung dengan kondisi 10% reaksi beban mati sendiri dan beban mati tambahan

$$\text{Berat sendiri struktur atas } (P_{MS}) = 8981,953 \text{ kN}$$

$$\text{Beban mati tambahan } (P_{MA}) = 1972 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban gempa vertikal } (P_{EQV}) &= 10\% \times (8981,953 + 1972) \\
 &= 1095,395 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

i. Rekapitulasi pembebanan

Hasil rekapitulasi pembebanan pada *Pier Head* dapat dilihat pada Tabel 5.108 berikut ini.

Tabel 5.108 Rekapitulasi Pembebanan pada *Pier Head*

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
A	Beban permanen						
1	Beban mati sendiri	<i>MS</i>	10509.2	0	0	0	0
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	1972.0	0	0	0	0
B	Beban lalu lintas						
1	Beban lajur	<i>TD</i>	4068.4	0	0	0	0
2	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	850.0	0	0	0	0
3	Beban rem	<i>TB</i>	0	206.13	0	1051.238	0
C	Beban aksi lingkungan						
1	Beban angin struktur	<i>EW_s</i>	0	0	494.229	0	3138.354
2	Beban angin kendaraan	<i>EW_l</i>	212.74	0	0	0	0
3	Beban gempa vertikal	<i>EQ_v</i>	1095	0	0	0	0

a. Kombinasi pembebanan *Pier Head*

Berikut ini merupakan kombinasi pembebanan yang digunakan pada *Pier Head*.

Tabel 5.109 Kombinasi Beban pada Pier Head

Kombinasi	<i>MS</i>	<i>TD</i>	<i>EW_s</i>	<i>EW_l</i>	<i>EQ</i>
	<i>MA</i>	<i>TB</i>			
	<i>TA</i>	<i>TP</i>			
Kuat I	γ_p	1,8	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,4	-	-
Kuat IV	γ_p	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	0,4	1,0	-
Ekstrim I	γ_p	γ_{EQ}	-	-	1,0

Nilai faktor beban γ_p dan γ_{EQ} ditunjukkan pada Tabel 5.110 berikut ini.

Tabel 5.110 Faktor Beban pada Kendaraan Batas

Keadaan batas	γ_{MS}	γ_{MA}	γ_{EQ}
Keadaan batas <i>ultimate</i>	1,3	2,0	0,3
Keadaan batas layan	1,0	1,0	-

Dari kedua tabel diatas, didapatkan kombinasi beban sebagai berikut.

Kuat I : $1,3MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB + 1,8TP$

Kuat II : $1,3MS + 2MA + 1,4TD + 1,4TB + 1,4TP$

Kuat III : $1,3MS + 2MA + 1,4EW_s$

Kuat IV : $1,3MS + 2MA$

Kuat V : $1,3MS + 2MA + 0,4EW_s + EW_l$

Ekstrim I : $1,3MS + 2MA + 0,3TD + 0,3TB + 0,3TP + EQ$

Berikut ini merupakan perhitungan masing-masing kombinasi pembebanan pada *Pier Head*.

Tabel 5.111 Kombinasi Beban Kuat I pada Pier Head

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	13662.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	3944.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban lajur	<i>TD</i>	1,8	7323.1	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,8	1530.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban rem	<i>TB</i>	1,8	0.0	371.0	0.0	1892.2	0.0
Jumlah			26459.1	371.0	0.0	1892.2	0.0

Tabel 5.112 Kombinasi Beban Kuat II pada Pier Head

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	13662.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	3944.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban lajur	<i>TD</i>	1,4	5695.8	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,4	1190.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban rem	<i>TB</i>	1,4	0.0	288.6	0.0	1471.7	0.0
Jumlah			24491.7	288.6	0.0	1471.7	0.0

Tabel 5.113 Kombinasi Beban Kuat III pada Pier Head

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	13662.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	3944.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban angin struktur	<i>EW_s</i>	1,4	0.0	0.0	691.9	0.0	4393.7
Jumlah			17606.0	0.0	691.9	0.0	4393.7

Tabel 5.114 Kombinasi Beban Kuat IV pada Pier Head

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	13662.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	3944.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Jumlah			17606.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabel 5.115 Kombinasi Beban Kuat V pada Pier Head

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	13662.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	3944.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban angin struktur	<i>EW_s</i>	0,4	0.0	0.0	197.7	0.0	1255.3
Beban angin kendaraan	<i>EW_l</i>	1	212.7	0.0	0.0	0.0	0.0
Jumlah			17818.7	0.0	197.7	0.0	1255.3

Tabel 5.116 Kombinasi Beban Ekstrim I EQ pada Pier Head

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	<i>MS</i>	1,3	13662.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	3944.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban lajur	<i>TD</i>	0,3	1220.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	0,3	255.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Beban rem	<i>TB</i>	0,3	0.0	61.8	0.0	315.4	0.0
Beban gempa vertikal	<i>EQ_v</i>	1	1095.4	0.0	0.0	0.0	0.0
Jumlah			20176.9	61.8	0.0	315.4	0.0

Tabel 5.117 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Pier Head

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	26459.071	371.025	0.000	1892.228	0.000
Kuat II	24491.711	288.575	0.000	1471.733	0.000
Kuat III	17605.951	0.000	691.921	0.000	4393.695
Kuat IV	17605.951	0.000	0.000	0.000	0.000
Kuat V	17818.694	0.000	197.692	0.000	1255.342
Ekstrim I EQ	20176.866	61.838	0.000	315.371	0.000
Nilai Terbesar	26459.071	371.025	691.921	1892.228	4393.695

4. Desain Tulangan Kolom

Dari hasil perhitungan pembebanan pada kolom, didapat nilai gaya dan momen pada setiap kombinasi pembebanan. Lalu diambil nilai terbesar untuk dilakukan perhitungan penulangan pada kolom. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada kolom.

Tabel 5.118 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Kolom Pilar

Kombinasi Beban	Lebar = Be			Lebar = 1 m		
	P	P_x	M_x	P	P_x	M_x
	kN	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	29056.4	371.0	4255.7	5611.4	71.7	821.9
Kuat II	27089.0	288.6	3310.0	5231.5	55.7	639.2
Kuat III	20203.3	189.8	917.4	3901.7	36.6	177.2
Kuat IV	20203.3	0.0	0.0	3901.7	0.0	0.0
Kuat V	20416.0	54.2	262.1	3942.8	10.5	50.6
Ekstrim I EQ	21678.8	3389.9	28898.2	4186.6	654.7	6567.8
Nilai Terbesar				4186.6	654.7	6567,8

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen terbesar dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

$$P_u = 4186.6 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 654.7 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 6567,8 \text{ kN}$$

a. Perhitungan sifat penampang

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai sebagai berikut.

$$\text{Modulus elastisitas beton } (E_c) = 25742960,203 \text{ KPa}$$

$$\text{Luas penampang kolom } (A) = 7,767 \text{ m}^2$$

$$\text{Lebar ekuivalen } (B_E) = 5,178 \text{ m}$$

$$\text{Momen inersia } (I_x) = 1,456 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} \text{Jari jari girasi } (r_c) &= \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \\ &= \sqrt{\frac{1,456}{7,767}} \\ &= 0,433 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Cek nilai kelangsingan kolom

$$\text{Nilai faktor panjang efektif } (K) = 2,2 \text{ (untuk kolom bergoyang)}$$

$$\text{Kelangsingan} = \frac{KL}{r}$$

$$= \frac{2,2 \times 6,37}{0,433}$$

$$= 32,364$$

Karena nilai kelangsingan > 22 maka dilakukan perhitungan faktor pembesaran momen sebagaimana berikut ini.

1) Beban mati

$$DL = P_{MS} + P_{MA}$$

$$= 8981,953 + 1972$$

$$= 10953,95 \text{ kN}$$

2) Beban lalu lintas

$$LL = P_{TD} + P_{TP}$$

$$= 4068,4 + 850$$

$$= 4918,4 \text{ kN}$$

3) Perbandingan beban mati terhadap beban tetap

$$\beta d = \frac{DL}{DL+LL}$$

$$= \frac{10953,95}{10953,95+4918,4}$$

$$= 0,69$$

4) Kekakuan lentur

$$EI = \frac{0,4 \times E_c \times I_c}{1+\beta d}$$

$$= \frac{0,4 \times 25742960,203 \times 1,456}{1+0,69}$$

$$= 8872819,546 \text{ kN/m}^2$$

5) Beban tekuk

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(K \times L)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 8872819,546}{(2,2 \times 6,37)^2}$$

$$= 445899,6876 \text{ kN}$$

6) Factor pembesar

$$\delta = \frac{1}{\left(1 - \frac{Pu}{0,75 \times P_c}\right)}$$

$$= \frac{1}{\left(1 - \frac{4186,6}{0,75 \times 445899,6876}\right)}$$

$$= 1,06$$

7) Momen ultimit desain

$$\begin{aligned} Mu &= \delta \times Mu \\ &= 1,06 \times 6567,8 \\ &= 6961,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Tulangan pokok

Perhitungan tulangan pokok pada kolom menggunakan metode *Mn-Pn*.

Adapun tahapan perencanaan dilakukan sebagaimana berikut ini.

Panjang penampang (<i>B</i>)	= 1000 mm
Lebar penampang (<i>H</i>)	= 1500 mm
Luas penampang (<i>Ag</i>)	= <i>B</i> x <i>H</i> = 1000 x 1500 = 1500000 mm ²
Mutu beton (<i>F'c</i>)	= 30 MPa
Mutu baja (<i>Fy</i>)	= 420 MPa
Diameter tulangan pokok (<i>dp</i>)	= 32 mm
Diameter tulangan Sengkang (<i>ds</i>)	= 19 mm
Selimut beton (<i>sb</i>)	= 40 mm
Jarak minimum antar tulangan (<i>st</i>)	= 25 mm
Jarak tulangan pokok ke tepi beton (<i>d'</i>)	= <i>sb</i> + <i>ds</i> + <i>dp</i> + 1.5 <i>dp</i> = 40 + 13 + 20 + (1,5 x 32) = 139 mm
Tinggi efektif (<i>d</i>)	= <i>H</i> - <i>d'</i> = 1500 - 139 = 1361 mm
Luas tulangan pokok (<i>As pokok</i>)	= 2 x ¼ x π x <i>dp</i> ² = 2 x ¼ x π x 32 ² = 1608,495 mm ²
<i>β1</i>	= 0,85 x $\left(\frac{f'c-28}{7}\right)^{0,05}$ = 0,85 x $\left(\frac{30-28}{7}\right)^{0,05}$

$$= 0,836$$

Pada perhitungan jumlah tulangan pokok, dilakukan perhitungan persen luas tulangan pokok minimum 1%. Untuk nilai $Mu-Pu$ diambil dari hasil pembesaran sebagaimana berikut ini.

$$\text{Gaya tekan ultimit } (Pu) = 4186,6 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit desain } (Mu) = 6961,8 \text{ kNm}$$

Berikut ini merupakan contoh perhitungan dengan luas tulangan pokok minimum 1%. Untuk nilai lainnya akan ditampilkan langsung pada rekapitulasi $Mn-Pn$.

1) Jumlah tulangan pokok

$$\text{Luas satu tulangan pokok } (As \text{ pokok}) = 1608,495 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan pokok } (As \text{ perlu}) &= 1\% \times Ag \\ &= 1\% \times 1500000 \\ &= 15000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

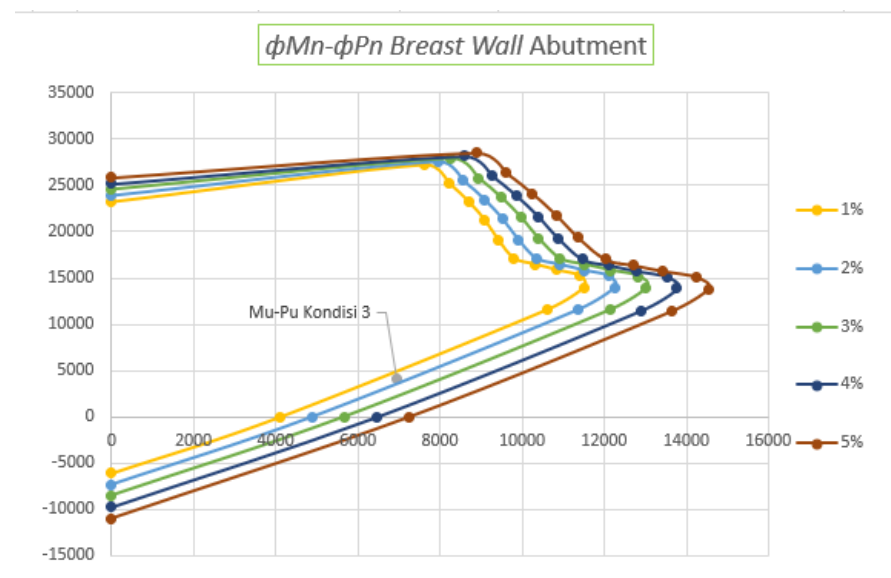
$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan tarik dan tekan } (As' \text{ tarik}) &= \frac{1}{2} \times As \text{ perlu} \\ &= \frac{1}{2} \times 15000 \\ &= 7500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan } (S) &= \frac{As \text{ pokok} \times b}{As'} \\ &= \frac{1608,495 \times 1000}{7500} \\ &= 214,466 \text{ mm} \\ &= 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan yang diperlukan } (n) &= b / S \\ &= 1000 \times 200 \\ &= 5 \\ &= 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan pokok pakai } (As' \text{ terpasang}) &= n \times As \text{ pokok} \\ &= 6 \times 1608,495 \\ &= 9650,973 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi desain tulangan hasil perhitungan $\phi Mn - \phi Pn$ dari setiap kondisi dengan *trial* luasan tulangan longitudinal.



Gambar 5.139 Grafik Mn-Pn Kolom Pilar

Dari diagram tersebut didapatkan bahwa beban berapa pada kurva rasio tulangan antar 1%-2% dengan demikian digunakan rasio tulangan 1.8%. Beban yang bekerja pada kolom masih dapat ditahan oleh kolom pada kondisi kegagalan tarik.

2) Cek tulangan pokok

$$\begin{aligned} \rho &= 1,8\% \\ As \text{ perlu} &= \rho \times Ag \\ &= 1,8\% \times 1500000 \\ &= 27000 \text{ mm}^2 \\ As'_{\text{tarik}} &= \frac{1}{2} \times As \text{ perlu} \\ &= \frac{1}{2} \times 27000 \\ &= 13500 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{As \text{ pokok} \times b}{As'} \\ &= \frac{1608,495 \times 1000}{13500} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 119,148 \text{ mm} \\
 &= 100 \text{ mm} \\
 n &= b / S \\
 &= 1000 \times 100 \\
 &= 10 \text{ buah} \\
 A_s'_{\text{terpasang}} &= n \times A_s \text{ pokok} \\
 &= 10 \times 1608,495 \\
 &= 16084,95 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ min 1} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 1000 \times 1361 \\
 &= 4437,205 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ min 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 1000 \times 1361 \\
 &= 4537 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ maks} &= 0,85 \times \frac{3}{7} \times \beta_1 \times b \times d \\
 &= 0,85 \times \frac{3}{7} \times 0,836 \times 1000 \times 1361 \\
 &= 30101,71 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min 1} < A_s'_{\text{terpasang}} < A_s \text{ maks} \quad \text{OK!}$$

Maka tulangan pokok yang digunakan pada kolom adalah **D32-100**.

3) Cek persyaratan $P-\Delta$

Menurut SNI 2833 (2016), perpindahan lateral pada kolom atau pilar baik arah longitudinal atau melintang harus memenuhi persyaratan sebagaimana berikut ini.

$$\Delta < 0,25 \phi M_n$$

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan data sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya tekan ultimit } (P_u) &= 4186,6 \text{ kN} \\
 \text{Momen ultimit desain } (M_u) &= 6961,8 \text{ kNm} \\
 \text{Momen lentur nimal } (\phi) &= 7233,677 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen inersia penampang } (I) &= 1,456 \text{ mm}^4 \\
 \text{Modulus elastisitas beeton } (Ec) &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \times \sqrt{30} \\
 &= 25742,960 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 25742960,2 \text{ kN/mm}^2 \\
 \text{Faktor modifikasi respons } (R) &= 2 \\
 \text{Periode getar arah X } (Tx) &= 0,353 \text{ detik} \\
 \text{Periode panjang } (Ts) &= 0,5764 \text{ detik} \\
 1,25 Ts &= 1,25 \times 0,5764 \\
 &= 0,7205 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $T_x < 1,25 T_s$, maka nilai R_d dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 R_d &= \left(1 - \frac{1}{R}\right) \times \frac{1,25 T_s}{T_x} + \frac{1}{R} \\
 &= \left(1 - \frac{1}{2}\right) \times \frac{0,7205}{0,353} + \frac{1}{2} \\
 &= 1,520
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta e &= \frac{M_u \times L^2}{E_c \times I} \\
 &= \frac{6961,8 \times 6,37^2}{25742960,2 \times 1,456} \\
 &= 0,0075 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta &= R_d \times \Delta e \\
 &= 1,520 \times 0,0075 \\
 &= 0,011 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta P_u &= \Delta \times P_u \\
 &= 0,011 \times 4186,6 \\
 &= 35,695 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,25 \phi M_n &= 0,25 \times 0,9 \times 7233,677 \\
 &= 1627,577 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\Delta P_u < 0,25 \phi M_n \quad \mathbf{AMAN}$$

d. Tulangan geser

Nilai gaya geser yang terjadi pada *breast wall* diambil dari gaya horizontal arah x karena memiliki bagian yang cukup kritis jika dibandingkan dengan arah y.

Gaya geser rencana (V_u)	= 654,666 kN
Gaya desak ultimate (P_u)	= 4186,629 kN
Diameter tulangan geser (d_s)	= 19 mm
Selimut beton (s_b)	= 40 mm
Luas satu tulangan (A_{rd})	= $0,25 \times \pi \times d_s^2$ = $0,25 \times \pi \times 19^2$ = 283,529 mm ²
Lebar tinjauan (b)	= 1000 mm
Tinggi (h)	= 1500 mm
Luas penampang (A_g)	= 1500000 mm ²
Jarak titik berat tulangan ke tepi beton (d')	= 139 mm
Tinggi efektif (d)	= $h - d'$ = 1500 - 139 = 1361 mm

1) Kuat geser beton

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times \left(1 + \frac{P_u}{14 \times A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \times b \times d \\
 &= 0,75 \times \left(1 + \frac{4186,629}{14 \times 1500000}\right) \times \left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right) \times 1000 \times 1361 \\
 &= 931998,770 \text{ N} \\
 &= 931,999 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena $\phi V_c > V_u$, maka tulangan geser yang diberikan adalah tulangan geser minimum.

2) Jarak tulangan geser

Jarak tulangan geser diambil nilai terkecil diantara kedua syarat yang ada sebagaimana berikut ini.

a) Syarat 1

$$S_{min} = 0,5 h$$

$$= 0,5 \times 1500$$

$$= 750 \text{ mm}$$

b) Syarat 2

$$S_{min} = 300 \text{ mm}$$

Dari kedua syarat tersebut didapatkan nilai terkecil 300 mm sehingga tulangan geser pada kolom menggunakan tulangan **D13-300**.

e. Tulangan pengekang

Menurut RSNI T-12 (2004) tulangan memanjang pada kolom harus ditekang secara lateral apabila jarak pusat ke pusat antar tulangan lebih dari 150 mm. Dari data sebelumnya didapatkan data sebagaimana berikut ini.

$$P_u = 4186,629 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 19888 \text{ kN}$$

$$0,5 \phi P_n = 9944 \text{ kN}$$

Dari data tersebut didapatkan bahwa $P_u < 0,5\phi P_n$ sehingga tidak perlu dilakukan perhitungan lanjut untuk tulangan pengekang. Kemudian tulangan pengekang dipasang setiap 4 buah tulangan pokok sehingga tulangan pengekang pada kolom menggunakan tulangan **D13-300**.

f. Rekapitulasi tulangan kolom

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada kolom yang ditunjukkan pada Tabel 5.119.

Tabel 5.119 Rekapitulasi Tulangan Kolom Pilar

Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Tulangan pokok	D32-100
Tulangan Geser	D13-300
Tulangan Pengekang	D13-300

5. Desain Tulangan *Pier Head*

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *pier head*, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *pier head* ditunjukkan pada Tabel 5.120.

Tabel 5.120 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Pier Head*

Kombinasi Beban	Lebar = B_e			Lebar = 1 m		
	P	P_x	M_x	P	P_x	M_x
	kN	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	26459.1	371.0	1892.2	2405.4	33.7	172.0
Kuat II	24491.7	288.6	1471.7	2226.5	26.2	133.8
Kuat III	17606.0	0.0	0.0	1600.5	0.0	0.0
Kuat IV	17606.0	0.0	0.0	1600.5	0.0	0.0
Kuat V	17818.7	0.0	0.0	1619.9	0.0	0.0
Ekstrim I EQ	20176.9	61.8	315.4	1834.3	5.6	28.7
Nilai Terbesar				2405,4	33,7	172

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen terbesar dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

$$P_u = 2405,4 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 33,7 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 172,021 \text{ kNm}$$

a. Tulangan pokok

$$\text{Diameter tulangan pokok } (d_p) = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja tulangan } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton } (s_b) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi } \textit{pier head} (h) = 3300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan } (l) = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kuat lentur beton } (\phi) = 0,8$$

$$\text{Momen } \textit{ultimate} (M_u) = 172,021 \text{ kNm}$$

- 1) Menghitung nilai momen nominal (Mn)

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{172,021}{0,8} \\ &= 215,026 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- 2) Menentukan tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= h - sb - (0,5 \times dp) \\ &= 3300 - 40 - (0,5 \times 32) \\ &= 3244 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 3) Menghitung nilai Rn

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{215,026}{1000 \times 3244^2} \\ &= 0,02 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 4) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 25} \\ &= 18,824 \end{aligned}$$

- 5) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Karena $fy < 420 \text{ MPa}$, maka rasio tulangan minimum sebesar 0,0020

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho \text{ min} = 0,0020$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{Fy}} \right) \\ &= \frac{1}{18,824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 0,02}{400}} \right) \\ &= 0,00005 \end{aligned}$$

Karena $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu}$, maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

$$\rho \text{ pakai} = 0,0020$$

6) Menghitung luas tulangan pokok (A_s)

$$\begin{aligned} A_s \text{ pokok1} &= \rho \times l \times d \\ &= 0,0020 \times 1000 \times 3244 \\ &= 6488 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pokok2} &= \frac{l \cdot d}{F_y} \\ &= \frac{1000 \cdot 3244}{400} \\ &= 8110 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ pokok pakai} = 8110 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok (S)

$$\begin{aligned} S_{\text{pokok}} &= \frac{A1d \cdot l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 32^2 \cdot 1000}{8110} \\ &= 79,167 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{pokok pakai}} = 75 \text{ mm}$$

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{A1d \cdot l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 32^2 \cdot 1000}{75} \\ &= 10723,303 \text{ mm}^2 \\ &\text{Aman, } A_s' > A_s \end{aligned}$$

Sehingga tulangan pokok pada *pier head* menggunakan tulangan **D32-75**.

b. Tulangan bagi

$$\text{Diameter tulangan bagi } (d_s) = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi } (h) = 3300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan } (l) = 1000 \text{ mm}$$

1) Menghitung luas tulangan bagi (A_s)

$$\begin{aligned} A_s \text{ bagi1} &= 50\% \times A_s \text{ pokok} \\ &= 50\% \times 8110 \\ &= 4055 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi (S)

$$\begin{aligned}
 S_{bagi} &= \frac{A1d \cdot l}{As} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \cdot 1000}{6082,5} \\
 &= 121,054 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{maks 1} &= 5 \times h \\
 &= 5 \times 3300 \\
 &= 1650 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{maks 2} = 450$$

$$S_{bagi pakai} = 100 \text{ mm}$$

3) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned}
 As' &= \frac{A1d \cdot l}{S_{bagi pakai}} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \cdot 1000}{100} \\
 &= 7363,108 \text{ mm}^2 \\
 &\text{Aman, } As' > As
 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan bagi pada *pier head* menggunakan tulangan **D13-100**.

c. Tulangan geser

1) Gaya geser beton

$$\begin{aligned}
 Vc &= 1/6 \times \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6} \right) \times b \times d \\
 &= 1/6 \times \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \times 1000 \times 3244 \\
 &= 2703,333 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Cek gaya geser beton

$$\begin{aligned}
 \phi Vc &= 0,75 \times Vc \\
 &= 0,75 \times 2703,333 \\
 &= 2027,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Jarak tulangan geser

Jarak tulangan geser diambil nilai terkecil diantara kedua syarat yang ada sebagaimana berikut ini.

a) Syarat 1

$$\begin{aligned}
 S_{min} &= 0,5 h \\
 &= 0,5 \times 3300 \\
 &= 1650 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b) Syarat 2

$$S_{min} = 300 \text{ mm}$$

Dari kedua syarat tersebut didapatkan nilai terkecil 300 mm sehingga tulangan geser pada *pier head* menggunakan tulangan **D13-300**.

d. Rekapitulasi tulangan *pier head*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *pier head* yang ditunjukkan pada Tabel 5.121.

Tabel 5.121 Rekapitulasi Tulangan Pier Head

Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Tulangan pokok	D25-300
Tulangan bagi	D13-100
Tulangan geser	D13-300

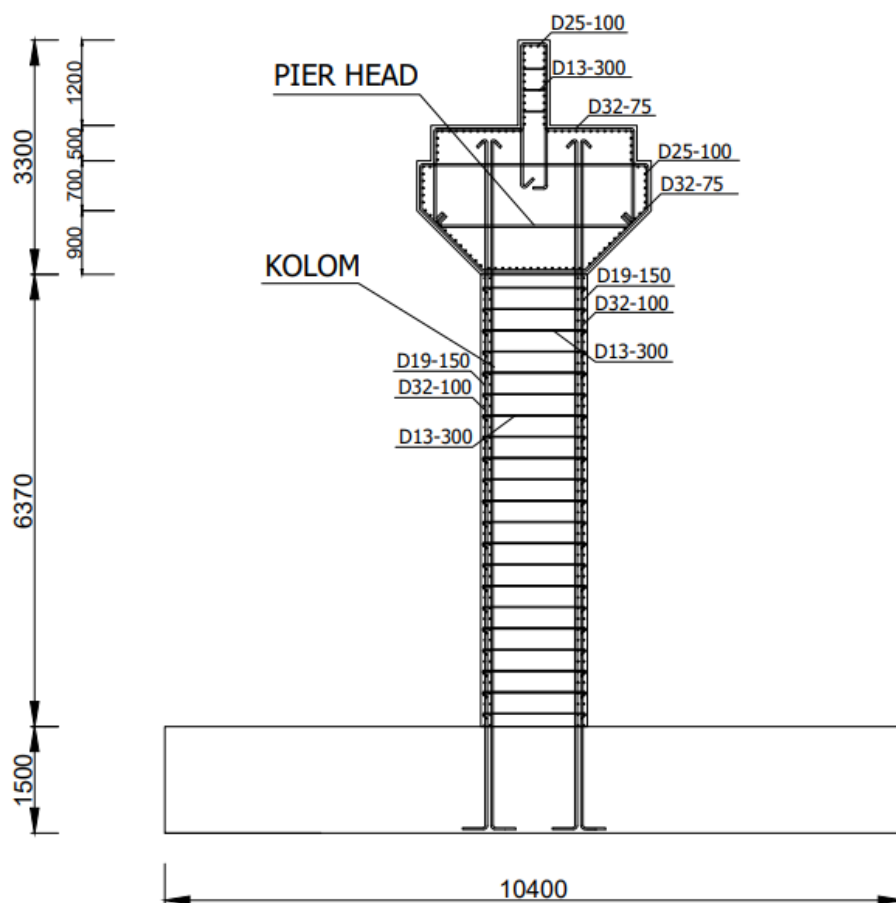
6. Rekapitulasi tulangan

Setelah dilakukan perhitungan tulangan selanjutnya dilakukan rekapitulasi kebutuhan tulangan secara keseluruhan pada pilar seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.122 berikut ini.

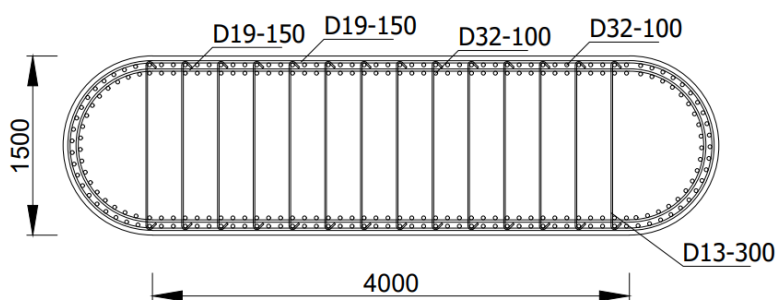
Tabel 5.122 Rekapitulasi Tulangan pada Pilar

Bagian	Tulangan pokok	Tulangan geser	Tulangan pengekang	Tulangan bagi
<i>Pier Head</i>	D32-75	D13-300	-	D25-100
<i>Kolom</i>	D32-100	D19-150	D13-300	-

Berikut merupakan gambar penulangan pilar yang ditunjukkan pada Gambar 5.139 dan Gambar 5.140.



Gambar 5.140 Rekapitulasi Tulangan Pilar



Gambar 5.141 Tampak Melintang Kolom

5.2.4 Perencanaan Fondasi Pilar

Fondasi adalah komponen bangunan yang berfungsi untuk meneruskan beban struktur di atasnya menuju tanah dasar. Perencanaan Jembatan Ciloseh ini menggunakan fondasi dalam *bore pile*. Jenis fondasi ini dipilih berdasarkan jenis batuan di dalam tanah. kemudian struktur atas pada jembatan ini memiliki bentang yang cukup panjang sehingga perlu fondasi yang memiliki kekuatan yang besar dalam menopang jembatan tersebut. Selain itu, karena pembangunan jembatan ini dekat dengan pemukiman warga, maka pemilihan jenis fondasi *borepile* aman untuk dilakukan.

1. Data teknis

a. Material *bore pile*

Mutu beton <i>borepile</i> ($f'c$)	= 30 MPa
Mutu baja (f_y)	= 420 MPa
Modulus elastisitas (E_c)	= $4700 \times \sqrt{f'c}$ = $4700 \times \sqrt{30}$ = 25743 MPa
Diameter <i>bore pile</i>	= 1200 mm

b. Data tanah

Berikut ini merupakan data hasil pengujian *Standard Penetration Test* yang dilakukan pada lokasi pembangunan Jembatan Ciloseh.

Tabel 5.123 Hasil Pengujian SPT

Kedalaman (m)	Segmen (m)	Jenis Tanah	N-SPT
3	2	<i>Silt, Medium</i>	12
5	2	<i>Silt, Medium</i>	16
7	2	<i>Silt, Medium</i>	27
9	2	<i>Silt, Hard</i>	22
11	2	<i>Silt, Hard</i>	28
13	2	<i>Silt, Hard</i>	28
15	2	<i>Silt, Hard</i>	26
17	2	<i>Silt, Hard</i>	25
19	2	<i>Silt, Hard</i>	27
21	2	<i>Silt, Hard</i>	33
23	2	<i>Silt, Hard</i>	30

Lanjutan Tabel 5.123 Hasil Pengujian SPT

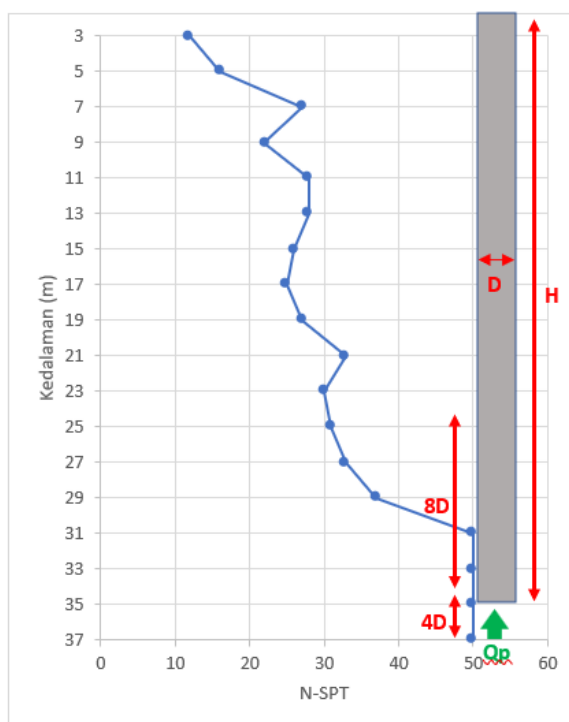
25	2	<i>Silt, Hard</i>	31
27	2	<i>Silt, Hard</i>	33
29	2	<i>Silt, Hard</i>	37
31	2	<i>Silt, Hard</i>	50
33	2	<i>Silt, Hard</i>	50
35	2	<i>Silt, Hard</i>	50
37	2	<i>Silt, Hard</i>	50

2. Perencanaan fondasi *Bore pile*

Kriteria perencanaan fondasi *bore pile* yaitu kapasitas tahanan ujung tiang dan kapasitas tahanan gesek selimut tiang. Berikut ini merupakan perhitungan masing-masing kriteria dalam perencanaan fondasi *bore pile*.

a. Kapasitas tahanan ujung (*end bearing capacity*)

Kedalaman rencana fondasi *bore pile* yang digunakan pada pilar Jembatan Ciloseh yaitu 33 m dibawah tanah. Hal ini karena lapisan tanah sudah pada tanah keras. Berikut ini merupakan ilustrasi kedalaman tiang terhadap *N-SPT*.



Gambar 5.142 Gambar Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk menentukan kapasitas tahanan ujung tiang berdasarkan metode *Meyerhoff* (1953).

$$\begin{aligned}
 \text{Kedalaman tiang } (H) &= 33 \text{ m} \\
 \text{Diameter tiang } (D) &= 1,2 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang ujung tiang } (A_b) &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times \pi \times 33^2 \\
 &= 1,131 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan nilai rerata SPT pada ujung tiang dilakukan dengan cara mengambil nilai rata-rata SPT setinggi $8D$ dari atas tiang, nilai SPT pada ujung tiang, serta rerata SPT setinggi $4D$ dari bawah ujung tiang.

$$\begin{aligned}
 \text{Elevasi } 8D \text{ diatas tiang} &= H - 8D \\
 &= 33 - (8 \times 1,2) \\
 &= 23,4 \text{ m} \\
 \text{Elevasi } 4D \text{ diatas tiang} &= H - 4D \\
 &= 33 - (4 \times 1,2) \\
 &= 37,8 \text{ m} \\
 N \text{ rerata } 8D \text{ diatas tiang} &= \frac{30+33+37+50}{4} \\
 &= 37,75 \\
 N \text{ rerata } 4D \text{ diatas tiang} &= \frac{50+50}{2} \\
 &= 50 \\
 N \text{ rerata ujung tiang} &= 50 \\
 N &= \frac{37,75+50+50}{3} \\
 &= 45,917 \\
 \text{Kapasitas tahanan ujung } (Q_p) &= 1/3 \times 40 \times N \times A_b \\
 &= 1/3 \times 40 \times 45,917 \times 1,131 \\
 &= 692,407 \text{ ton} \\
 &= 6792,513 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- b. Kapasitas tahanan gesek selimut tiang (*skin friction capacity*)
 perhitungan kekuatan gesek selimut tiang ditinjau dari tiap kedalaman lapisan tanah tersebut. Berikut ini merupakan perhitungan yang

dilakukan dalam menentukan kapasitas tahanan gesek selimut tiang berdasarkan metode *Meyerhoff* (1953).

Perhitungan pada kedalaman 3 m

$$N' = 12 + \frac{1}{2} (50 - 12)$$

$$= 31$$

$$k = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1,2$$

$$= 3,768 \text{ m}$$

$$Q_s = 0,2 \times N' \times k \times t$$

$$= 0,2 \times 31 \times 3,768 \times 2$$

$$= 46,72 \text{ ton}$$

$$= 458,35 \text{ kN}$$

Berikut merupakan Q_s perlapisan tanah sesuai dengan N-SPT dan N' yang ditunjukkan pada tabel berikut.

Tabel 5.124 Hasil Pengujian SPT

Kedalaman (m)	N-SPT	N'	Keliling	Q_s (ton)	Q_s (kN)
3	12	31.0	3.768	46.72	458.35
5	16	33.0	3.768	49.74	487.93
7	27	38.5	3.768	58.03	569.25
9	22	36.0	3.768	54.26	532.28
11	28	39.0	3.768	58.78	576.64
13	28	39.0	3.768	58.78	576.64
15	26	38.0	3.768	57.27	561.85
17	25	37.5	3.768	56.52	554.46
19	27	38.5	3.768	58.03	569.25
21	33	41.5	3.768	62.55	613.60
23	30	40.0	3.768	60.29	591.43
25	31	40.5	3.768	61.04	598.82
27	33	41.5	3.768	62.55	613.60
29	37	43.5	3.768	65.56	643.17
31	50	50.0	3.768	75.36	739.28
33	50	50.0	3.768	75.36	739.28
35	50	50.0	3.768	75.36	739.28
37	50	50.0	3.768	75.36	739.28
total (Q_s)					10904,40

- c. Daya dukung *ultimate* dan izin bore pile

Daya dukung *ultimate* didapatkan dengan menjumlahkan antara kapasitas tahanan ujung tiang dan kapasitas tahanan gesek selimut tiang sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\ &= 6792,513 + 10904,40 \\ &= 17696,916 \text{ kN} \end{aligned}$$

- d. Daya dukung ijin tiang (Q_{all})

Nilai SF yang digunakan untuk perhitungan daya dukung ijin tiang adalah 3

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{SF} \\ &= \frac{17696,916}{3} \\ &= 5898,972 \text{ kN} \end{aligned}$$

- e. Perkiraan dimensi *pile cap*

Dimensi *pile cap* diperkirakan terlebih dahulu dengan dimensi sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} \text{Panjang } pile \text{ cap arah X (} B \text{)} &= 10,4 \text{ m} \\ \text{Panjang } pile \text{ cap arah Y (} H \text{)} &= 16,4 \text{ m} \\ \text{Tinggi } pile \text{ cap (} T \text{)} &= 1,5 \text{ m} \\ \text{Berat } pile \text{ cap (} W \text{ pile cap)} &= B \times H \times T \times \gamma_b \\ &= 10,4 \times 16,4 \times 1,5 \times 24 \\ &= 6140,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

- f. Data pembebanan pada *pile cap*

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan hasil pembebanan *pile cap* sebagaimana berikut ini.

Tabel 5.125 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Pile Cap*

No	Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
		<i>P</i>	<i>P_x</i>	<i>P_y</i>	<i>M_x</i>	<i>M_y</i>
		kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Kuat I	37038.582	371.025	0.000	4812.194	0.000
2	Ekstrim I Eq	29660.982	3389.925	5419.093	33983.065	54028.353
Nilai Terbesar		37038.582	3389.925	5419.093	33983.065	54028.353

g. Kebutuhan kelompok tiang

Perhitungan kebutuhan kelompok tiang yang dilakukan masih berupa perkiraan sementara karena beban yang bekerja hanya berupa gaya aksial saja dan belum mempertimbangkan akibat momen yang terjadi.

$$\begin{aligned}
 N_p &= P_u / Q_{all} \\
 &= 37038,582 / 5898,972 \\
 &= 6,279
 \end{aligned}$$

$$N_p \text{ pakai} = 15 \text{ buah}$$

h. Konfigurasi kelompok tiang

$$\text{Jumlah tiang baris X (m)} = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang baris Y (n)} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar tiang (S)} = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat jarak antar tiang} &= 2,5D \leq S \leq 3D \\
 &= (2,5 \times 1,2) \leq 3 \leq (3 \times 1,2) \\
 &= 3 \leq 3 \leq 3,6 \quad \text{OK!}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tiang ke tepi (ST)} = 2,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat jarak antar tiang} &= 1,5D \leq S \leq 2D \\
 &= (1,5 \times 1,2) \leq 2,2 \leq (2 \times 1,2) \\
 &= 1,8 \leq 2,2 \leq 2,4 \quad \text{OK!}
 \end{aligned}$$

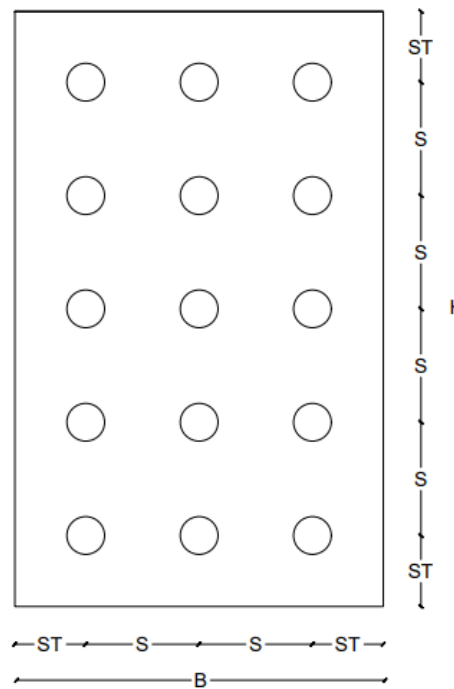
$$\begin{aligned}
 \text{Panjang Pile cap arah X (B)} &= ((m-1) \times S) + (2 \times St) \\
 &= ((3-1) \times 3) + (2 \times 2,2) \\
 &= 10,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang Pile cap arah Y (H)} = ((n-1) \times S) + (2 \times St)$$

$$= ((5-1) \times 3) + (2 \times 2,2)$$

$$= 16,4 \text{ m}$$

Berikut ini merupakan gambar konfigurasi pile pada *pile cap* yang digunakan.



Gambar 5.143 Konfigurasi Pile

i. Efisiensi kelompok tiang

$$\theta = \tan^{-1} (D/S)$$

$$= \tan^{-1} (1,2/3)$$

$$= 21,801^\circ$$

$$\text{Efisiensi kelompok tiang } (Eg) = 1 - \frac{\theta}{90} \times \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right]$$

$$= 1 - \frac{21,801}{90} \times \left[\frac{(5-1)3 + (3-1)5}{3 \times 5} \right]$$

$$= 0,645$$

$$\text{Daya dukung kelompok tiang } (Q_{tk}) = Eg \times (m \times n) \times Q_{all}$$

$$= 0,645 \times (3 \times 5) \times 5898,972$$

$$= 57047,583 \text{ kN}$$

$$Q_{tk} > P_u \quad = \text{AMAN!}$$

- j. Beban maksimum dan kapasitas maksimum tiang

Perhitungan beban maksimum tiang dilakukan untuk mengetahui kapasitas maksimum setiap tiang pada kelompok tiang akibat gaya aksial dan momen yang terjadi. Selain itu diperhitungkan juga kekuatan tiang akibat gaya lateral yang terjadi seperti akibat tekanan tanah pasif.

$$Q_{all} = 5898,972 \text{ kN}$$

$$P_u = 37038,582 \text{ kN}$$

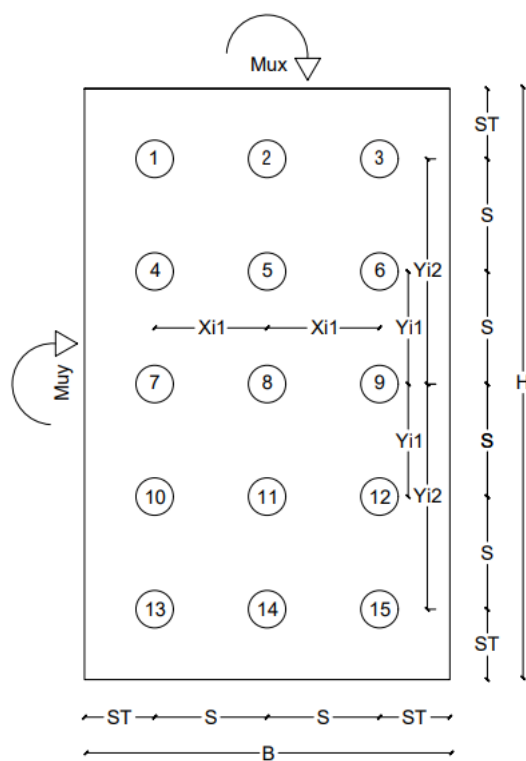
$$M_{ux} = 33983,065 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 54028,353 \text{ kNm}$$

Jarak dari as pile ke *pile cap* arah X (x_i) = 3 m

Jarak dari as pile ke *pile cap* arah Y (y_i) = 6 m

Perhitungan jarak as *pile* ke as *pile cap* lainnya dapat dilihat pada gambar 5.143 dan tabel 5.126 berikut ini.



Gambar 5.144 Momen Pada *Pile Cap*

Tabel 5.126 Jarak As Pile ke As Pile Cap

Pile	Xi	Yi	Xi ²	Yi ²
	(m)	(m)		
1	-3.0	6	9.00	36.00
2	0	6	0.00	36.00
3	3.0	6	9.00	36.00
4	-3.0	3.0	9.00	9.00
5	0	3.0	0.00	9.00
6	3.0	3.0	9.00	9.00
7	-3.0	0	9.00	0.00
8	0	0	0.00	0.00
9	3.0	0	9.00	0.00
10	-3.0	-3.0	9.00	9.00
11	0	-3.0	0.00	9.00
12	3.0	-3.0	9.00	9.00
13	-3.0	-6	9.00	36.00
14	0	-6	0.00	36.00
15	3.0	-6	9.00	36.00
Jumlah			90	270

$$\begin{aligned}
 P_{maks\ lc} &= \frac{P_u}{np} + \frac{M_{uy} \cdot x_i}{\sum y_i^2} + \frac{m_{ux} \cdot y_i}{\sum x_i^2} \\
 &= \frac{37038,582}{15} + \frac{54028,353 \cdot 3}{90^2} + \frac{33983,065 \cdot 6}{270^2} \\
 &= 5025,363 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$P_{maks\ lc} < Q_{all} = \text{AMAN!}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi beban maksimum tiang akibat gaya aksial dan momen yang ditunjukkan pada Tabel 5.127

Tabel 5.127 Rekapitulasi Beban Maksimum Tiang akibat Gaya Aksial dan Momen

Pile	Xi	Yi	Xi ²	Yi ²	Pmaks (kN)	Qall (kN)	Hasil Pmaks < Qall
	(m)	(m)					
1	-3.0	6	5.76	23.04	1423.473	5898.972	AMAN
2	0	6	0.00	23.04	3224.418	5898.972	AMAN
3	3.0	6	5.76	23.04	5025.363	5898.972	AMAN
4	-3.0	3.0	5.76	5.76	1045.883	5898.972	AMAN
5	0	3.0	0.00	5.76	2846.828	5898.972	AMAN
6	3.0	3.0	5.76	5.76	4647.773	5898.972	AMAN

**Lanjutan Tabel 5.127 Rekapitulasi Beban Maksimum Tiang
akibat Gaya Aksial dan Momen**

7	-3.0	0	5.76	0.00	668.294	5898.972	AMAN
8	0	0	0.00	0.00	2469.239	5898.972	AMAN
9	3.0	0	5.76	0.00	4270.184	5898.972	AMAN
10	-3.0	-3.0	5.76	5.76	290.704	5898.972	AMAN
11	0	-3.0	0.00	5.76	2091.649	5898.972	AMAN
12	3.0	-3.0	5.76	5.76	3892.594	5898.972	AMAN
13	-3.0	-6	5.76	23.04	86.886	5898.972	AMAN
14	0	-6	0.00	23.04	1714.060	5898.972	AMAN
15	3.0	-6	5.76	23.04	3515.005	5898.972	AMAN
Jumlah			90	270			

2) Kapasitas tiang akibat gaya lateral

Selain akibat gaya aksial, tiang *bore pile* juga harus diperhitungkan kekuatan gaya lateral seperti gaya akibat tekanan tanah pasif yang terjadi. Gaya lateral ini berpengaruh pada kekuatan geser dan momen maksimum yang bisa ditahan tiang. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui kapasitas tiang akibat gaya lateral.

$$\text{Overlap tiang pada pile cap } (L_a) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang } (D) = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang } (L) = 33 \text{ m}$$

$$\text{Panjang jepitan tiang } (L_d) = 1/3 \times L$$

$$= 1/3 \times 33$$

$$= 11 \text{ m}$$

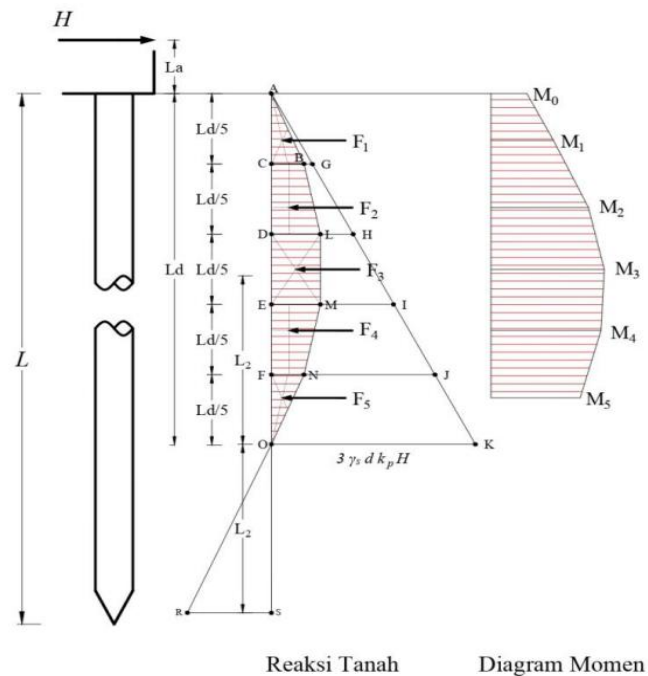
$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 14,76 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah pasif } (K_p) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left(45^\circ + \frac{33}{2} \right)$$

$$= 3,392$$

e) Menghitung tekanan dan momen akibat tanah pasif



Gambar 5.145 Diagram Gaya Lateral Bore Pile

f) Menghitung tekanan dan momen akibat tanah pasif pada *bore pile*

Perhitungan tekanan tanah pasif dapat dilihat pada Tabel 5.128 dan Tabel 5.129 berikut ini.

Tabel 5.128 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Bore Pile

Kedalaman			Lebar ($3 \times \gamma_s \times H \times K_p$)		Lebar P.		
Kode	Notasi	(m)	Kode	(kN/m ²)	Kode	Notasi	(kN/m ²)
AC	$1/5 L_d$	2.200	CG	396.536	CB	$4/5 CG$	1189.608
CD	$2/5 L_d$	4.400	DH	528.715	DL	$3/5 DH$	1586.144
DE	$3/5 L_d$	6.600	EI	793.072	EM	$2/5 EI$	2379.217
EF	$4/5 L_d$	8.800	FJ	1057.430	FN	$1/5 FJ$	3172.289
FO	L_d	11.000	OK	1321.787	O	O	3965.361

Tabel 5.129 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Bore Pile

Kode	P1	P2	Kedalaman		F	Legan ke titik N	Momen
			Notasi	(m)	(P1+P2) x (H/2)		M
	(kN/m ²)	(kN/m ²)			(kN)	(m)	(kNm)
<i>F1</i>	0	213.844	<i>Ld/5</i>	2.2	348.952	4.533	1581.915
<i>F2</i>	213.844	320.766	<i>Ld/5</i>	2.2	697.904	7.700	5373.857
<i>F3</i>	320.766	320.766	<i>Ld/5</i>	2.2	697.904	5.500	3838.470
<i>F4</i>	320.766	213.844	<i>Ld/5</i>	2.2	581.586	3.373	1961.884
<i>F5</i>	213.844	0	<i>Ld/5</i>	2.2	232.635	1.467	341.197
Jumlah					2558,980		13097,323

g) Kapasitas dukung lateral izin

Berikut ini merupakan perhitungan kapasitas dukung lateral izin.

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman } L2 &= \frac{\sum M}{\sum F} \\ &= \frac{13097,323}{2558,980} \\ &= 5,118 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya lateral } (H) &= \frac{2 \times L2 \times F}{L2 + Ld + La} \\ &= \frac{2 \times 5,118 \times 2558,980}{5,118 + 11 + 1} \\ &= 1530,224 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Safety factor } (SF) = 3$$

Kapasitas dukung izin lateral

$$\begin{aligned} H \text{ izin} &= H/SF \\ &= 1530,224/3 \\ &= 510,075 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas dukung izin lateral per tiang

$$\begin{aligned} H \text{ izin per tiang} &= H_{izin} / n \\ &= 510,075/15 \\ &= 34,005 \text{ kN} \end{aligned}$$

h) Momen akibat gaya lateral

Dengan adanya gaya lateral, maka dapat menyebabkan terjadinya momen pada *bore pile*. Berikut ini merupakan contoh perhitungan momen pada titik M1.

$$\begin{aligned} \text{Jarak dar } H \text{ ke } F1 (hi) &= La + \left(\frac{2}{3} \times AC\right) \\ &= 1 + \left(\frac{2}{3} \times 2,2\right) \\ &= 2,467 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat } H \text{ di } F1 (Mhi) &= H \times hi \\ &= 1530,224 \times 2,467 \\ &= 3774,552 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Besarnya momen di titik } F1 &= Mhi - \sum (Fi \times yi) \\ &= 3774,552 - 0 \\ &= 3774,552 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan momen pada titik lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.130 berikut ini.

Tabel 5.130 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif *Bore Pile*

Kode	hi	Mhi	yi						Momen
				F1yi	F2yi	F3yi	F4yi	F5yi	M
M0	1	1530.224							1530.22
M1	2.467	3774.552	0	0.000					3774.55
M2	3.933	6018.880	1.467	511.80					5507.08
M3	5.400	8263.208	1.467	1023.59	1023.59				6216.02
M4	6.867	10507.536	1.467	1535.39	2047.18	1023.59			5901.37
M5	8.333	12751.864	1.467	2047.18	3070.78	2047.18	852,99		4733.73
Momen Maksimum									6216,02

Dari hasil perhitungan didapatkan hasil sebagaimana berikut ini.

$$\text{Momen maksimum} = 6216,024 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen satu tiang} &= 6216,024/15 \\ &= 414,402 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen izin satu tiang} = \text{momen satu tiang} / SF$$

$$= 414,402/3$$

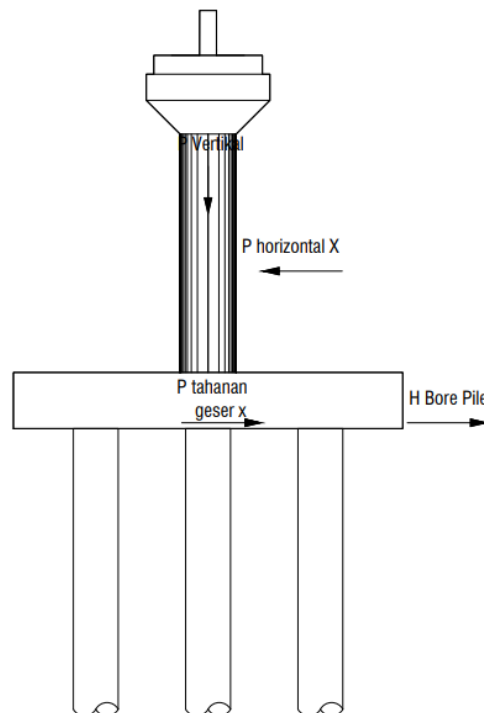
$$= 138,134 \text{ kNm}$$

3. Stabilitas pilar

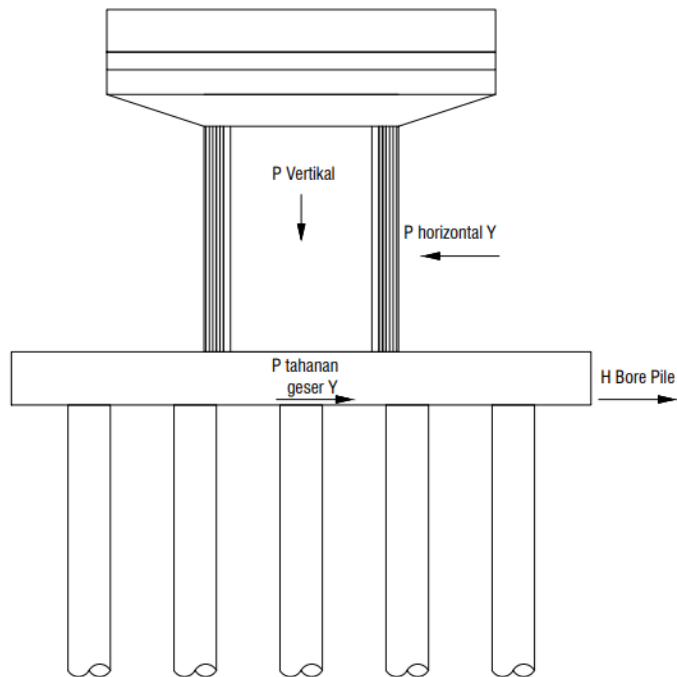
Agar pilar aman untuk digunakan sebagai penopang utama struktur atas jembatan, perlu dilakukan pengecekan stabilitas. Selama pengecekannya, fondasi dan pilar dianggap sebagai satu struktur karena berfungsi bersamaan. Pilar harus memiliki kemampuan untuk menahan pergeseran, penggulingan, dan daya dukung izin yang dibatasi oleh beberapa faktor keamanan. Berikut merupakan perhiungan stabilitas pilar.

a. Stabilitas terhadap geser

Pada pilar pergeseran bisa terjadi karena adanya gaya lateral. Akibatnya, pilar harus mampu mempertahankan posisinya agar tidak bergeser baik secara memanjang maupun melintang dari arah jembatan. Bentuk penyebaran gaya dalam stabilitas pilar terhadap geser ditunjukkan pada Gambar 5.145 dan Gambar 5.146 berikut ini



Gambar 5.146 Stabilitas Geser Pilar Arah Memanjang



Gambar 5.147 Stabilitas Geser Pilar Arah Melintang

Berikut ini merupakan contoh perhitungan stabilitas pilar terhadap geser pada arah memanjang jembatan yang menggunakan kombinasi beban Ekstrim 1 EQx.

1) Perhitungan pembebanan

Gaya vertikal (P)	= 29660,982 kN
Gaya horizontal arah X Ekstrim 1 (P_x)	= 3389,925 kNm
Gaya horizontal arah Y Ekstrim 1 (P_y)	= 5419,093 kNm
Kapasitas dukung lateral izin (H izin)	= 510,075 kN
Lebar <i>pile cap</i> arah X (B_x)	= 10,4 m
Lebar <i>pile cap</i> arah Y (B_y)	= 16,4 m
Sudut gesek dalam dibawah <i>pile cap</i> (ϕ)	= 33°
Sudut gesek antar tanah dan abutment (δb)	= 22°
Kohesi tanah dibawah <i>pile cap</i> (C_u)	= 10 kN/m ²
Adhesi (ca)	= $2/3 C_u$
	= $2/3 \times 10$
	= 6,67 kN/m ²
<i>Safety factor</i> (SF)	= 2

Tahanan terhadap pergeseran

$$\begin{aligned}\Sigma Rh &= Ca \times (Bx \times By) + P \tan \delta b + H \text{ izin} \\ &= 6,67 \times (10,4 \times 16,2) + 37038,582 \tan 22^\circ + 510,075 \\ &= 13530,956 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}2) \text{ Stabilitas geser arah memanjang} &= \frac{\Sigma Rh}{\Sigma Px} \\ &= \frac{13530,956}{3389,925} \\ &= 4,021 > 2 \text{ AMAN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}3) \text{ Stabilitas geser arah melintang} &= \frac{\Sigma Rh}{\Sigma Px} \\ &= \frac{13530,956}{5419,093} \\ &= 2,515 > 2 \text{ AMAN}\end{aligned}$$

4) Rekapitulasi stabilitas geser *abutment*

Berikut ini merupakan rekapitulasi stabilitas geser pilar dari berbagai kombinasi beban yang ada.

Tabel 5.131 Stabilitas Geser Pilar Arah Memanjang

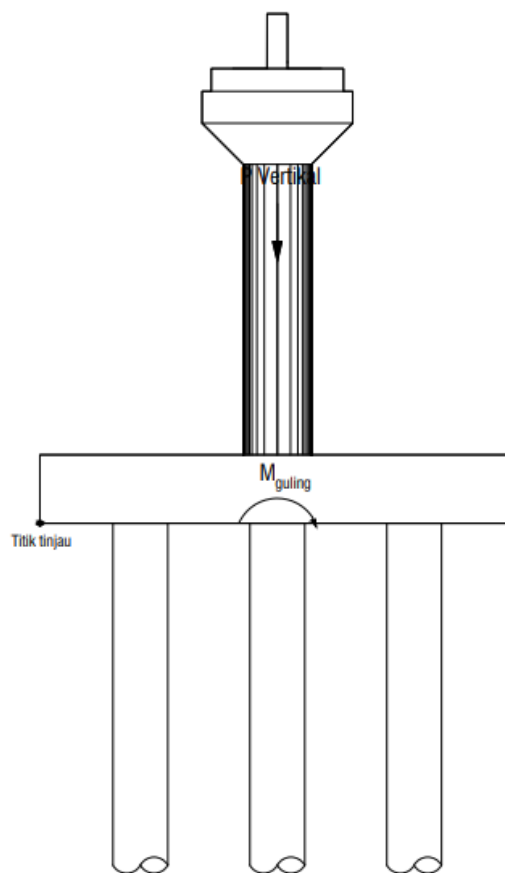
Kombinasi	<i>P</i>	<i>Px</i>	ΣRh	<i>SF</i> > 2	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrim 1 Eq	29660.98	3389.93	13630.96	4.021	Aman
Daya Layan 1	25750.42	246.79	12050.99	48.832	Aman
Daya Layan 2	27013.20	267.96	12561.18	46.877	Aman
Daya Layan 3	24554.00	164.90	11567.60	70.149	Aman
Daya Layan 4	20619.28	94.88	15037.46	158.497	Aman

Tabel 5.132 Stabilitas Geser Pilar Arah Melintang

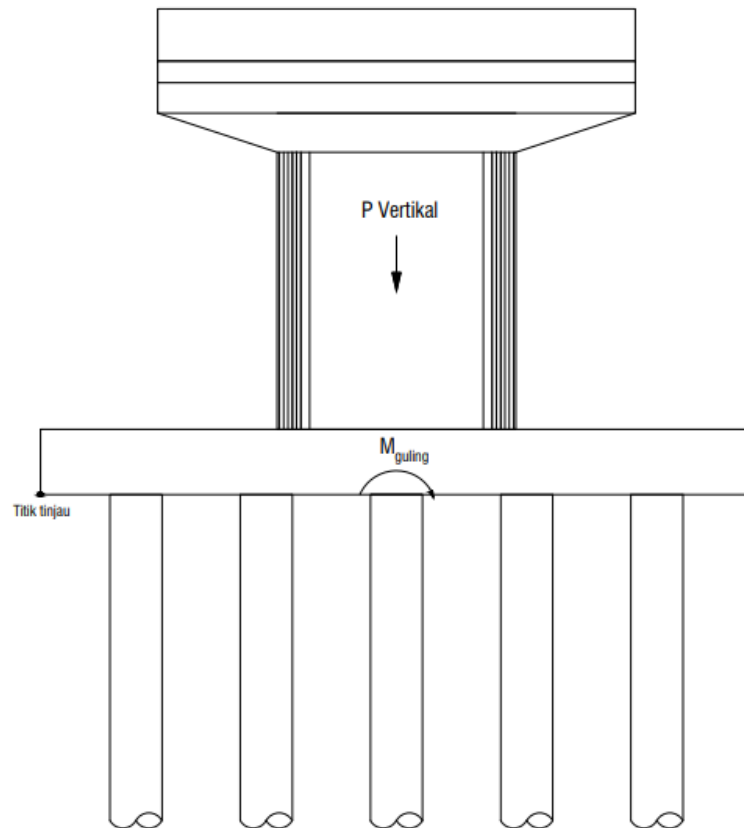
Kombinasi	<i>P</i>	<i>Px</i>	ΣRh	<i>SF</i> > 2	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrim 1 Eq	29660.98	5419.09	13630.96	2.52	Aman
Daya Layan 1	25750.42	157.40	12050.99	76.56	Aman
Daya Layan 2	27013.20	0.00	12561.18	-	Aman
Daya Layan 3	24554.00	0.00	11567.60	-	Aman
Daya Layan 4	20619.28	367.26	15037.46	40.94	Aman

b. Stabilitas terhadap guling

Selain dapat menyebabkan pergeseran, gaya lateral pada pilar juga dapat menyebabkan guling. Titik guling terletak di bagian terluar dari pilar, dilihat dari arah gaya lateral yang dominan. Sebaran gaya dan momen terhadap stabilitas guling pilar digambarkan pada Gambar 5.115 dan Gambar 5.148.



Gambar 5.148 Stabilitas Guling Pilar Arah Memanjang



Gambar 5.149 Stabilitas Guling Pilar Arah Melintang

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam menentukan stabilitas guling pilar.

1) Momen guling

Gaya vertikal (P)	= 29660,982 kN
Momen guling arah X Ekstrim 1 ($MgIX$)	= 33983,065 kNm
Momen guling arah Y Ekstrim 1 ($MgIY$)	= 54028,353 kNm
Momen maksimum <i>bore pile</i> ($Mmaks$)	= 6216,024 kNm
Lebar <i>pile cap</i> arah X (Bx)	= 10,4 m
Lebar <i>pile cap</i> arah Y (By)	= 16,4 m
Safety factor (SF)	= 2

Momen penahan guling total arah X

$$\begin{aligned}
 M_{wx} &= (P \times (Bx / 2)) + M_{maks} \\
 &= (29660,982 \times (10,4 / 2)) + 6216,024 \\
 &= 160453,128 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen penahan guling total arah X

$$\begin{aligned}
 M_{wy} &= (P \times (B_y / 2)) + M_{maks} \\
 &= (29660,982 \times (16,4 / 2)) + 6216,024 \\
 &= 249436,073 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2) \text{ Stabilitas guling arah X} &= \frac{\Sigma M_{wX}}{\Sigma M_{gIX}} \\
 &= \frac{160453,128}{33983,065} \\
 &= 4,722 > 2 \text{ AMAN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 3) \text{ Stabilitas guling arah Y} &= \frac{\Sigma M_{wY}}{\Sigma M_{gIY}} \\
 &= \frac{249436,073}{54028,353} \\
 &= 4,627 > 2 \text{ AMAN}
 \end{aligned}$$

4) Rekapitulasi stabilitas geser pilar

Berikut ini merupakan rekapitulasi stabilitas geser pilar dari berbagai kombinasi beban yang ada.

Tabel 5.133 Stabilitas Guling Pilar Arah Memanjang

Kombinasi	<i>P</i>	<i>M_{wX}</i>	ΣM_{gIX}	<i>SF</i> > 2	Keterangan
	kN	kNm	kNm		
Ekstrim 1 Eq	29660.98	160453.13	33983.06	4.72	Aman
Daya Layan 1	25750.42	146684.65	2931.03	47.81	Aman
Daya Layan 2	27013.20	133896.81	3475.47	42.21	Aman
Daya Layan 3	24554.00	113436.27	2138.75	62.61	Aman
Daya Layan 4	20619.28	113436.27	601.04	188.73	Aman

Tabel 5.134 Stabilitas Guling Pilar Arah Melintang

Kombinasi	<i>P</i>	<i>M_{wY}</i>	ΣM_{gIX}	<i>SF</i> > 2	Keterangan
	kN	kNm	kNm		
Ekstrim 1 Eq	29660.98	160453.13	54028.35	4.62	Aman
Daya Layan 1	25750.42	146684.65	2166.21	100.35	Aman
Daya Layan 2	27013.20	133896.81	0.00	-	Aman
Daya Layan 3	24554.00	113436.27	0.00	-	Aman
Daya Layan 4	20619.28	113436.27	5054.49	34.68	Aman

c. Stabilitas kapasitas dukung izin

1) Kapasitas dukung izin satu tiang

Berikut ini merupakan stabilitas kapasitas dukung izin satu tiang pada pilar yang ditunjukkan pada Tabel 5.135.

Tabel 5.135 Stabilitas Kapasitas Dukung Izin Satu Tiang

Kombinasi	P	M_x	M_y	P max	Qizin	Keterangan
	kN	KNm	KNm	kN	kN	Pmaks<Qizin
Ekstrim 1 Eqx	29660.982	33983.065	54028.353	2928.9	5899	Aman
Daya Layan 1	25750.421	2931.028	2166.210	1845.5	5899	Aman
Daya Layan 2	27013.198	3475.474	0.000	1873.3	5899	Aman
Daya Layan 3	24553.998	2138.753	0.000	1681.5	5899	Aman
Daya Layan 4	20619.278	601.037	5054.490	1545.1	5899	Aman

2) Kapasitas dukung izin kelompok tiang

Berikut ini merupakan stabilitas kapasitas dukung izin kelompok tiang pada pilar yang ditunjukkan pada Tabel 5.136.

Tabel 5.136 Stabilitas Kapasitas Dukung Izin Kelompok Tiang

Kombinasi	P	M_x	M_y	Qizin	Keterangan
	kN	KNm	KNm	kN	Pu<Qizin
Ekstrim 1 Eqx	29660.982	33983.065	54028.353	57047.6	Aman
Ekstrim1 Eqy	25750.421	2931.028	2166.210	57047.6	Aman
Daya Layan 1	27013.198	3475.474	0.000	57047.6	Aman
Daya Layan 2	24553.998	2138.753	0.000	57047.6	Aman
Daya Layan 3	20619.278	601.037	5054.490	57047.6	Aman
Daya Layan 4	29660.982	33983.065	54028.353	57047.6	Aman

4. Perhitungan tulangan *Bore Pile*

Jenis tiang	= Bore Pile
Gaya geser ultimit (V_u)	= 34,005 kN
Momen ultimit (M_u)	= 138,134 kNm
Gaya tekan maksimum (P_u)	= 5898,972 kN

a. Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok (dp)	= 32 mm
Diameter tulangan Sengkang (ds)	= 19 mm
Diameter bore pile (D)	= 1200 mm
Lebar tinjauan (l)	= 1000 mm
Kuat tekan beton ($f'c$)	= 30 MPa
Kuat leleh baja tulangan (fy)	= 420 MPa
Selimit beton (sb)	= 75 mm
Faktor reduksi kuat lentur beton (ϕ)	= 0,8

1) Menghitung nilai momen nominal (Mn)

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{138,134}{0,8} \\
 &= 172,667 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= D - sb - (0,5 \times dp) \\
 &= 1200 - 75 - (0,5 \times 32) \\
 &= 1090 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai Rn

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{138,134}{1000 \times 1090^2} \\
 &= 0,145 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,471
 \end{aligned}$$

5) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

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

$$= \frac{1,4}{420}$$

$$= 0,00333$$

Rasio tulangan perlu

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{F_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,161}{420}} \right)$$

$$= 0,00039$$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu}$, maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{pakai} = 0,0033$$

6) Menghitung luas tulangan pokok (A_s)

$$A_{s \text{ pokok}} = \rho \times l \times d$$

$$= 0,0033 \times 1200 \times 1090$$

$$= 3769,9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pokok pakai}} = 3769,9 \text{ mm}^2$$

7) Luas 1 tulangan pokok (A_{1d})

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2$$

$$= 804,247 \text{ mm}^2$$

8) Luas penampang bore pile (A_g)

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 1200^2$$

$$= 1130973,355 \text{ mm}^2$$

Menurut RSNI T-03 (2005), perbandingan luas tulangan pokok terhadap luas penampang batas minimal 1% dan batas maksimum 8%.

$$\text{Luas 1 tulangan pokok } (A_{1d}) = 804,247 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan rencana } (n) = 22 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah luas tulangan pokok } (A_s) = A_{1d} \times n$$

$$= 804,247 \times 22$$

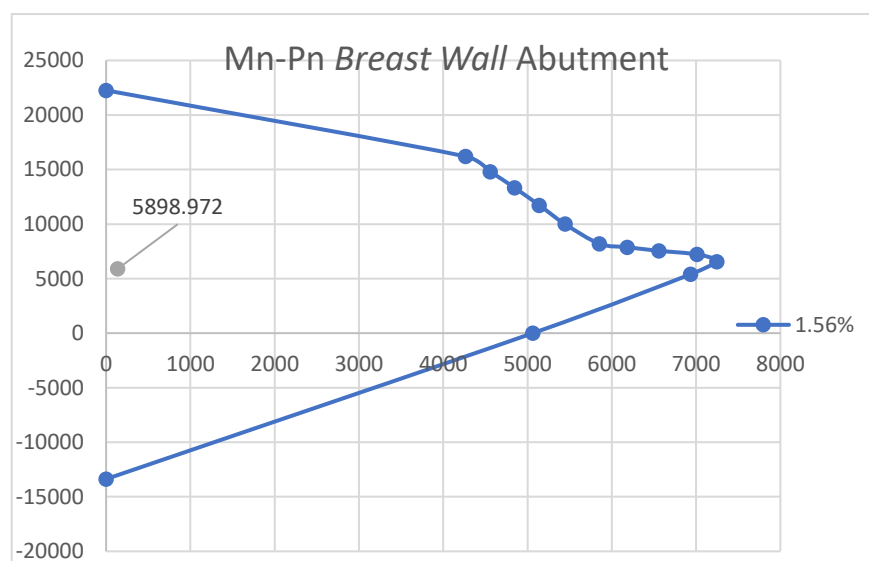
$$= 17693,450 \text{ mm}^2$$

$$\text{Rasio tulangan} = (A_s/A_g) \times 100\%$$

$$= (17693,450 / 1130973,355) \times 100\%$$

$$= 1,564\%$$

Dari hasil perhitungan didapatkan rasio tulangan sebesar 1,564% dimana nilai tersebut memenuhi ketentuan yang ada. Kemudian dilakukan pemeriksaan dengan diagram interaksi Mn-Pn sebagaimana berikut ini.



Gambar 5.150 Diagram Interaksi $Mn - Pn$ Tulangan Bore Pile

Dari hasil pemeriksaan melalui diagram interaksi $Mn-Pn$, didapatkan bahwa kapasitas bore pile memenuhi dalam menahan beban yang ada. sehingga bore pile dirancang dengan tulangan pokok **22D32**.

b. Tulangan geser

Mutu beton = 30 MPa

Tegangan izin bahan = $0,3 \times f'c$
 $= 0,3 \times 30$
 $= 9 \text{ MPa}$

Kedalaman tiang (H) = 33 m

Diameter bore pile (D) = 1200 mm

Luas penampang bore pile (Ag) = 1130973,355 mm²

Lebar ekivalen penampang (bw) = 1063,472 mm

Diameter tulangan pokok (d_p) = 32 mm

Diameter tulangan Sengkang (d_s) = 19 mm

Tebal efektif (d') = 1090 mm

Faktor beban ultimit (K) = 1,5

Faktor reduksi geser (ϕ) = 0,7

Gaya geser ultimit akibat momen

$$\begin{aligned} V_{u1} &= M_u / H \\ &= 138,134 / 33 \\ &= 4,186 \text{ kN} \\ &= 4185,875 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit akibat gaya lateral

$$\begin{aligned} V_{u2} &= K \times H_{izin} \\ &= 1,5 \times 34,005 \\ &= 51,005 \text{ kN} \\ &= 51007,456 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit pakai

$$V_u = 51007,456 \text{ N}$$

Kekuatan geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \left(\frac{\sqrt{F'_c}}{6}\right) \cdot b_w \cdot d' \\ &= \left(1 + \frac{5898,972}{14 \cdot 1130973,355}\right) \cdot \left(\frac{\sqrt{9}}{6}\right) \cdot 1063,47 \times 1090 \\ &= 579808,342 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,7 \times 579808,342 \\ &= 405865,839 \text{ N} \end{aligned}$$

dari hasil perhitungan didapatkan $\phi V_c > V_u$, maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum yaitu **D19-300**.

5. Perhitungan tulangan *Pile cap* pilar

Pile cap merupakan sebuah bagian yang berfungsi sebagai penyalur beban dari bagian atas pilar menuju *pile*. Selain itu, *pile cap* berfungsi untuk menyatukan *bore pile* dalam suatu kelompok tiang. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan tulangan *pile cap* pilar.

a. Pembebanan

Perencanaan tulangan *pile cap* menggunakan kondisi LRFD atau ultimit. Sebagai contoh, perhitungan diambil dari kombinasi Kuat I karena memiliki nilai gaya aksial terbesar. Berikut merupakan rekapitulasi beban dari perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya.

Tabel 5.137 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Atas *Pile Cap* Pilar

Kombinasi Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	P_x	P_y	M_x	M_y
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	37038.582	371.025	0.000	4812.194	0.000
Kuat II	35071.222	288.575	0.000	3742.818	0.000
Kuat III	28185.462	189.751	734.520	1202.073	10108.981
Kuat IV	28185.462	0.000	0.000	0.000	0.000
Kuat V	28398.204	54.215	209.863	343.449	2888.280
Ekstrim I EQ	29660.982	3389.925	5419.093	33983.065	54028.353

b. Momen ultimit rencana

$$\text{Gaya tekan ultimit } (P_u) = 37038,582 \text{ kN}$$

$$\text{Tinggi } \textit{pile cap} (H) = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ arah X } (B_x) = 10,4 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ arah Y } (B_y) = 16,4 \text{ m}$$

$$\text{Lebar kolom arah X } (B_{bx}) = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar kolom arah Y } (B_{by}) = 5,5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah baris tiang arah X } (n_x) = 3$$

$$\text{Jumlah baris tiang arah Y } (n_y) = 5$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar penampang kritis } (B') &= (B_x - B_{bx}) / 2 \\ &= (10,4 - 1,5) / 2 \\ &= 4,45 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat *pile cap* terhadap penampang kritis

$$\begin{aligned} q &= \gamma b \times B_x \times H \\ &= 24 \times 10,4 \times 1,5 \end{aligned}$$

$$= 374,4 \text{ kNm}$$

Jarak antar tiang

$$S = 3 \text{ m}$$

Momen ultimit rencana (M_u)

$$\begin{aligned} M_u &= 2 \times \left(\frac{P_u}{n_s} \times S \right) - \left(\frac{1}{2} \times q \times B'^2 \right) \\ &= 2 \times \left(\frac{37038,582}{3 \times 5} \times 3 \right) - \left(\frac{1}{2} \times 374,4 \times 4,45^2 \right) \\ &= 13982,393 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen ultimit rencana per 1 meter

$$\begin{aligned} M_u &= 13982,393 \times 16,4 \\ &= 852,585 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Tulangan lentur *pile cap*

$$\text{Diameter tulangan pokok } (d_p) = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja tulangan } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal } Pile \text{ Cap } (t) = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (s_b) = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan } (l) = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kuat lentur beton } (\phi) = 0,8$$

$$\text{Momen } ultimate \text{ } (M_u) = 852,585 \text{ kNm}$$

1) Menghitung nilai momen nominal (M_n)

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{852,585}{0,8} \\ &= 1065,731 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= t - s_b - (0,5 \times d_p) \\ &= 1500 - 75 - (0,5 \times 25) \\ &= 1412,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai R_n

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

$$= \frac{852,585}{1000 \times 1412,5^2}$$

$$= 0,534 \text{ MPa}$$

4) Menghitung nilai m

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c}$$

$$= \frac{420}{0,85 \times 30}$$

$$= 16,471$$

5) Menghitung rasio tulangan (ρ)

Rasio tulangan minimum 1

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

$$= \frac{1,4}{420}$$

$$= 0,00333$$

Rasio tulangan minimum 2

$$\rho \text{ min } 2 = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot fy}$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 420}$$

$$= 0,00326$$

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho \text{ min pakai} = 0,00333$$

Rasio tulangan perlu

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{Fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,534}{420}} \right)$$

$$= 0,00129$$

Karena $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu}$, maka rasio tulangan yang digunakan adalah sebagaimana berikut ini.

$$\rho \text{ pakai} = 0,0033$$

6) Menghitung luas tulangan pokok (A_s)

$$A_s \text{ pokok} = \rho \times l \times d$$

$$= 0,0033 \times 1000 \times 1412,5$$

$$= 4708,333 \text{ mm}^2$$

$$As_{pokok2} = \frac{l \cdot d}{F_y}$$

$$= \frac{1000 \cdot 1412,5}{420}$$

$$= 3363,095 \text{ mm}^2$$

$$As_{pokok \text{ pakai}} = 4708,333 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok (S)

$$S_{pokok} = \frac{A_{1d} \cdot l}{As}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \cdot 1000}{4708,333}$$

$$= 104,256 \text{ mm}$$

$$S_{pokok \text{ pakai}} = 100 \text{ mm}$$

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$As' = \frac{A_{1d} \cdot l}{As}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \cdot 1000}{100}$$

$$= 4908,739 \text{ mm}^2$$

$$\text{Aman, } As' > As$$

Sehingga tulangan pokok pada *pile cap* menggunakan tulangan **D25-100**.

d. Tulangan geser *pile cap*

1) Kuat geser satu arah

$$\text{Gaya tekan ultimit } (Pu) = 37038,582 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar } pile \text{ cap arah X } (Bx) = 10,4 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } pile \text{ cap arah Y } (By) = 16,4 \text{ m}$$

$$\text{Lebar kolom arah X } (Bbx) = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } breast \text{ wall arah Y } (Bby) = 5,5 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang } pile \text{ cap } (Ag) = Bx \times By$$

$$= 10,4 \times 16,4$$

$$= 170,56 \text{ m}^2$$

$$\text{Tebal efektif } pile \text{ cap } (d) = H - sb$$

$$= 1500 - 75$$

$$= 1425 \text{ mm}$$

Daerah pembebanan geser satu arah

$$\begin{aligned} G' &= Bx - (Bx/2 + Bbx/2 + d) \\ &= 10,4 - (10,4/2 + 1,5/2 + 1,425) \\ &= 3,038 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= (Pu / Ag) \times Bx \times G' \\ &= (37038,582 / 170,56) \times 10,4 \times 3,038 \\ &= 6860,042 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser rencana per 1 m

$$\begin{aligned} Vux &= 6860,042 / 16,4 \\ &= 418,295 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi Vc &= 0,75 \times (1/6) \times \sqrt{f'c} \times b \times d > Vux \\ &= 0,75 \times (1/6) \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1425 > 418,295 \\ &= 975,631 \text{ kN} > 418,295 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $\phi Vc > Vux$, maka tulangan geser satu arah menggunakan tulangan geser minimum yaitu **D13-300**.

2) Kuat geser dua arah

$$\text{Lebar kolom arah X (Bbx)} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar kolom arah Y (Bby)} = 5,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} B' &= Bbx + d \\ &= 1,5 + 1,425 \\ &= 2,925 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling kritis (B0)} &= (2 \times B') + (2 \times b) \\ &= (2 \times 2,925) + (2 \times 1000) \\ &= 7,850 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Perbandingan sisi kolom } (\beta c) &= Bby / Bbx \\ &= 5,5 / 1,5 \\ &= 3,667 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Nilai } \lambda \text{ untuk beton normal} = 1$$

$$\text{Nilai } \lambda_s = 40 \text{ (kolom terletak di tengah)}$$

Gaya geser rencana

$$\begin{aligned} V_u &= (P / Ag) \times (Ag - (B' \times By)) \\ &= (37038,582 / 170,56) \times (170,56 - (2,925 \times 16,4)) \\ &= 36990,612 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser rencana per 1 meter

$$\begin{aligned} V_{ux} &= 36990,612 / 16,4 \\ &= 2255,525 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser dua arah yang mampu ditahan beton diambil nilai terkecil dari tiga persamaan berikut ini.

$$\begin{aligned} \text{d) } V_{c1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_o \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{3,667}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7,850 \times 1,425 \\ &= 16097,199 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{e) } V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\lambda \times d}{B_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{1 \times 1,425}{7,850} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7,850 \times 1,425 \\ &= 47096,431 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{f) } V_{c3} &= 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_o \times d \\ &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 7,850 \times 1,425 \\ &= 20041,613 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Dari ketiga persamaan tersebut didapatkan nilai V_c terkecil sebesar 13256,517 kN sehingga gaya geser nominal yang mampu ditahan beton sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} V_{ux} &= 16097,199 \text{ kN} \\ \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 16097,199 \\ &= 12072,889 \text{ kN} > 2255,525 \text{ kN} \end{aligned}$$

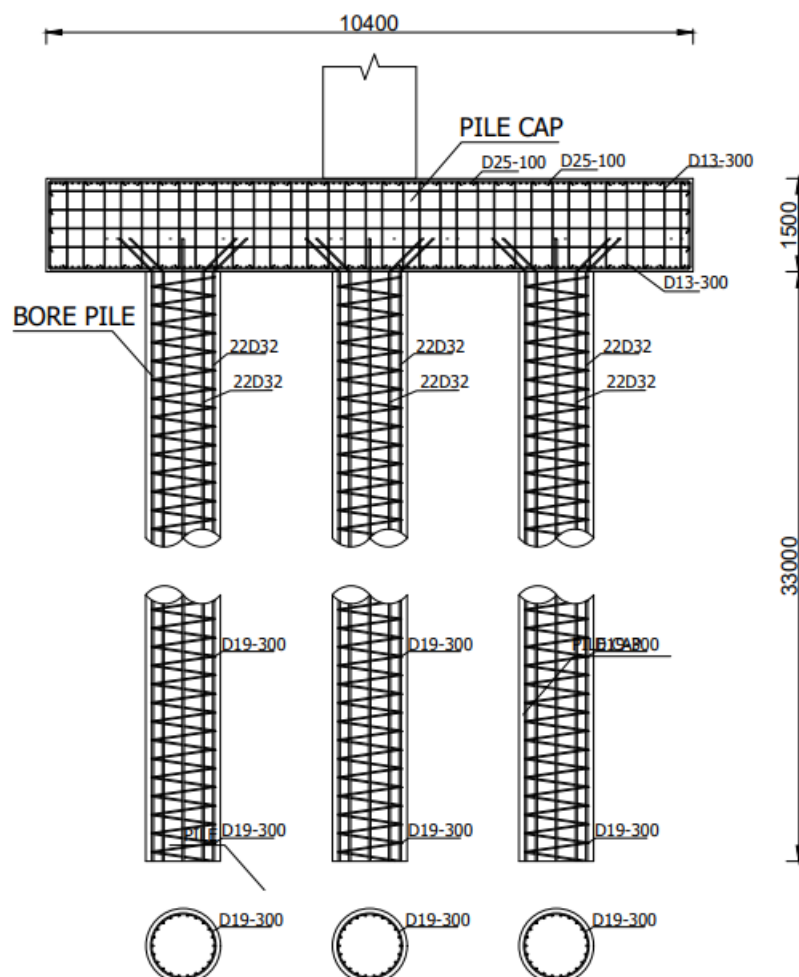
Karena $\phi V_c > V_{ux}$, maka tulangan geser satu arah menggunakan tulangan geser minimum yaitu **D13-300**.

6. Rekapitulasi tulangan pile dan *pile cap*

Rekapitulasi desain tulangan pile dan *pile cap* dapat dilihat pada Tabel 5.138 sebagaimana berikut ini.

Tabel 5.138 Rekapitulasi Tulangan pada Pilar

Bagian	Tulangan pokok	Tulangan geser	Tulangan pengekang	Tulangan bagi
<i>Bore Pile</i>	22D32	D19-300	-	-
<i>Pile Cap</i>	D25-100	D13-300	-	-



Gambar 5.151 Tulangan Pondasi *Bore Pile* dan *Pile Cap*

5.3 Pembahasan

Perencanaan struktur atas jembatan didasarkan pada beban kerja yang dipikul di atasnya. Setiap bagian struktur atas dihitung menggunakan metode LRFD yang telah dibahas sebelumnya untuk memastikan bahwa kekuatan komponen dapat menahan beban yang dipikul.

Adapun pada fondasi perhitungan dilakukan dalam kondisi ekstrim. Hal ini disebabkan bahwa fondasi harus direncanakan dalam kondisi elastik atau tidak mengalami kegagalan sama sekali.

5.3.1 Gelagar Jembatan

Dimensi profil dan gelagar jembatan dirancang berdasarkan nilai kapasitas lentur dan kapasitas geser terbesar dari hasil analisis beban. Dengan demikian, profil yang digunakan memiliki dimensi yang seragam, sehingga dapat memudahkan proses pekerjaan.

5.3.2 Rangka Utama dan Ikatan Angin

Rangka utama dan ikatan angin direncanakan berdasarkan kapasitas tarik dan kapasitas tekan. Dalam perencanaan profil dan dimensi rangka utama diambil nilai kapasitas tarik dan tekan terbesar dari hasil analisis beban. Profil baja yang digunakan adalah profil IWF dengan tinggi dan lebar yang sama. Dipilihnya profil IWF dengan tinggi dan lebar yang sama diharapkan dapat menghasilkan luasan tarik atau tekan yang lebih besar sehingga dapat menahan beban yang bekerja.

5.3.3 Sambungan

Sistem sambungan yang digunakan adalah sambungan baut. Sambungan ini digunakan karena batang-batang yang terdapat pada sistem rangka baja hanya menghasilkan kapasitas tarik atau tekan, sehingga cukup digunakan sambungan sederhana. Adapun tipe baut yang digunakan adalah A490 dengan diameter lubang standar.

5.3.4 *Abutment*

Pada perencanaan Jembatan Ciloseh, dimensi yang digunakan pada *abutment* kiri dan kanan berbeda. Hal ini karena topografi di kedua lokasi *abutment* berbeda. Adapun perhitungan dilakukan pada *abutment* yang memiliki dimensi paling besar yakni *abutment* kiri. Tipe *abutment* yang digunakan adalah tipe T

terbalik. Tipe ini dipilih dikarenakan sesuai dengan kedalaman *abutment* yang direncanakan yakni 3 - 12 m

5.3.5 Pilar

Tipe pilar yang digunakan dalam perencanaan Jembatan Ciloseh adalah tipe dinding kolom tunggal. Tipe ini dipilih karena sesuai dengan tinggi pilar yang direncanakan yaitu 5-15 m

5.3.6 Fondasi

Tipe fondasi yang digunakan dalam perencanaan Jembatan Ciloseh adalah tipe *bored pile*. Selain mempertimbangkan lokasi jembatan yang berada di dekat pemukiman warga, pemilihan tipe fondasi *bored pile* juga dikarenakan tanah keras yang cukup dalam. Data pengujian tanah yang diperoleh pada perencanaan Jembatan Ciloseh sebanyak empat titik yakni; BH-01 pada area *abutment* 1, BH-02 pada area pilar 1, BH-03 pada area pilar 2, dan BH-04 pada area *abutment* 2.

Data tanah yang digunakan pada *abutment* adalah data dengan kondisi tanah paling kritis yakni pada titik BH-01 sehingga perencanaan struktur bawah Jembatan Ciloseh mengacu pada data tanah di titik BH-01. Adapun dari hasil pengujian didapatkan bahwa nilai N-SPT terbesar yang diperoleh yakni 50 pada kedalaman 32 meter.

Adapun data tanah yang digunakan pada pilar adalah data dengan kondisi fondasi pilar yang lebih dalam yakni pada titik BH-02 sehingga perencanaan struktur bawah Jembatan Ciloseh mengacu pada data tanah di titik BH-03. Adapun dari hasil pengujian didapatkan bahwa nilai N-SPT terbesar yang diperoleh yakni 50 pada kedalaman 33 meter.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Adapun kesimpulan dari hasil analisis dan perencanaan yang telah dilakukan yaitu sebagaimana berikut.

1. Struktur atas jembatan
 - a. Pelat lantai yang digunakan pada struktur atas jembatan memiliki ukuran 250 mm dengan menggunakan tulangan pokok pada momen positif dan momen negatif yaitu D16-100. Kemudian pada tulangan bagi menggunakan D13-150.
 - b. Gelagar memanjang menggunakan profil baja IWF 400x200x8x13 yang dipasang komposit dengan pelat lantai menggunakan *shear stud /shear connector* dengan ukuran diameter 19 mm sebanyak 32 buah sepanjang satu buah gelagar memanjang.
 - c. Gelagar melintang menggunakan IWF 800x300x14x26.
 - d. Rangka utama pada batang atas jembatan menggunakan profil baja IWF 550x550x25x37,5.
 - e. Rangka utama pada batang bawah jembatan menggunakan profil baja IWF 550x550x25x37,5.
 - f. Rangka utama pada batang diagonal jembatan menggunakan profil baja IWF 550x550x25x31,5.
 - g. Ikatan angin tengah jembatan menggunakan profil baja IWF 300x175x9x16.
 - h. Ikatan angin ujung jembatan menggunakan profil baja IWF 350x300x12x19.
 - i. Masing-masing komponen struktur atas dihubungkan menggunakan sambungan baut dengan mutu A490 yang disambungkan dengan pelat buhul. Diameter baut, jumlah baut, tebal pelat buhul, dan konfigurasi yang digunakan tiap komponennya adalah sebagai berikut:

- 1) Batang atas : diameter baut M33, jumlah baut 56 buah, dan tebal pelat buhul luar 30 mm, konfigurasi baut seling.
- 2) Batang bawah : diameter baut M33, jumlah baut 56 buah, tebal pelat buhul luar 30 mm dan tebal pelat buhul dalam 20 mm, konfigurasi baut seling.
- 3) Batang diagonal : diameter baut M33, jumlah baut 48 buah, tebal pelat buhul luar 30 mm dan tebal pelat buhul dalam 20 mm, konfigurasi baut seling.
- 4) Ikatan angin : diameter baut M24, jumlah baut 16 buah, dan tebal pelat buhul 10 mm, konfigurasi baut sejajar.

2. Struktur bawah jembatan

- a. Abutment yang digunakan merupakan tipe T terbalik dengan ukuran *breast wall* 1,5 m x 11 m, dan tinggi 3,1 m.
- b. *Pile cap* menggunakan dimensi 7,8 m x 12,6 m, dan tinggi 1,5 m.
- c. Fondasi yang digunakan merupakan fondasi *bore pile* dengan diameter 0,8 m sebanyak 15 buah dengan panjang 32 m.
- d. Pilar yang digunakan merupakan tipe kolom tunggal dengan ukuran kolom 1,5 m x 5,5 m dan tinggi 6,37 m.
- e. *Pile cap* menggunakan dimensi 10,4 m x 16,4 m, dan tinggi 1,5 m.
- f. Fondasi yang digunakan merupakan fondasi *bore pile* dengan diameter 1,2 m sebanyak 15 buah dengan panjang 33 m.

6.2 Saran

Adapun saran yang disampaikan oleh penulis untuk penelitian selanjutnya guna melengkapi kekurangan yang ada dalam penelitian dan sebagai acuan penelitian selanjutnya yaitu sebagaimana berikut.

1. Perlu dilakukan analisis lebih lanjut terhadap konfigurasi dan jenis jembatan rangka yang berbeda saat merencanakan jembatan rangka panjang, guna menentukan tingkat efektivitas dari desain, kekuatan maupun biaya.
2. Pada proses analisis struktur jembatan perlu dilakukan perbandingan dengan aplikasi lain sehingga akan memungkinkan hasil analisis struktur lebih detail.
3. Perlu dilakukan analisis terhadap perhitungan gempa di sekitar lokasi sesar untuk mendapatkan hasil analisis yang lebih optimal.
4. Perlu dilakukan perhitungan menyeluruh untuk mengetahui perbandingan biaya yang digunakan.

DAFTAR PUSTAKA

- Hardiyatmo, H.C., 2019, *Meknika Tanah 2*, Keenam, UGM Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C., 2020, *Analisis dan Perancangan Fondasi 1*, UGM PRESS, Yogyakarta.
- Lilu, D.F., Indra, S. & Santosa, A., 2020, 'Alternatif Perencanaan Struktur Atas Jembatan Tipe Camel Back Truss Dengan Menggunakan Metode LRFD', *e-journal GELAGAR*, Vol.2(No.1), 46–55.
- Maharani, I.G.A.E., Sutriyono, B. & Rizkiardi, A., 2021, 'Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Sungai Ihi Kabupaten Barito Selatan', 1–15.
- Nurfauzi, F.P., 2022, *Perancangan Jembatan Rangka Baja Tipe Warren Bentang 80 M*, Yogyakarta.
- Rahmawan, R.H., 2020, 'Studi Perencanaan Jembatan Menggunakan Struktur Rangka Baja di Desa Ipi Kabupaten Morowali Sulawesi Tengah'.
- Rancangan Standar Nasional Indonesia, 2004, *Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan (RSNI T-12-2004)*, Badan Standarisasi Nasional.
- Rancangan Standar Nasional Indonesia, 2005, *Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan (RSNI T-03-2005)*, Badan Standarisasi Nasional.
- Setiawan, A., 2008, *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD*, Erlangga, Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia, 2016a, *Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725:2016)*, Badan Standardisasi Nasional.
- Standar Nasional Indonesia, 2016b, *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833:2016)*, Badan Standarisasi Nasional.
- Supriyadi, B. & Muntohar, A.S., 2007, *Jembatan*, UGM PRESS, Yogyakarta.
- Syaidinai, A., Itteridi, V. & Edowinsyah, 2021, 'Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja dengan Bentang 62 Meter Tebat Gheban Kota Pagar Alam', *Jurnal Ilmiah Berings*, Vol.08(No.02), 52–60.

Yoga, M., 2022, *Perencanaan Jembatan Kedungjati Menggunakan Struktur Atas Rangka Baja Tipe Warren* – PhD thesis, (Tugas Akhir). Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta .

Zulfiar, M.H., 2021, *Metode Konstruksi Jalan dan Jembatan*, UMY PRESS, Yogyakarta.

LAMPIRAN

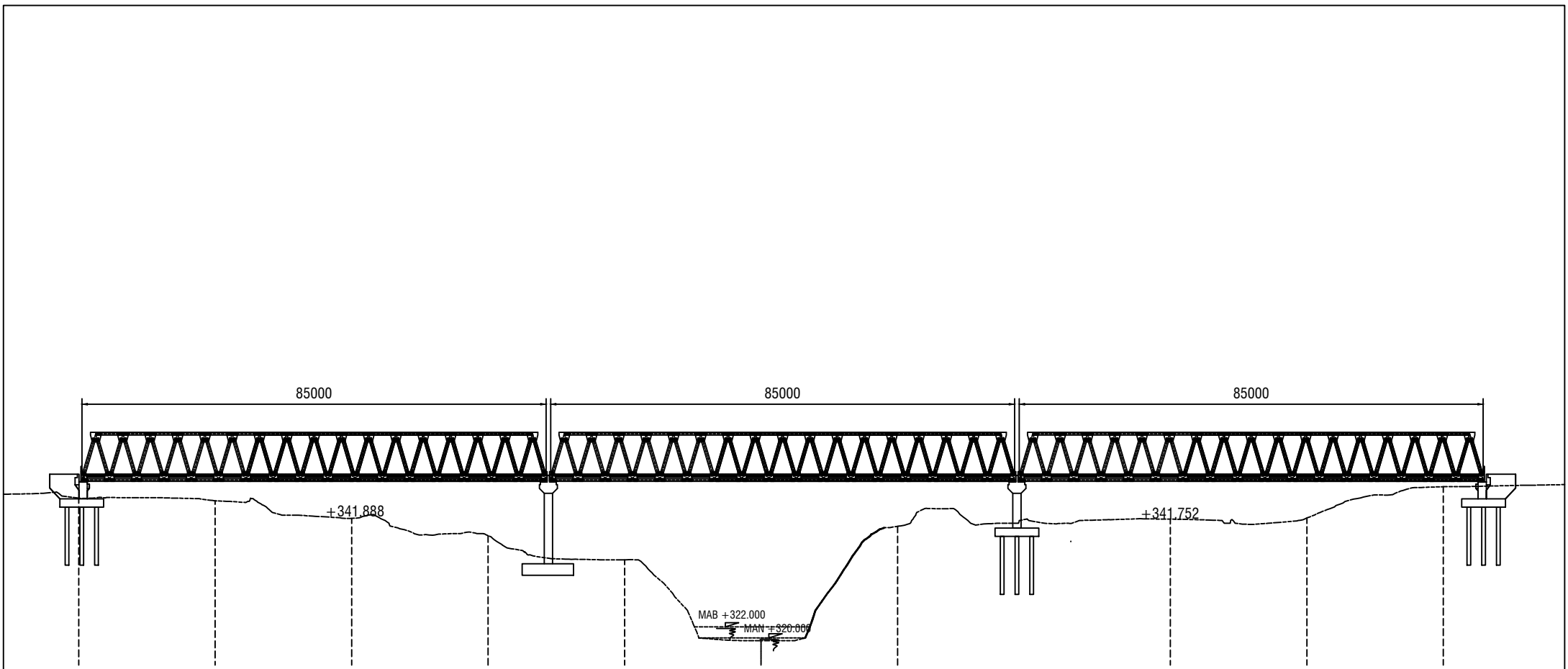
DEPTH (Mtr)	G.W.L (Mtr)	BOR PROFILE	VISUAL DESCRIPTION	Sample	S.P.T. Number	STANDARD PENETRATION TEST (ASTM D.1586)																
						N VALUE				NUMBER OF BLOWS												
						15 Cm	30 Cm	45 Cm	N	10	20	30	40	50	60							
1	1.9m	[Vertical lines pattern]	Lanau Pasiran, warna coklat tua, plastisitas tinggi (MH),	UDS 1																		
2					1	3	5	5	10													
3																						
4																						
5		[Dotted pattern]	Lanau pasir berkerkil, berwarna abu - abu tua, plastisitas tinggi (MH)	DS 2	2	3	6	13	19													
6					3	4	6	34	40													
7		[Dotted pattern]	pasir kerkil, berwarna abu-abu tua, gradasi buruk (SP)																			
8		[Dotted pattern]			4	3	5	6	11													
9		[Dotted pattern]	Lanau pasir berkerkil, berwarna coklat tua, plastisitas rendah (ML)	UDS 3																		
10					5	23	50	-	50													
11		[Dotted pattern]	pasir kerkil, berwarna coklat tua, gradasi baik (GW-GM / SW)																			
12					6	7	12	12	24													
13																						
14		[Dotted pattern]	Pasir, berwarna coklat, bergradasi baik (SW)		7	7	5	4	9													
15																						
16		[Dotted pattern]			8	14	18	23	41													
17					9	14	20	23	43													
18			pasir kerkil, berwarna coklat, gradasi baik (SW)																			
19					10	17	23	25	48													
20																						
21																						
22		[Dotted pattern]	Lanau pasir berkerkil, berwarna coklat tua, plastisitas rendah (ML)		11	10	12	14	26													
23					12	16	14	15	29													
24																						
25																						
26		[Dotted pattern]	Lanau pasir berkerkil, berwarna coklat tua, plastisitas rendah (ML)		13	19	23	25	48													
27					14	18	20	23	43													
28					15	20	23	26	49													
29																						
30																						
31																						
32		[Dotted pattern]	lanau pasir berwarna coklat tua, plastisitas rendah (ML)		16	8	19	31	50													
33					17	26	40	10	50													
34																						
35																						
36					18	-	-	-	>50													
37																						

END OF BORE HOLE 36.00 Mtr

DEPTH (Mtr)	G.W.L (Mtr)	BOR PROFILE	VISUAL DESCRIPTION	Sample	S.P.T. Number	STANDARD PENETRATION TEST (ASTM D.1586)															
						N VALUE				NUMBER OF BLOWS											
						15 Cm	30 Cm	45 Cm	N	10	20	30	40	50	60						
1	1.5m		Batu kerikil berpasir, warna abu-abu tua, Gradasi baik (GW),																		
2					1	20	38	12	50	[Blow count bars]											
3			Lanau pasir, berwarna abu -abu, plastisitas tinggi (MH)																		
4					2	3	5	6	11	[Blow count bars]											
5			Lanau pasir, berwarna abu -abu tua, plastisitas rendah (ML)																		
6						3	18	37	13	50	[Blow count bars]										
7																					
8						4	22	42	8	50	[Blow count bars]										
9					UDS 1																
10						5	21	43	7	50	[Blow count bars]										
11																					
12																					
13			Batu andesit, berwarna abu abu	UDS 2	6	18	37	13	50	[Blow count bars]											
14																					
15					7	20	41	9	50	[Blow count bars]											
16																					
17					8	19	39	11	50	[Blow count bars]											
18																					
19			Pasir lanauan , berwarna Coklat tua, gradasi baik (SW)		9	50			50	[Blow count bars]											
20																					
21					10	11	39	11	50	[Blow count bars]											
22																					
23					11	21	50		50	[Blow count bars]											
24																					
25					12	23	50		50	[Blow count bars]											
26																					
27					13	20	50		50	[Blow count bars]											
28			Pasir lanauan , berwarna Coklat tua, gradasi baik (SW)																		
29					14	50			50	[Blow count bars]											
30																					
			END OF BORE HOLE 30.00 Mtr			15	50			50	[Blow count bars]										

DEPTH (Mtr)	G.W.L (Mtr)	BOR PROFILE	VISUAL DESCRIPTION	Sample	S.P.T. Number	STANDARD PENETRATION TEST (ASTM D.1586)								
						N VALUE				NUMBER OF BLOWS				
						15 Cm	30 Cm	45 Cm	N		10	20	30	40
1	3.4m		Lanau lempungan, berwarna coklat, tingkat konsistensi stiff, tingkat sementasi sedang, sampel dalam keadaan lembab, plastistas rendah (ML).	DS 1	1	3	5	7	12					
2	2				3	7	9	16						
3	3				5	7	20	27						
4	4				5	9	13	22						
5	5				7	11	17	28						
6	6				7	11	17	28						
7	7		Lanau pasiran, berwarna coklat tua, tingkat konsistensi very stiff, tingkat sementasi sedang, sampel dalam keadaan lembab, plastistas rendah (ML).	DS 2	7	6	11	15	26					
8	8				7	11	14	25						
9	9				8	12	15	27						
10	10				8	17	16	33						
11	11				8	14	16	30						
12	12				9	15	16	31						
13	13		Lanau pasiran, berwarna coklat tua, tingkat konsistensi keras, tingkat sementasi kuat, sampel dalam keadaan lembab, plastistas rendah (ML).	DS 3	13	9	16	17	33					
14	14				11	17	20	37						
15	15				11	20	30	>50						
16	16				20	50	9	>50						
17	17				22	50	7	>50						
18	18				50	50	5	>50						
19	19				20	50	9	>50						
20	20				13	50	7	>50						
21	21				10	50	9	>50						
22	22				12	50	8	>50						
23	23				14	50	7	>50						
24	24				17	50	6	>50						
25	25	Pasir gravelan, abu-abu tua, tingkat sangat padat, sampel dalam keadaan basah, tingkat sementasi sedang, ukuran butir pasir - kerikil, tingkat gradasi buruk (SP)	-	-	25	15	25	25	>50					
26	26				15	25	25	>50						
27	27	Lanau pasiran, coklat tua, keras, lembab, plastistas rendah (ML).	-	-	27	15	25	25	>50					
28	28				15	25	25	>50						
29	29	Pasir gravelan, abu-abu tua, tingkat sangat padat, sampel dalam keadaan basah, tingkat sementasi sedang, ukuran butir pasir - kerikil, tingkat gradasi buruk (SP)	-	-	29	15	25	25	>50					
30	30				15	25	25	>50						
31	31	Lanau pasiran, coklat tua, keras, lembab, plastistas rendah (ML).	-	-	31	15	25	25	>50					
32	32				15	25	25	>50						
33	33	Pasir gravelan, abu-abu tua, tingkat sangat padat, sampel dalam keadaan basah, tingkat sementasi sedang, ukuran butir pasir - kerikil, tingkat gradasi buruk (SP)	-	-	33	15	25	25	>50					
34	34				15	25	25	>50						
35	35	Lanau pasiran, coklat tua, keras, lembab, plastistas rendah (ML).	-	-	35	15	25	25	>50					
36	36				15	25	25	>50						
37	37	Pasir gravelan, abu-abu tua, tingkat sangat padat, sampel dalam keadaan basah, tingkat sementasi sedang, ukuran butir pasir - kerikil, tingkat gradasi buruk (SP)	-	-	37	15	25	25	>50					
38	38				15	25	25	>50						
39	39	Lanau pasiran, coklat tua, keras, lembab, plastistas rendah (ML).	-	-	39	15	25	25	>50					
40	40				15	25	25	>50						
41	41	Pasir gravelan, abu-abu tua, tingkat sangat padat, sampel dalam keadaan basah, tingkat sementasi sedang, ukuran butir pasir - kerikil, tingkat gradasi buruk (SP)	-	-	41	15	25	25	>50					
42	42				15	25	25	>50						
43	43	Lanau pasiran, coklat tua, keras, lembab, plastistas rendah (ML).	-	-	43	15	25	25	>50					
44	44				15	25	25	>50						
45	45	Pasir gravelan, abu-abu tua, tingkat sangat padat, sampel dalam keadaan basah, tingkat sementasi sedang, ukuran butir pasir - kerikil, tingkat gradasi buruk (SP)	-	-	45	15	25	25	>50					
46	46				15	25	25	>50						
47	47	Lanau pasiran, coklat tua, keras, lembab, plastistas rendah (ML).	-	-	47	15	25	25	>50					
48	48				15	25	25	>50						
49	49	Pasir gravelan, abu-abu tua, tingkat sangat padat, sampel dalam keadaan basah, tingkat sementasi sedang, ukuran butir pasir - kerikil, tingkat gradasi buruk (SP)	-	-	49	15	25	25	>50					
50	50				15	25	25	>50						

END OF BORE HOLE 50.00 Mtr



TAMPAK MEMANJANG JEMBATAN

SKALA 1:500

Batang Diagonal

IWF 550x550x25x31,5

Batang Atas

IWF 550x550x25x37,5

Perkerasan Jalan

tebal = 50 mm

Pelat Lantai Kendaraan

tebal = 250 mm

Trotoar

tebal = 250 mm

1000

7000

1000

250

250

8500

Gelagar Melintang

IWF 800x30x14x26

65

1000

1750

1750

1750

1750

1000

65

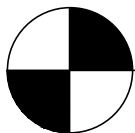
9130

Batang Bawah

IWF 550x550x25x37,5

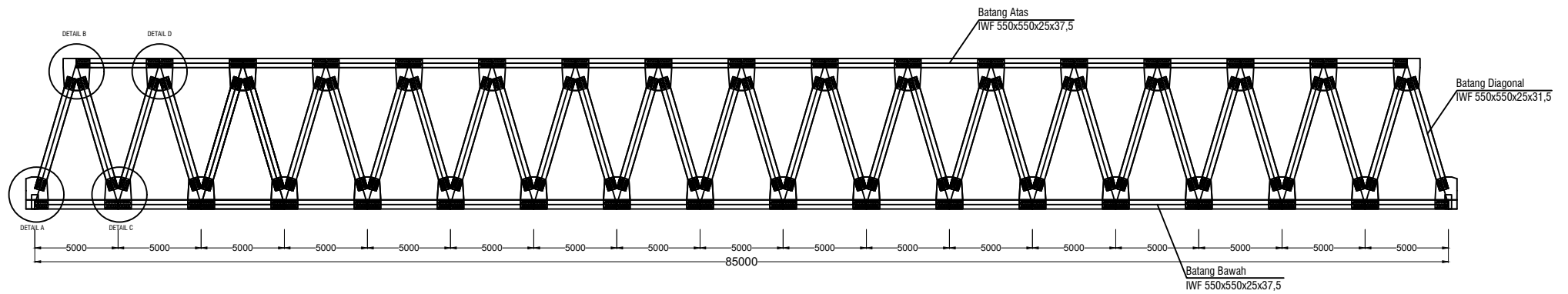
Gelagar Memanjang

IWF 400x200x8x13

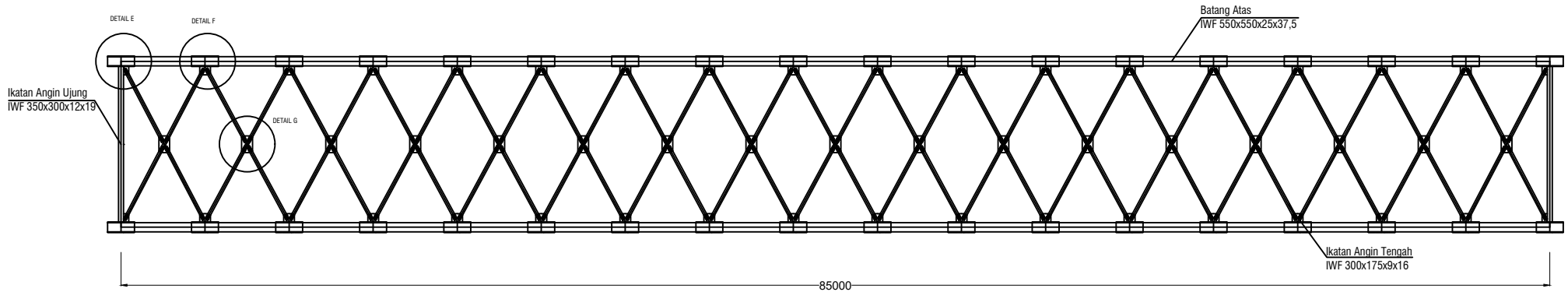



TAMPAK MELINTANG JEMBATAN

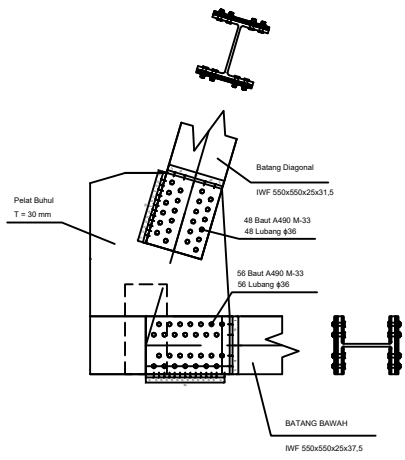
SKALA 1:50



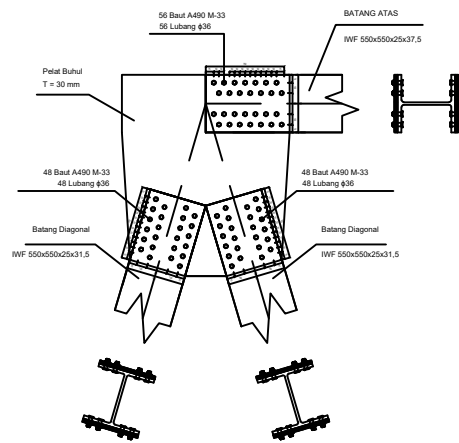
 **TAMPAK SAMPING JEMBATAN**
SKALA 1:250



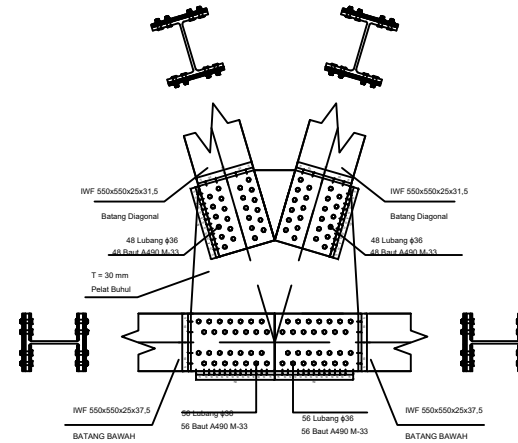
 **TAMPAK SAMPING JEMBATAN**
SKALA 1:250



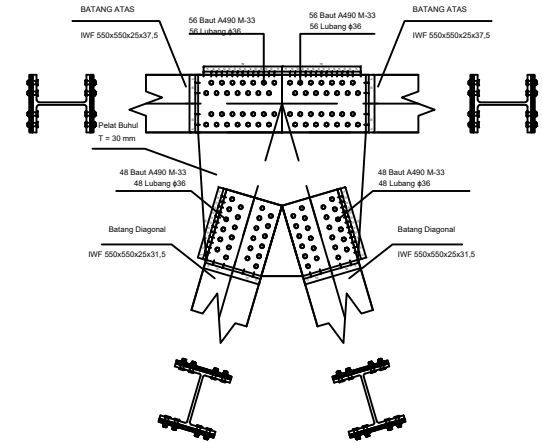
DETAIL A



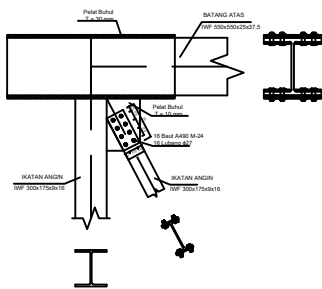
DETAIL B



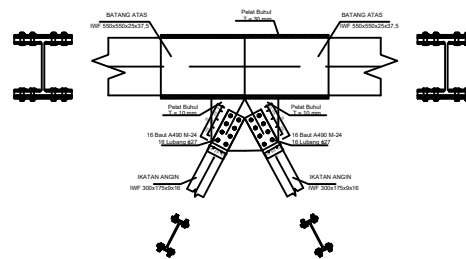
DETAIL C



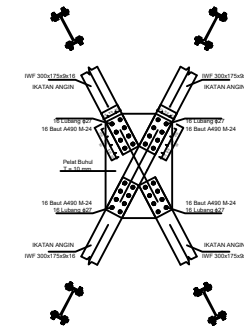
DETAIL D



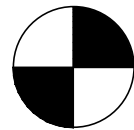
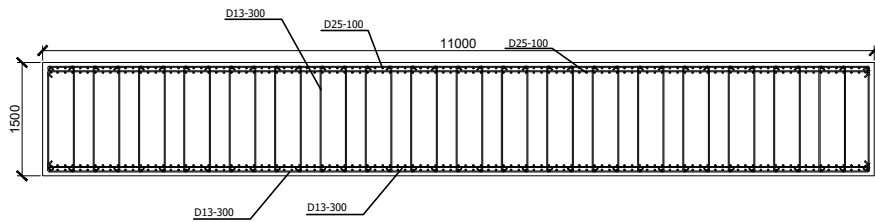
DETAIL E



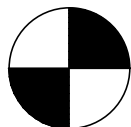
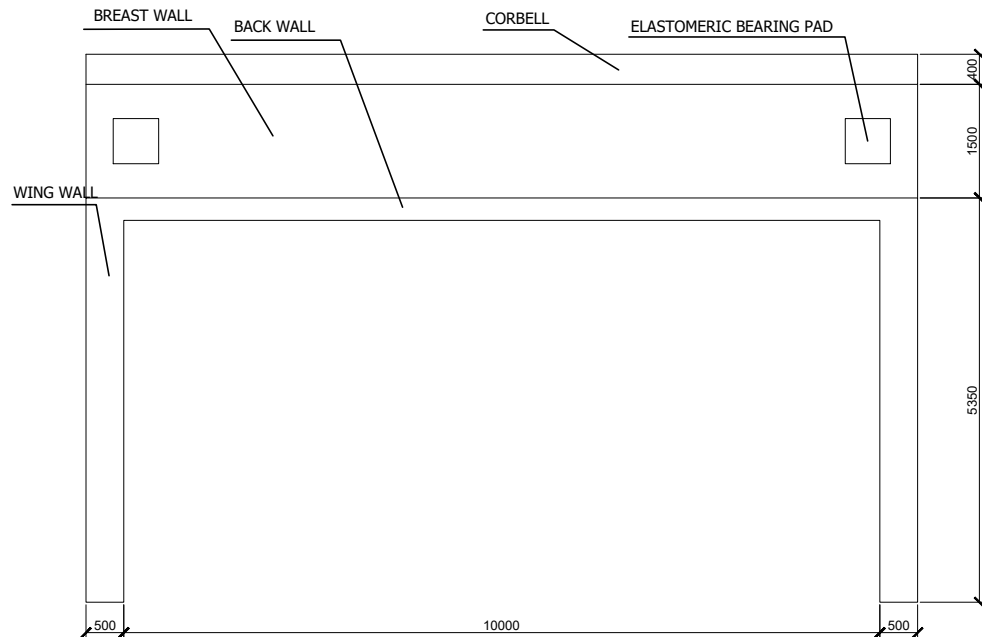
DETAIL F



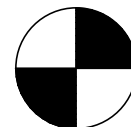
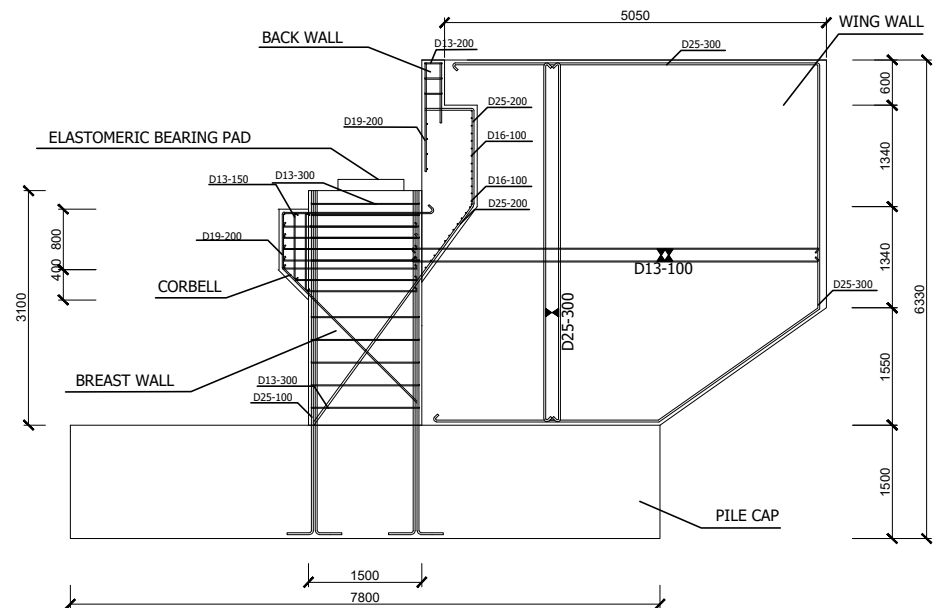
DETAIL G



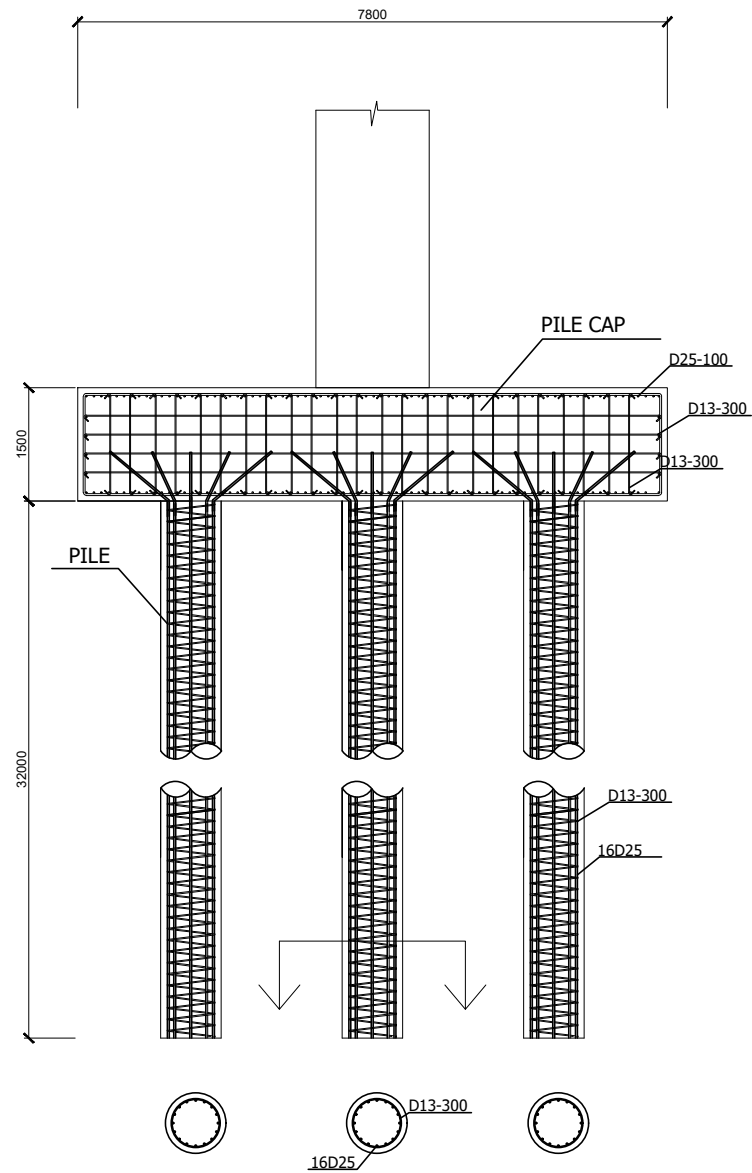
POTONGAN MELINTANG BREAST WALL
SKALA 1:100




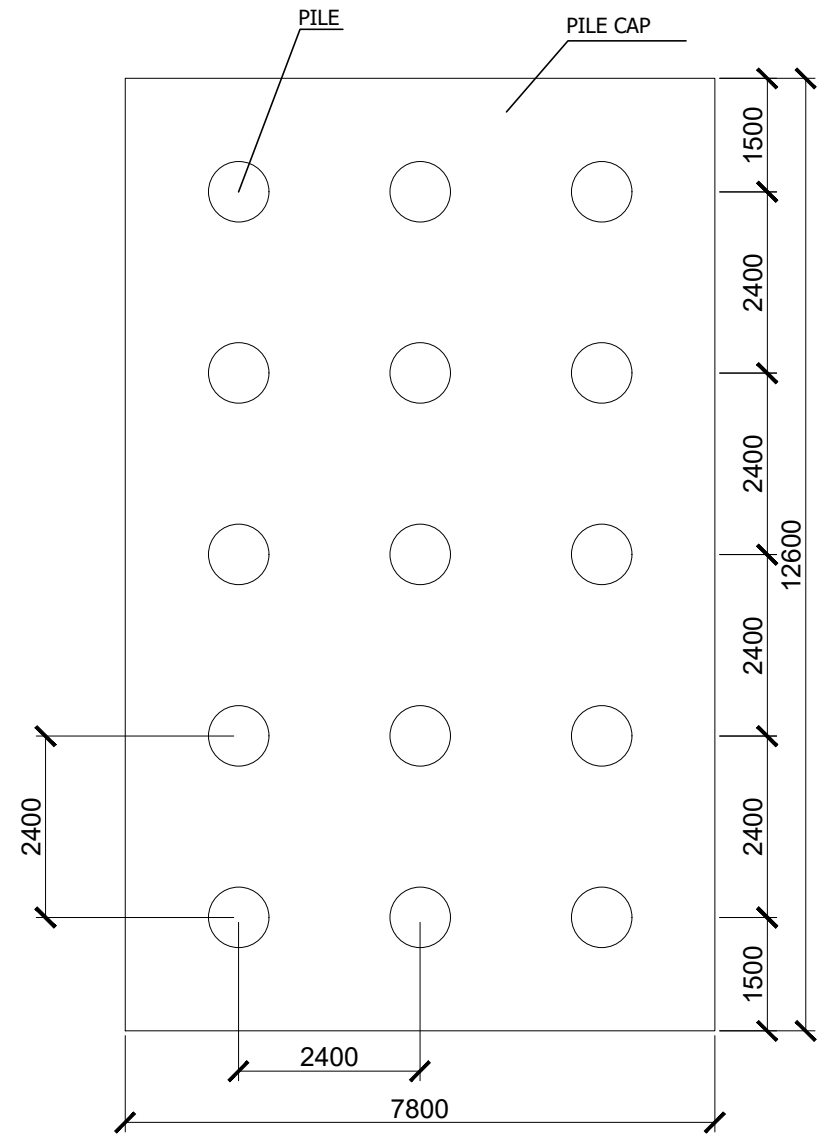
TAMPAK ATAS ABUTMENT
SKALA 1:100




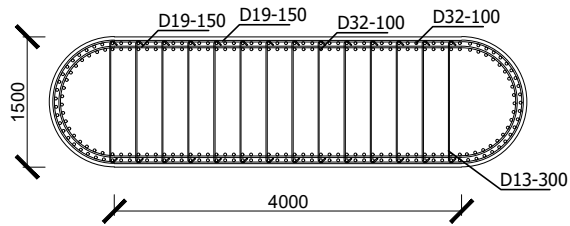
DETAIL TULANGAN ABUTMENT
SKALA 1:100



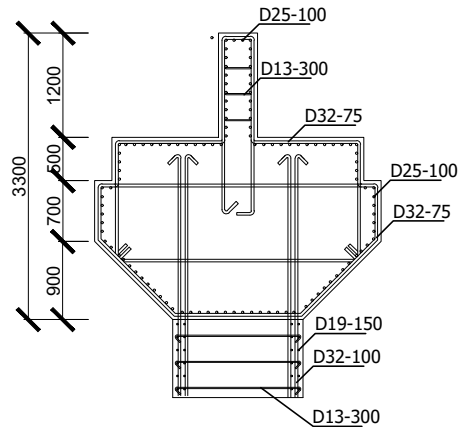

DETAIL TULANGAN FONDASI
SKALA 1:100



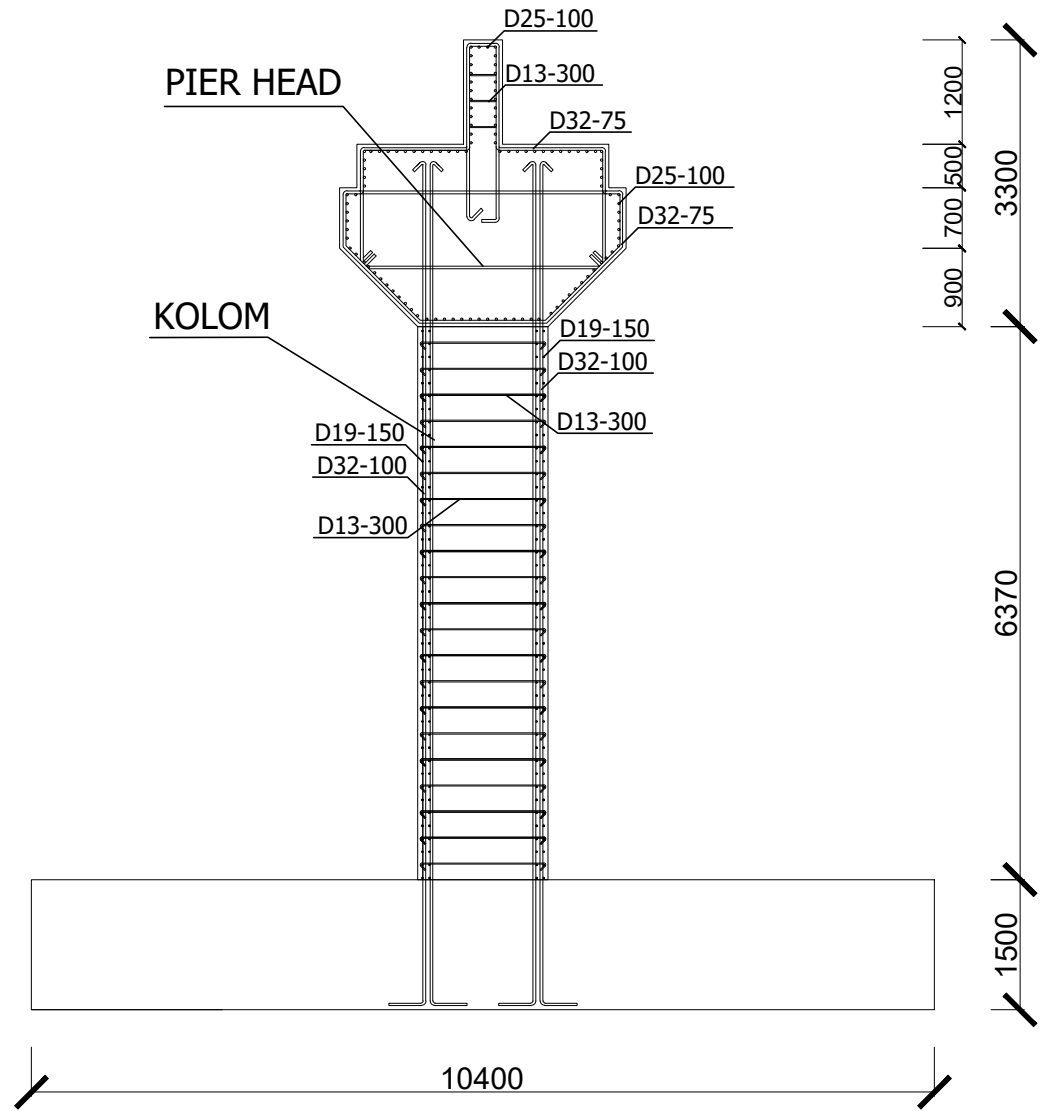

DENAH FONDASI
SKALA 1:100



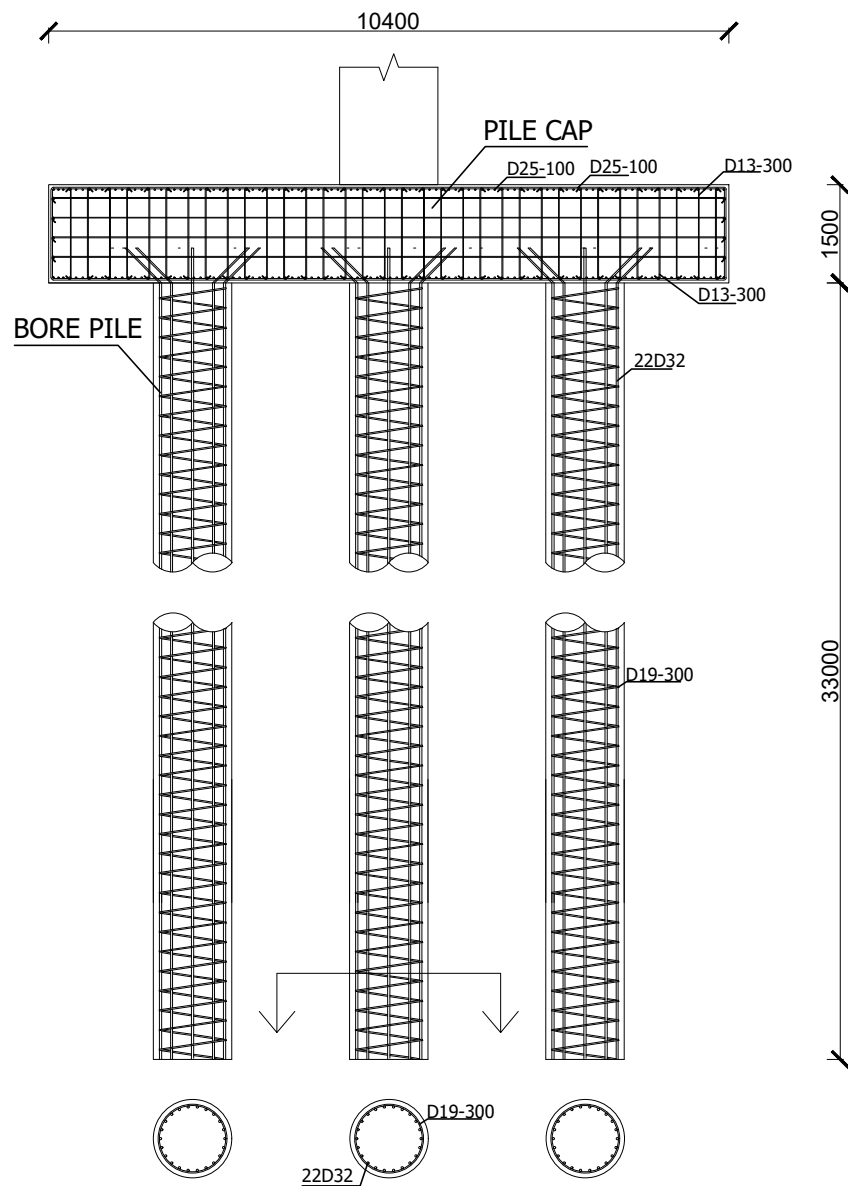
DETAIL TULANGAN KOLOM
SKALA 1:50

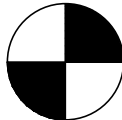


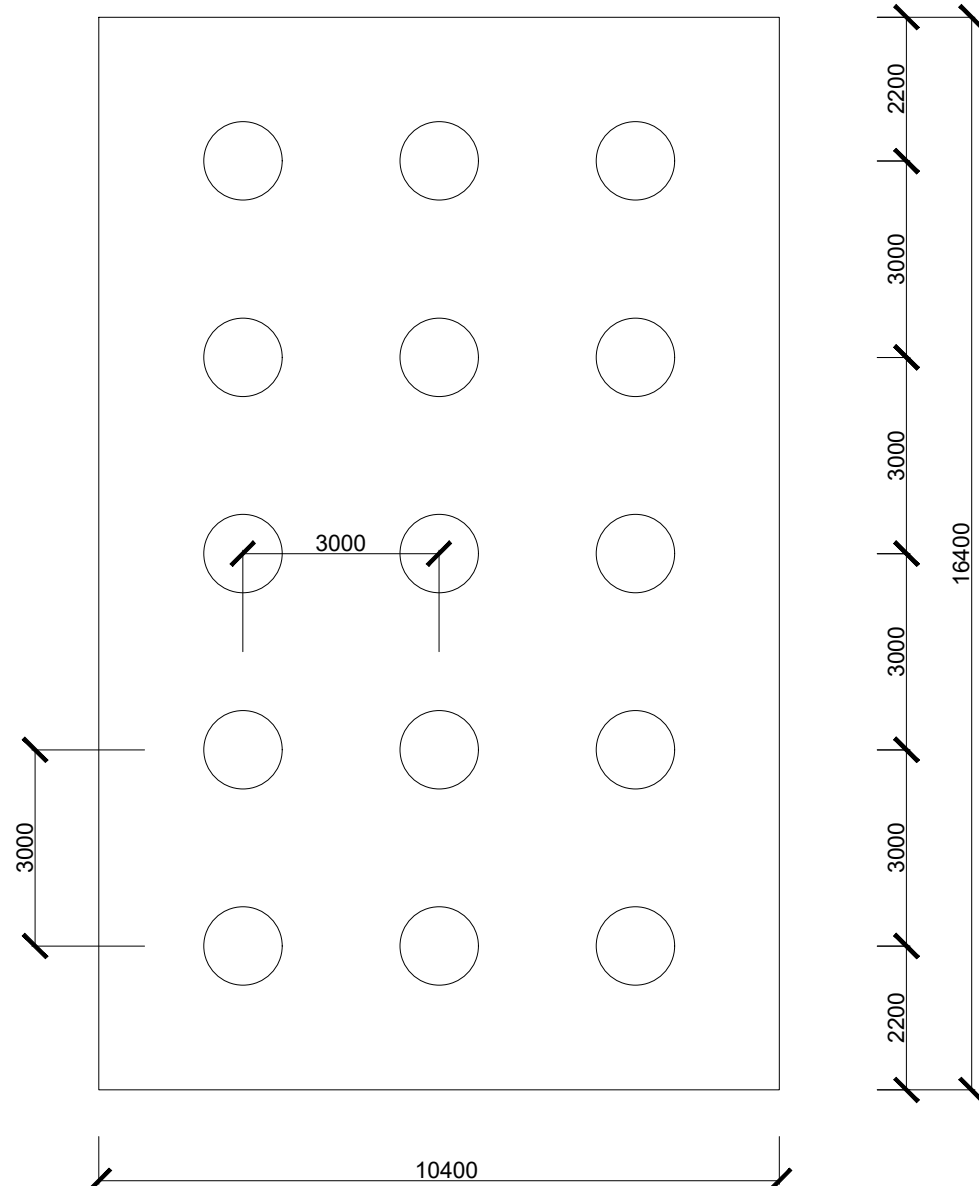
DETAIL TULANGAN PIER HEAD
SKALA 1:50

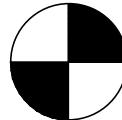


DETAIL TULANGAN PILAR
SKALA 1:100



 **DETAIL TULANGAN FONDASI**
SKALA 1:100



 **DENAH FONDASI**
SKALA 1:100