

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN PANJANG-
PEGANJARAN KABUPATEN KUDUS
MENGUNAKAN SISTEM RANGKA BAJA TIPE
WARREN
(*STRUCTURE PLANNING OF PANJANG-
PEGANJARAN BRIDGE IN KUDUS DISTRICT USING
WARREN TYPE STEEL TRUSS SYSTEM*)**

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



Bagus Andriansyah

17511099

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

2024

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN PANJANG- PEGANJARAN KABUPATEN KUDUS MENGUNAKAN SISTEM RANGKA BAJA TIPE WARREN (STRUCTURE PLANNING OF PANJANG- PEGANJARAN BRIDGE IN KUDUS DISTRICT USING WARREN TYPE STEEL TRUSS SYSTEM)

Disusun oleh



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

Diuji pada tanggal 10 Juli 2024

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

Ir. Suharyatma, M.T.
NIK : 865110201

Penguji I

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

Penguji II

Anggit Mas Arifudin, S.T., M.T.
NIK : 185111304

Mengesahkan

Program Studi Teknik Sipil

1/8-24



q.n. Ir. Yumalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng)., IPM
NIK : 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat unruk penyelesaian program Sarjana di 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 basil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan basil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan penmdang- undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 10 Juli 2024

Yang membuat pernyataan



Bagus Andriansyah

KATA PENGANTAR

Puji syukur kita panjatkan kepada Allah SWT berkat Rahmat, Hidayah, dan Inayah-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan tugas akhir dengan judul "Perencanaan Struktur Jembatan Panjang-Pegunungan Kabupaten Kudus Menggunakan Sistem Rangka Baja Tipe *Warren*". Laporan tugas akhir ini disusun sebagai salah satu syarat untuk menyelesaikan studi pada program Sarjana di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Penyusunan tugas akhir ini tidak akan selesai tanpa bantuan dari berbagai pihak. Karena itu, penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Bapak Dr.-Ing. Ir. Ilya Fadjar Maharika, MA., IAI., selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
2. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil
3. Bapak Ir. Suharyatma., M.T. selaku Dosen Pembimbing yang telah memberikan banyak arahan dan dukungan.
4. Ibu Astriana Hardawati, S.T., M.Eng. dan Bapak Anggit Mas Arifudin, S.T., M.T. selaku dosen penguji yang telah memberikan koreksi terhadap tugas akhir ini.
5. Orang tua penulis yang telah membantu begitu banyak baik dari segi jasmani maupun rohani hingga selesainya Tugas Akhir ini
6. Kakak-kakak penulis yang terus-menerus menyemangati penulis
7. Kepala Badan Kesatuan Bangsa dan Politik Kabupaten Kudus, yang telah memberikan izin terhadap penelitian ini.
8. Kepala Dinas Pekerjaan Umum dan Penataan Ruang Kabupaten Kudus, yang telah membantu dalam data yang dibutuhkan dalam penelitian ini.
9. Teman-teman Teknik Sipil UII yang memberikan bantuan dan semangat kepada penulis hingga dapat terselesaikannya naskah tugas akhir ini.

10. Teman-teman di Kudus yang selalu memberikan memberikan bantuan dan semangat kepada penulis

11. Dan seluruh pihak telah mendukung terselesaikannya Tugas Akhir ini.

Saya menyadari tugas akhir ini tidak luput dari kekurangan-kurangan. Penulis mengharapkan saran dan kritik demi kesempurnaan dan perbaikannya sehingga laporan proposal tugas akhir ini dapat memberikan manfaat bagi bidang pendidikan dan penerapan di lapangan serta dapat dikembangkan lebih lanjut

Yogyakarta, 10 Juli 2024

Bagus Andriansyah

17511099



DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Halaman Pengesahan	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN	xvi
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvii
ABSTRAK	xxii
<i>ABSTRACT</i>	xxii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Batasan Penelitian	3
1.5 Manfaat Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Penelitian Terdahulu	5
2.3 Keaslian Penelitian	7
BAB III LANDASAN TEORI	11
3.1 Jembatan	11
3.2 Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Struktur Atas	11
3.3 Jembatan Rangka Baja	12
3.3.1 Jenis Jembatan Rangka Baja Berdasarkan Susunan Geometri	12
3.3.2 Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Warren</i>	13

3.3.3 Struktur Rangka Batang	14
3.4 Pembebanan Struktur Atas Jembatan	15
3.4.1 Beban Permanen	16
3.4.2 Beban Lalu Lintas	18
3.4.3 Aksi Lingkungan	21
3.5 Faktor Beban dan Kombinasi Beban	27
3.6 Perencanaan Struktur Atas Jembatan	32
3.6.1 Gelagar Memanjang Komposit	32
3.6.2 Gelagar Melintang	35
3.6.3 Rangka	36
3.6.4 Sambungan	40
3.7 Metode Load and Resistance Factor Design	41
3.8 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan	41
3.8.1 Abutment	42
3.8.2 Pondasi	44
3.8.3 Perencanaan Pondasi <i>Bored Pile</i>	45
BAB IV METODE PENELITIAN	48
4.1 Umum	48
4.2 Objek dan Subjek Penelitian	48
4.3 Data Penelitian	49
4.3.1 Lokasi Penelitian	49
4.3.2 Data Struktur <i>Existing</i>	49
4.3.3 Gambar Struktur <i>Existing</i>	50
4.3.4 Data Perencanaan Struktur	50
4.3.5 Gambar Perencanaan Struktur	51
4.4 Tahapan Penelitian	51
4.5 Bagan Alir Penelitian	52
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	55
5.1 Perencanaan Struktur Atas Jembatan	55
5.1.1 Pelat Lantai	55
5.1.2 Gelagar Memanjang	65

5.1.3 Gelagar Melintang	75
5.1.4 Rangka Jembatan	83
5.1.5 Sambungan Rangka	121
5.2 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan	132
5.2.1 Desain <i>Abutment</i>	133
5.2.2 Desain Pondasi <i>Abutment</i>	202
5.2.3 Rekapitulasi Penulangan <i>Abutment</i>	230
5.3 Pembahasan	231
5.3.1 Gelagar Jembatan	231
5.3.2 Rangka Jembatan dan Sambungan Rangka	231
5.3.3 <i>Abutment</i>	232
5.3.4 Pondasi	233
BAB VI PENUTUPAN	235
6.1 Kesimpulan	235
6.2 Saran	236
DAFTAR PUSTAKA	237
LAMPIRAN	239



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Dilakukan	8
Tabel 3.1	Faktor Beban untuk Berat Sendiri	16
Tabel 3.2	Faktor Beban Mati Tambahan	17
Tabel 3.3	Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah	18
Tabel 3.4	Faktor Beban Lajur “D”	19
Tabel 3.5	Faktor Beban Lajur “T”	20
Tabel 3.6	Nilai V_o dan Z_o untuk Berbagai Variasi Kondisi	22
Tabel 3.7	Tekanan Angin Dasar	23
Tabel 3.8	Penjelasan Peta Gempa	27
Tabel 3.9	Kombinasi Pembebanan dan Faktor Beban	30
Tabel 3.10	Faktor Reduksi untuk Keadaan Batas Ultimit	38
Tabel 3.11	Perbandingan Maksimum Lebar Terhadap Tebal	38
Tabel 5.1	Rekapitulasi Beban Kerja Pelat Lantai	58
Tabel 5.2	Rekapitulasi Beban Gelagar Memanjang	68
Tabel 5.3	Rekapitulasi Beban Gelagar Melintang	79
Tabel 5.4	Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas Jembatan	96
Tabel 5.5	Data N-SPT Tanah Jembatan Panjang-Pegunungan	97
Tabel 5.6	Rekapitulasi Gaya Aksial Hasil Analisis pada Tiap Batang	103
Tabel 5.7	Rekapitulasi Rangka Utama	120
Tabel 5.8	Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Atas	125
Tabel 5.9	Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Diagonal	129
Tabel 5.10	Rekapitulasi Sambungan Baut	130
Tabel 5.11	Dimensi <i>Abutment</i> BM2	133
Tabel 5.12	Dimensi <i>Abutment</i> BM1	134
Tabel 5.13	Rekapitulasi Berat Mati Sendiri Struktur Atas	136
Tabel 5.14	Rekapitulasi Berat Mati Sendiri <i>Abutment</i> dan Tanah Timbunan	138
Tabel 5.15	Rekapitulasi Berat Mati Sendiri <i>Abutment</i>	139

Tabel 5.16	Rekapitulasi Gaya dan Momen Akibat Tanah Aktif Abutment	143
Tabel 5.17	Rekapitulasi Pembebanan Abutment	157
Tabel 5.18	Kombinasi Beban dan Faktor Beban pada <i>Abutment</i>	158
Tabel 5.19	Faktor Beban pada <i>Abutment</i>	158
Tabel 5.20	Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem 1 pada <i>Abutment</i>	159
Tabel 5.21	Rekapitulasi Kombinasi Layan 1 pada <i>Abutment</i>	159
Tabel 5.22	Rekapitulasi Kombinasi Layan II pada <i>Abutment</i>	160
Tabel 5.23	Rekapitulasi Kombinasi Layan III pada <i>Abutment</i>	160
Tabel 5.24	Rekapitulasi Kombinasi Layan IV pada <i>Abutment</i>	161
Tabel 5.25	Perhitungan Gaya dan Momen pada <i>Breast Wall</i>	162
Tabel 5.26	Rekapitulasi Berat Mati Sendiri Breast Wall	162
Tabel 5.27	Rekapitulasi Gaya dan Momen Akibat Tanah Aktif Abutment	165
Tabel 5.28	Rekapitulasi Pembebanan Abutment	174
Tabel 5.29	Kombinasi Beban dan Faktor Beban pada Breast Wall	175
Tabel 5.30	Faktor Beban	175
Tabel 5.31	Rekapitulasi Kombinasi Kuat I pada Breast wall	176
Tabel 5.32	Rekapitulasi Kombinasi Kuat II pada Breast wall	176
Tabel 5.33	Rekapitulasi Kombinasi Kuat III pada Breast wall	177
Tabel 5.34	Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV pada Breast wall	177
Tabel 5.35	Rekapitulasi Kombinasi Kuat V pada Breast wall	178
Tabel 5.36	Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I pada Breast wall	178
Tabel 5.37	Titik Berat Back Wall	179
Tabel 5.38	Berat Sendiri pada Back Wall	179
Tabel 5.39	Rekapitulasi Pembebanan pada Back Wall	182
Tabel 5.40	Rekapitulasi Kombinasi Kuat I pada Back Wall	182
Tabel 5.41	Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I pada Back Wall	183
Tabel 5.42	Rekapitulasi Pembebanan pada Wing Wall	185
Tabel 5.43	Rekapitulasi Kombinasi Kuat I pada Wing Wall	186
Tabel 5.44	Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I pada Wing Wall	186
Tabel 5.45	Rekapitulasi Gaya Geser dan Momen Ultimit Kombinasi Kuat I Pada Corbel	187

Tabel 5.46	Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Breast Wall	188
Tabel 5.47	Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Wing Wall	198
Tabel 5.48	Rekapitulasi Desain Tulangan Abutment	202
Tabel 5.49	Rekapitulasi Kapasitas Dukung Izin Satu Bored Pile	208
Tabel 5.50	Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Bored Pile	209
Tabel 5.51	Perhitungan Momen Akibat Tanah Pasif Bored Pile	210
Tabel 5.52	Perhitungan Momen Akibat Gaya Lateral Bored Pile	211
Tabel 5.53	Jarak Tiap Bored Pile ke Titik Berat Pile Cap	213
Tabel 5.54	Rekapitulasi Beban Bored Pile	214
Tabel 5.55	Stabilitas Terhadap Pergeseran Abutment Arah Memanjang	216
Tabel 5.56	Stabilitas Terhadap Pergeseran Abutment Arah Melintang	216
Tabel 5.57	Stabilitas Terhadap Penggulingan Abutment Arah Memanjang	217
Tabel 5.58	Stabilitas Terhadap Penggulingan Abutment Arah Melintang	219
Tabel 5.59	Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu Bored Pile	219
Tabel 5.60	Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Kelompok Bored Pile	220
Tabel 5.61	Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Tepi Pile Cap	223
Tabel 5.62	Rekapitulasi Penulangan Bored Pile dan Pile Cap	230
Tabel 5.63	Rekapitulasi Penulangan pada Abutment	230

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Retakan pada Tiang Pilar Jembatan Panjang-Pegunungan	2
Gambar 3.1	Tipe Jembatan	12
Gambar 3.2	Susunan Geometri Jembatan Rangka Baja	13
Gambar 3.3	Komponen Jembatan Rangka Baja Warren	14
Gambar 3.4	Beban Lajur “D”	19
Gambar 3.5	Pembebanan Truk “T” (500 kN)	20
Gambar 3.6	Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Lajur “D”	21
Gambar 3.7	Peta percepatan puncak batuan dasar untuk probabilitas 7% dalam 75 tahun	26
Gambar 3.8	Peta percepatan spektrum respons 0.2 detik dengan nisbah redaman 5% di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	26
Gambar 3.9	Peta percepatan respons spektrum 1.0 detik dengan nisbah redaman 5% di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	27
Gambar 3.10	Faktor Panjang Tekuk	39
Gambar 3.11	Tipe Struktur Abutment	42
Gambar 3.12	Bagian-Bagian Abutmen	43
Gambar 4.1	Lokasi Penelitian	49
Gambar 4.2	Existing Jembatan Panjang-Pegunungan	50
Gambar 4.3	Perencanaan Struktur Jembatan	51
Gambar 4.4	<i>Flowchart</i> Prosedur Penelitian	53
Gambar 5.1	Perencanaan Pelat Lantai	55
Gambar 5.2	Pembebanan Truk “T” (500 kN)	57
Gambar 5.3	Perletakan Tumpuan Pelat Lantai	59
Gambar 5.4	Pembebanan Pelat 2 Truk pada Tengah Lajur Jembatan	59
Gambar 5.5	Hasil Momen SAP2000 Pelat 2 Truk pada Tengah Lajur Jembatan	59

Gambar 5.6	Pembebanan Pelat 1 Truk pada Tengah Lajur Jembatan	60
Gambar 5.7	Hasil Momen SAP2000 Pelat 1 Truk pada Tengah Lajur Jembatan	60
Gambar 5.8	Pembebanan Pelat 1 Truk pada Tengah Jembatan	60
Gambar 5.9	Hasil Momen SAP2000 Pelat 1 Truk pada Tengah Jembatan	60
Gambar 5.10	Pelat Lantai	61
Gambar 5.11	Penulangan Pelat Lantai	65
Gambar 5.12	Gelagar Memanjang	65
Gambar 5.13	Faktor beban dinamis untuk pembebanan lajur “D”	67
Gambar 5.14	Perletakan Tumpuan Gelagar Memanjang	68
Gambar 5.15	Pembebanan Gelagar Memanjang	69
Gambar 5.16	Lebar Efektif Pelat	70
Gambar 5.17	Distribusi Tegangan Plastis	71
Gambar 5.18	Pemasangan Angkur Baja	75
Gambar 5.19	Gelagar Melintang	76
Gambar 5.20	Faktor beban dinamis untuk pembebanan lajur “D”	78
Gambar 5.21	Pembebanan Gelagar Melintang	80
Gambar 5.22	BMD Gelagar Melintang	80
Gambar 5.23	SFD Gelagar Melintang	80
Gambar 5.24	Beban Sendiri Jembatan pada SAP2000	84
Gambar 5.25	Beban Mati Jembatan pada SAP2000	86
Gambar 5.26	Faktor Beban Dinamis untuk Beban Garis Tegak Bentang 75 m	87
Gambar 5.27	Beban Lajur “D” Jembatan pada SAP2000	88
Gambar 5.28	Tekanan Angin Rencana Bidang Tekan dan Hisap	89
Gambar 5.29	Luas Penampang Rangka	90
Gambar 5.30	Beban Angin Jembatan pada SAP2000	91
Gambar 5.31	Beban Pejalan Kaki Jembatan pada SAP2000	92
Gambar 5.32	Beban Gaya Rem	93
Gambar 5.33	Beban Gaya Rem pada Titik Buhul	94
Gambar 5.34	Beban Rem Jembatan pada SAP2000	95
Gambar 5.35	Grafik Respon Spektra	98
Gambar 5.36	Beban Gempa Jembatan pada SAP2000	102

Gambar 5.37	Hasil Analisis Jembatan pada SAP2000	105
Gambar 5.38	Detail Sambungan Batang Atas	130
Gambar 5.39	Detail Sambungan Batang Bawah	131
Gambar 5.40	Detail Sambungan Batang Diagonal	131
Gambar 5.41	Detail Sambungan Ikatan Angin	131
Gambar 5.42	Notasi <i>Abutment</i>	133
Gambar 5.43	Gaya dan Momen Berat mati Sendiri <i>Abutment</i>	136
Gambar 5.44	Berat Sendiri <i>Abutment</i> dan Tanah Timbunan	137
Gambar 5.45	Lebar <i>Abutment</i> , <i>Wing Wall</i> , dan Timbunan Tanah	137
Gambar 5.46	Gaya dan Momen Berat mati Tambahan <i>Abutment</i>	140
Gambar 5.47	Diagram Tekanan Tanah Aktif pada <i>Abutment</i>	141
Gambar 5.48	Reaksi Perletakan Beban Lajur “D” pada <i>Abutment</i>	144
Gambar 5.49	Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki pada <i>Abutment</i>	145
Gambar 5.50	Reaksi Perletakan Beban Rem pada <i>Abutment</i>	146
Gambar 5.51	Beban Angin Struktur pada <i>Abutment</i>	147
Gambar 5.52	Beban Angin Kendaraan pada <i>Abutment</i>	148
Gambar 5.53	Reaksi Perletakan Beban Angin Kendaraan pada <i>Abutment</i>	149
Gambar 5.54	Reaksi Perletakan Beban Gempa Vertikal pada <i>Abutment</i>	150
Gambar 5.55	Grafik Respon Spektra	151
Gambar 5.56	Beban Gempa Vertikal Arah X pada <i>Abutment</i>	152
Gambar 5.57	Beban Gempa Vertikal Arah Y pada <i>Abutment</i>	153
Gambar 5.58	Diagram Tekanan Tanah Seismik pada <i>Abutment</i>	154
Gambar 5.59	Reaksi Beban Gesekan Perletakan pada <i>Abutment</i>	156
Gambar 5.60	Reaksi Berat Sendiri Struktur Atas pada <i>Breast Wall</i>	161
Gambar 5.61	Notasi <i>Breast Wall</i>	162
Gambar 5.62	Reaksi Beban Mati Tambahan pada <i>Breast Wall</i>	163
Gambar 5.63	Diagram Tekanan Tanah Aktif pada <i>Breast Wall</i>	164
Gambar 5.64	Reaksi Perletakan Beban Lajur “D” pada <i>Breast Wall</i>	165
Gambar 5.65	Reaksi Perletakan Beban Pejalan kaki pada <i>Breast Wall</i>	166
Gambar 5.66	Reaksi Perletakan Beban Rem pada <i>Breast Wall</i>	167
Gambar 5.67	Reaksi Perletakan Beban Angin Struktur pada <i>Breast Wall</i>	168

Gambar 5.68	Reaksi Perletakan Beban Angin Kendaraan pada <i>Breast Wall</i>	169
Gambar 5.69	Reaksi Beban Gesekan Perletakan pada <i>Breast Wall</i>	169
Gambar 5.70	Reaksi Beban Gempa Vertikal pada <i>Breast Wall</i>	170
Gambar 5.71	Beban Gempa Vertikal Arah X pada <i>Breast Wall</i>	171
Gambar 5.72	Beban Gempa Vertikal Arah Y pada <i>Breast Wall</i>	172
Gambar 5.73	Tekanan Tanah Akibat Gempa pada <i>Breast Wall</i>	173
Gambar 5.74	Titik Berat <i>Back Wall</i>	179
Gambar 5.75	Diagram Tekanan Tanah Aktif pada <i>Back Wall</i>	180
Gambar 5.76	Diagram Tekanan Tanah akibat gempa pada <i>Back Wall</i>	181
Gambar 5.77	Diagram Tekanan Tanah aktif pada <i>Wing Wall</i>	183
Gambar 5.78	Diagram Tekanan Tanah akibat Gempa pada <i>Wing Wall</i>	184
Gambar 5.79	Pembebanan pada <i>Corbel</i>	187
Gambar 5.80	Dimensi <i>Breast Wall</i>	189
Gambar 5.81	Faktor Panjang Efektif	190
Gambar 5.82	Diagram Interaksi ϕM_n - ϕP_n	194
Gambar 5.83	Data Tanah Sekitar <i>Abutment</i>	203
Gambar 5.84	Susunan <i>Bored Pile</i> pada <i>Abutment</i>	204
Gambar 5.85	Pondasi <i>Bored Pile</i> pada <i>Abutment</i>	204
Gambar 5.86	Diagram Gaya Lateral <i>Bored Pile</i>	209
Gambar 5.87	Denah <i>Bored Pile</i>	212
Gambar 5.88	Stabilitas Abutment Terhadap Geser Arah Memanjang	214
Gambar 5.89	Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang	216
Gambar 5.90	Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang	218
Gambar 5.91	Momen Ultimit <i>Pile Cap</i>	223
Gambar 5.92	Gaya Geser Ultimit Satu Arah	225
Gambar 5.93	Gaya Geser Ultimit Dua Arah	226
Gambar 5.94	Gelagar Jembatan	231
Gambar 5.95	Rangka Jembatan dan Sambungan Rangka	232
Gambar 5.96	<i>Abutment</i>	233
Gambar 5.97	Pondasi	234

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Surat Izin KESBANGPOL Kabupaten Kudus	240
Lampiran 2	Lembar Disposisi Izin PUPR Kabupaten Kudus	241
Lampiran 3	Data Penyelidikan Tanah	242
Lampiran 4	Gambar Detail Struktur	246



DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

a	= kedalaman beton
ab	= kedalaman beton desak dalam kondisi <i>balance</i>
ad	= faktor adhesi
Ab	= luas bidang samping jembatan
Ae	= luas penampang efektif
Ag	= luas penampang kotor
An	= luas penampang bersih
As	= Luas tulangan yang diperlukan
As'	= Luas tulangan tekan
A_{ID}	= luas satu buah tulangan
b	= lebar tinjauan
b_0	= keliling kritis
be	= panjang ekivalen pilar
B	= lebar
B'	= lebar penampang kritis
BE	= lebar efektif
Bx	= lebar arah memanjang jembatan
By	= lebar arah melintang jembatan
cy	= titik berat baja profil
ca	= adhesi antara anah dan dasar abutment
C	= kohesi tanah
Cb	= kondisi balance
Cc	= gaya desak beton
Cs	= gaya tarik beton
C_{sm}	= koefisien respon gempa elastis
d	= tinggi efektif beton

d_b = ukuran baut
 d_h = ukuran lubang
 D = diameter pondasi
 E = modulus elastisitas baja
 E_c = modulus elastisitas beton
 f'_c = kuat tekan beton
 f_s' = tegangan baja daerah desak
 F_u = tegangan putus baja
 F_e = tegangan tekuk elastis
 F_{cr} = tegangan kritis
 F_y = tegangan leleh baja
 g = percepatan gravitasi
 G = modulus geser
 h = tinggi
 h_o = tinggi bersih badan baja profil
 H = gaya penyebab geser
 H_{izin} = kapasitas dukung lateral izin bored pile
 I_x = momen inersia arah X
 I_y = momen inersia arah Y
 i = sudut kemiringan timbunan
 J = konstanta torsi
 k_v = koefisien percepatan vertikal
 K = faktor panjang efektif
 K_a = koefisien tanah aktif
 K_{AE} = koefisien tekanan aktif seismik
 K_p = koefisien tanah pasif
 $K_{\phi R}$ = faktor pengurangan kekuatan
 L = panjang
 M_{gl} = momen penyebab guling
 M_u = momen ultimit
 M_n = momen nominal

M_w = momen penahan guling
 M_x = momen arah X
 M_y = momen arah Y
 n = jumlah
 P = gaya aksial
 P_{izin} = kapasitas dukung izin
 P_B = tekanan angin dasar
 P_D = tekanan angin rencana
 P_n = gaya aksial nominal
 P_u = gaya aksial ultimit
 q = berat baja profil
 Q_u = kapasitas dukung fondasi
 r_x = radius girasi arah X
 r_y = radius girasi arah Y
 R_n = koefisien tahanan
 R_d = faktor modifikasi respon
 s = jarak antar baut
 s_b = selimut beton
 s_t = jarak antar baut dan tepi profil
 SF = faktor aman
 t = tebal
 T = waktu periode
 V_B = kecepatan angin rencana elevasi 10000 mm
 V_{DZ} = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana
 V_0 = kecepatan gesekan angin
 V_s = kecepatan aliran air
 V_{10} = kecepatan angin pada elevasi 10000 mm
 W_t = berat total struktur
 x = jarak arah X
 y = jarak arah Y
 Z = elevasi struktur di mana beban angin dihitung

Z_0 = panjang gesekan di hulu jembatan
 Z_x = modulus plastis baja profil
 β_1 = faktor distribusi tegangan beton
 γ = berat volume
 ρ = rasio tulangan
 σ = tegangan
 ϕ = sudut geser dalam
 Θ = faktor reduksi
 δb = sudut gesek antara tanah dan dasar abutment
 $\phi' f$ = sudut geser efektif tanah
 β_a = kemiringan dinding abutment



ABSTRAK

Jembatan Panjang-Pegunungan merupakan jembatan yang menghubungkan Desa Panjang dan Desa Pegunungan yang dipisahkan oleh Sungai Kaligelis yang terletak di Kabupaten Kudus, Jawa Tengah yang dibangun pada tahun 1986. Jembatan ini memiliki bentang total 78 m. Pada pilar jembatan timbul retakan serabut dan penambalan selebar 20 cm. Direncanakan jembatan sepanjang 75 m dengan satu bentang menggunakan struktur atas rangka baja

Pembebanan jembatan menggunakan peraturan terbaru yakni SNI 1725 (2016) dan SNI 2833 (2016). Juga dilengkapi dengan peraturan jembatan yang lain seperti RSNI T-12 (2004) dan RSNI T-03 (2005). Proses analisis dibantu menggunakan *software* SAP2000. dan *Micosoft Excel*.

Perencanaan jembatan menggunakan rangka baja tipe *warren*. Gelagar memanjang menggunakan profil baja IWF 400x200x8x13. Gelagar melintang menggunakan profil baja IWF 800x300x14x26. Rangka utama menggunakan profil baja W 14x311 pada batang atas, W 14x257 pada batang bawah, W 14x193 pada batang diagonal, dan IWF 150x150x7x10 pada ikatan angin. Sistem rangka baja dihubungkan menggunakan sambungan baut mutu tinggi tipe A490 dan A325. Struktur atas jembatan ditopang menggunakan dua *abutment*. Pondasi yang digunakan adalah *bored pile*.

Kata kunci : Jembatan, *Warren*, *Abutment*, *Bored Pile*

ABSTRACT

Panjang-Pegunungan Bridge is a bridge that connects Panjang Village and Pegunungan Village, which are separated by the Kaligelis River, located in Kudus Regency, Central Java, which was built in 1986. This bridge has total span of 78 m. On the bridge pillars, fibrous cracks and patches 20 cm wide appeared. It is planned that the bridge will be 75 m long with one span using a truss system superstructure

Bridge loading uses the latest regulations, namely SNI 1725 (2016) and SNI 2833 (2016). Also equipped with other bridge regulations such as RSNI T-12 (2004) and RSNI T-03 (2005). The analysis process was assisted using SAP2000 software. and Microsoft Excel.

The bridge planning uses a truss system warren type. The longitudinal girder uses IWF steel profile 400x200x8x13. The transverse girder uses IWF steel profile 800x300x14x26. The main frame uses steel profiles W 14x311 on the top chord, W 14x257 on the bottom chord, W 14x193 on the diagonal chord, and IWF 150x150x7x10 on the wind ties. The truss system is connected using high quality bolted connections of type A490 and A325. The bridge's superstructure is supported using two abutments. The foundation used is bored pile.

Keywords: Bridge, Warren, Abutment, Bored Pile

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan merupakan struktur bangunan yang berfungsi sebagai penghubung rute transportasi yang dipisahkan oleh sungai, jurang, lembah, ataupun rute perlintasan yang lainnya. Jembatan menjadi peran yang penting dan efektif untuk pergerakan rute transportasi yang lancar dan mudah bagi manusia. Jembatan memiliki beberapa jenis yang pada umumnya digunakan di Indonesia, salah satunya yaitu jembatan rangka (*truss bridge*)

Pada konstruksi jembatan, sering ditemukan permasalahan umum terjadinya kegagalan struktur, sebagai contohnya adalah terjadinya kegagalan pada struktur bangunan bawah jembatan sehingga jembatan menjadi tidak aman untuk dilintasi.

Jembatan Panjang-Peganjaran merupakan jembatan yang memiliki bentang 78 meter dengan lokasi berada pada kecamatan Bae, Kabupaten Kudus, Jawa Tengah. Jembatan ini memiliki dua bentang bertipe struktur atas yaitu jembatan tipe rangka baja pada sisi barat dan jembatan tipe gelagar pada sisi timur dengan satu pilar diantaranya. Jembatan Panjang-Peganjaran menghubungkan dua desa yaitu Desa Panjang dan Desa Peganjaran yang dipisahkan oleh Sungai Gelis. Jembatan ini berada di Jalan Panjang Lingkar Utara yang termasuk kelas Jalan Provinsi sehingga arus lalu lintas yang melintasi jembatan ini termasuk kategori padat. Jembatan ini dibangun pada tahun 1986 sehingga jembatan ini sudah berdiri lebih dari 38 tahun. Departemen Pekerjaan Umum Sekretariat Jenderal Pusat Pendidikan dan Latihan, pada presentasinya mengatakan bahwa pada tahun 1970-1980an disain jembatan masih menggunakan BM 70 atau pembebanan 70%.

Pada pengamatan yang telah dilakukan, terlihat adanya penambalan selebar 20 cm pada tiang pilar jembatan tersebut yang tidak menutup kemungkinan terdapat kegagalan pada pilar yang dapat dilihat pada Gambar 1.1 dibawah ini.



Gambar 1.1 Penambalan pada Tiang Pilar Jembatan Panjang-Pegunungan

Untuk menghadapi permasalahan tersebut penulis memberikan perencanaan ulang pada Jembatan Panjang-Pegunungan untuk peningkatan kualitas. Jembatan yang direncanakan oleh yaitu jembatan dengan satu bentang bertipe rangka baja. Jembatan rangka (*truss bridge*) merupakan jenis jembatan yang cukup sering digunakan pada bangunan jembatan di Indonesia. Pemilihan jembatan tipe ini karena mengacu pada pedoman persyaratan umum perencanaan jembatan Kementerian PUPR, jembatan rangka baja memiliki panjang bentang ekonomis 40 – 200 meter. Penelitian ini menggunakan acuan perhitungan dan persyaratan pada SNI-1725-2016, SNI-2833-2016, dan RSNI-T-03-2005 dengan rencana beban lalu lintas yang dipakai BM 100 atau beban 100% dalam analisis perencanaan jembatan. Dengan acuan dasar peraturan-peraturan tersebut diharapkan jembatan yang telah direncanakan mampu menahan beban-beban yang bekerja dengan aman dan masyarakat mampu menggunakan jembatan tersebut dengan lancar.

1.2 Rumusan Masalah

Pokok permasalahan yang akan dibahas dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana cara perencanaan dan hasil perencanaan pada struktur atas jembatan rangka baja yang aman terhadap beban yang bekerja?
2. Bagaimana cara perencanaan dan hasil perencanaan pada abutmen yang aman terhadap beban yang bekerja?

3. Bagaimana cara perencanaan dan hasil perencanaan pada pondasi abutmen yang aman terhadap beban yang bekerja?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian yang akan dilakukan adalah sebagai berikut.

1. Mendapatkan dimensi struktur atas jembatan yang aman terhadap beban yang bekerja.
2. Mengetahui dimensi abutmen yang aman terhadap beban yang bekerja .
3. Mendapatkan dimensi pondasi abutmen yang aman terhadap beban yang bekerja

1.4 Batasan Penelitian

Batasan dalam penelitian adalah sebagai berikut.

1. Data yang digunakan adalah data *N-SPT* yang didapat dari dinas PUPR pada lokasi tersebut.
2. Perencanaan ulang struktur jembatan direncanakan jembatan jenis kelas A dimana muatan kendaraan digunakan perhitungan penuh 100% dengan tinggi rangka 6,5 m serta lebar perkerasan 7 m dan lebar trotoar 1 m
3. Perencanaan ulang menggunakan struktur atas jembatan rangka baja tipe *warren*.
4. Profil baja yang digunakan adalah profil IWF dan W sebagai rangka induk, gelagar memanjang, gelagar melintang, ikatan angin,
5. Analisis pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 1725-2016.
6. Analisis beban gempa yang digunakan berdasarkan SNI 2833-2016.
7. Analisis baja yang digunakan berdasarkan RSNI-T-03-2005.
8. Analisis permodelan menggunakan aplikasi SAP2000
9. Analisis pembebanan dibantu dengan menggunakan aplikasi Microsoft Excel.
10. Tidak memperhitungkan RAB perencanaan ulang Jembatan Panjang-Pegunungan.

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian yang dilakukan adalah sebagai berikut.

1. Memberikan rincian tentang perencanaan jembatan menggunakan SNI terbaru.
2. Sebagai referensi dan pembelajaran dalam mendesain struktur jembatan rangka baja tipe *warren*.
3. Sebagai referensi dalam penelitian selanjutnya.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Dalam bidang teknik sipil telah dilakukan banyak penelitian struktural. Sebagai salah satu objek penelitian struktural adalah struktur jembatan yang digunakan sebagai penunjang dalam jalur transportasi yang stabil. Subjek penelitian ini adalah menganalisis serta mengevaluasi struktur bawah pada jembatan rangka baja yang dipengaruhi oleh aktivitas seismik

2.2 Tinjauan Pustaka

Dalam tinjauan pustaka ini penulis menyertakan penelitian yang sudah dilakukan sebelumnya yang relevan dengan penelitian yang akan dilakukan penulis yang bisa digunakan sebagai bahan referensi serta bahan perbandingan penelitian.

1. Studi Perencanaan Jembatan Krandegan Desa Kalidawir Menggunakan Sistem Gelagar Baja IWF

Hastian Khoirul Hidayat (2020) merencanakan Jembatan Krandengan dengan struktur atas gelagar baja. Bentang jembatan yang direncanakan 32 m dengan lebar 7 m serta 2 lajur kendaraan. Acuan dasar perencanaan yang digunakan untuk perencanaan ini adalah RSNI-T-02-2005 dan BMS 1992. Hasil perencanaan yang diperoleh yaitu pelat lantai jembatan komposit, dengan tebal pelat beton bertulang 250 mm. Gelagar melintang digunakan adalah profil baja IWF 808x302x16x30 dengan mutu BJ 50 dan mutu beton K-450. Diafragma digunakan profil baja IWF 300x150x6,5x9 dan pelat siku 150x150x18 sebagai penyambung gelagar.

2. Perencanaan Jembatan Tanggulangin Pada Ruas Jalan Demak-Kudus Dengan Sistem Rangka Baja

Kharis Alif Fahrudin (2021) melakukan perencanaan terhadap Jembatan Tanggulangin yang merupakan jembatan utama dalam menghubungkan kota Kudus

dengan Demak. Jembatan dengan panjang 180 meter yang dibagi menjadi 3 bagian jembatan, tiap bagian pada jembatan rangka mempunyai panjang yang sama 60 meter tiap bagian dengan struktur atas rangka baja. Acuan peraturan perencanaan yang digunakan yakni SNI 1725:2016 dan SNI 03-1729-2002. Hasil yang didapatkan dalam perencanaan jembatan rangka baja ini adalah gelagar melintang digunakan baja profil IWF 900x450x16x38, gelagar memanjang digunakan profil IWF 500x300x11x18. Rangka baja utama digunakan 4 variasi ketebalan profil yakni untuk rangka diagonal profil WF 400x400x18x28 dan WF 400x400x18x18, sedangkan untuk rangka keliling profil WF 400x400x30x50 dan WF 400x400x20x35. Untuk Struktur bawah terdapat 2 pilar, 2 abutment yang menggunakan beton bertulang dan pondasi tiang pancang.

3. Perencanaan Jembatan Rangka Baja Tipe Warren Truss Di Kota Padang

Yoga Afri Sugara, Wardi, Afrizal Naumar (2022) merencanakan Jembatan tipe warren di Kota Padang dengan bentang 50 meter. Acuan dasar yang digunakan adalah peraturan pembebanan jembatan SNI 1725:2016. Hasil yang diperoleh adalah pelat lantai didapat tebal 22 cm, profil gelagar memanjang menggunakan WF 350x350x19x19, profil gelagar melintang menggunakan WF 800x300x16x30, profil ikatan angin atas menggunakan WF 150x150x7x10, profil strut menggunakan WF 200x200x12x12 dan profil rangka induk menggunakan WF 400x400x30x50 dan bangunan bawah jembatan yakni abutment didapatkan dimensi panjang 8 meter, lebar 4,4 meter dan tinggi 8,1 meter. Untuk pondasi digunakan tipe sumuran 2 buah berdiameter 3 meter.

4. Studi Alternatif Perencanaan Jembatan Bongkot Dengan Menggunakan Struktur Rangka Baja Tipe Warren Truss Di Kabupaten Jombang

Anis Matha Safitri (2021) merencanakan Jembatan Bongkot yang berlokasi di desa Bongkot, Jombang. Jembatan tersebut menggunakan rangka baja tipe *warren*. Dalam perencanaan jembatan ini digunakan acuan dasar perencanaan yakni SNI 1725:2016. Hasil yang diperoleh dari perencanaan adalah rangka baja digunakan mutu BJ-55 dengan f_y 410 Mpa. Gelagar melintang digunakan profil WF 350x1175x6x 9. Gelagar memanjang digunakan profil WF 700x300x13x20. Rangka induk digunakan profil WF 350x350x16x16. Perencanaan abutmen dibagi

menjadi tiga bagian penulangan bagian I dipakai D29-100 mm, bagian II : D19-125 mm dan bagian III : D28-250 mm. Pondasi digunakan adalah pondasi tiang pancang Ø50 cm dengan kedalaman 13,8 meter.

2.3 Keaslian Penelitian

Berdasarkan tinjauan pustaka yang diperoleh dari beberapa penelitian sebelumnya maka dapat disimpulkan hasil pada Tabel 2.1 berikut.



Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian yang Akan Dilakukan Dengan Penelitian Sebelumnya

Penelitian	Penelitian Terdahulu				Penelitian yang Dilakukan
	Hastian Khoirul Hidayat (2022)	Kharis Alif Fahrudin (2021)	Anis Matha Safitri (2021)	Yoga Afri Sugara, Wardi, Afrizal Naumar (2022)	Bagus Andriansyah. (2024)
Judul	Studi Perencanaan Jembatan Krandegan Desa Kalidawir Menggunakan Sistem Gelagar Baja IWF	Perencanaan Jembatan Tanggulangin Pada Ruas Jalan Demak-Kudus Dengan Sistem Rangka Baja	Studi Alternatif Perencanaan Jembatan Bongkot Dengan Menggunakan Struktur Rangka Baja Tipe Warren Truss Di Kabupaten Jombang	Perencanaan Jembatan Rangka Baja Tipe Warren Truss Di Kota Padang	Perencanaan Struktur Jembatan Panjang-Pegunungan Kabupaten Kudus Menggunakan Sistem Rangka Baja Tipe <i>Warren</i>
Tipe Jembatan	Gelagar baja	Rangka baja	Rangka baja tipe <i>warren</i>	Rangka baja	Rangka baja tipe <i>warren</i>

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian yang Akan Dilakukan Dengan Penelitian Sebelumnya

Penelitian	Penelitian Terdahulu				Penelitian yang Dilakukan
	Hastian Khoirul Hidayat (2020)	Kharis Alif Fahrudin (2021)	Anis Matha Safitri (2021)	Yoga Afri Sugara, Wardi, Afrizal Naumar (2022)	Bagus Andriansyah. (2024)
Lokasi	Desa Kaligawir, Tulungagung	Demak-Kudus	Jombang	Kota Padang	Jalan Panjang Lingkar Utara, Kudus
Peraturan	RSNI-T-02-2005, BMS 1992	SNI 1725-2016, SNI 03-1729-2002	SNI 1725:2016	SNI 1725-2016	SNI 1725-2016, SNI 2833-2016, RSNI-T-03-2005
Panjang Bentang	32 meter	180 meter	50 meter	50 meter	75 meter

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian yang Akan Dilakukan Dengan Penelitian Sebelumnya

Penelitian	Penelitian Terdahulu				Penelitian yang Dilakukan
	Hastian Khoirul Hidayat (2020)	Kharis Alif Fahrudin (2021)	Anis Matha Safitri (2021)	Yoga Afri Sugara, Wardi, Afrizal Naumar (2022)	Bagus Andriansyah. (2024)
Hasil	Gelagar melintang IWF 808x302x16x30 mutu BJ 50, Diafragma IWF 300x150x6,5x9 dan penyambung gelagar pelat siku 150x150x18.	gelagar melintang IWF 900x450x16x38, Gelagar memanjang IWF 500x300x11x18. Rangka baja utama WF 400x400x18x28 dan WF 400x400x18x18. Rangka keliling WF 400x400x30x50 dan WF 400x400x20x35	Gelagar memanjang WF 350x350x19x19. Gelagar melintang WF 800x300x16x30. Ikatan angin atas WF 150x150x7x10. Profil strut WF 200x200x12x12. Rangka induk WF 400x400x30x50	Gelagar melintang WF 350x1175x6x 9. Gelagar memanjang WF 700x300x13x20. Rangka induk WF 350x350x16x16.	Gelagar melintang IWF 350x175x7x11. Gelagar memanjang IWF 800x300x14x26. Rangka induk W 14x311, W 14x257, W 14x193. Ikatan angin IWF 150x150x7x10

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Jembatan

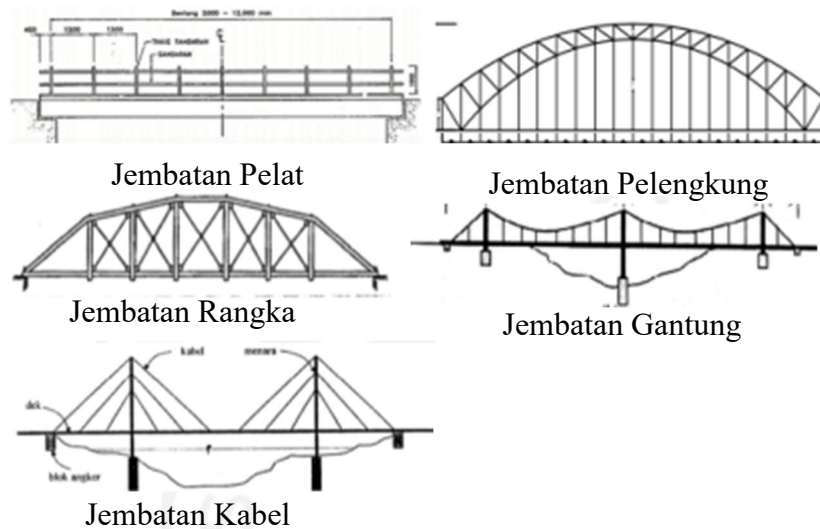
Jembatan merupakan struktur yang digunakan untuk melanjutkan jalan melalui rintangan di bawahnya. Hambatan tersebut biasanya berupa saluran air atau jalan lain berupa lalu lintas normal. Jembatan yang melintasi jalan tersebut biasa disebut sebagai viaducts (Struyk & Veen, 1995).

Perencanaan struktur jembatan memiliki prinsip yang mencakup 2 bagian yaitu perencanaan struktur atas (*upper structure*) dan perencanaan struktur bawah (*substructure*). Struktur atas (*upper structure*) memiliki fungsi sebagai penerima beban langsung yang meliputi beban lalu-lintas kendaraan, beban angin, dan lain-lain. Struktur atas memiliki bagian antara lain gelagar jembatan (*girder*), balok diafragma, lantai kendaraan (*deck*), perletakkan jembatan (*bearing*), *expansion joint*, dan pengaku jembatan. Struktur bawah (*substructure*) memiliki fungsi sebagai penopang dari beban struktur atas termasuk beban mati struktur atas dan beban lain yang ditimbulkan seperti tekanan tanah, gesekan pada tumpuan, aliran air, dan sebagainya yang kemudian disalurkan kepada pondasi..

3.2 Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Struktur Atas

Menurut Supriadi dan Muntohar (2007), terdapat 5 klasifikasi jembatan yang umum digunakan jika ditinjau berdasarkan struktur atas yaitu :

1. Jembatan Pelat
2. Jembatan Pelengkung
3. Jembatan Rangka
4. Jembatan Gantung
5. Jembatan Kabel



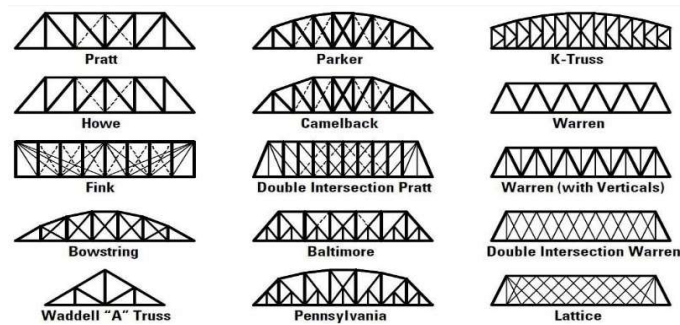
Gambar 3.1 Tipe Jembatan
(Sumber : Supriadi dan Muntohar (2007))

3.3 Jembatan Rangka Baja

Jembatan rangka baja (*truss bridge*) merupakan struktur jembatan yang terdiri atas rangkaian batang baja yang saling dihubungkan antara satu dengan lainnya. Beban yang dipukul oleh struktur ini akan diuraikan dan disalurkan pada batang-batang baja struktur tersebut, sebagai gaya-gaya tekan dan tarik, melalui titik-titik pertemuan batang yang disebut titik buhul. Garis netral tiap batang pada titik buhul harus saling berpotongan pada satu titik untuk menghindari adanya momen sekunder.

3.3.1 Jenis Jembatan Rangka Baja Berdasarkan Susunan Geometri

Berdasarkan susunan geometri rangka baja pada jembatan, terdapat berbagai macam geometri yang digunakan. Macam susunan geometri rangka baja tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.2 di bawah ini



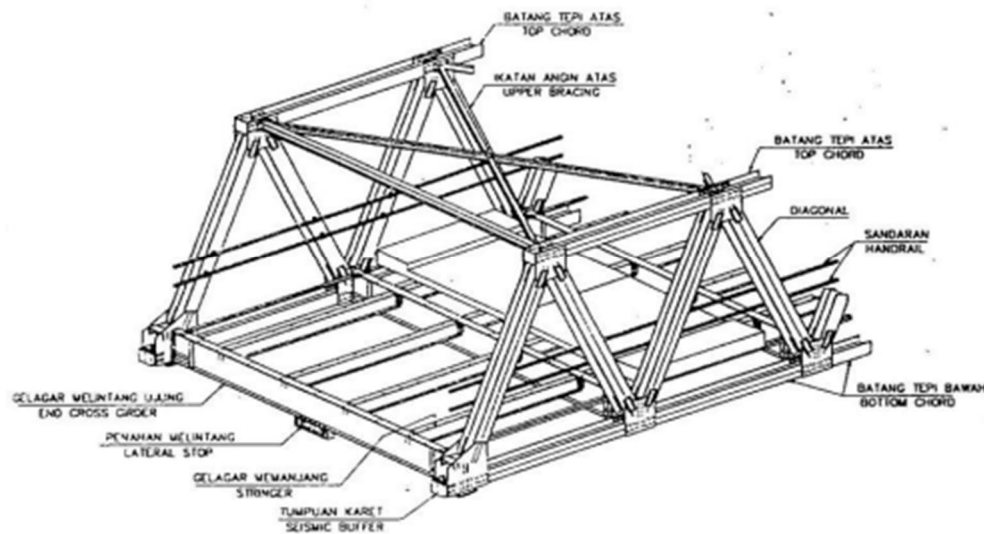
Gambar 3.2 Susunan Geometri Jembatan Rangka Baja

(Sumber : Ressler, 2001)

Pada Jembatan Panjang-Pegunungan direncanakan dengan rangka baja tipe *warren*. Di Indonesia, jenis jembatan rangka baja ini umum digunakan karena pengerjaan konstruksinya yang dinilai cukup mudah.

3.3.2 Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren*

Jembatan rangka baja tipe *warren* merupakan salah satu tipe jembatan rangka baja dengan struktur rangka utama berbentuk trapesium yang terdiri atas susunan bentuk rangka segitiga. Jembatan tipe ini memiliki beberapa komponen seperti batang horizontal, batang diagonal, gelagar melintang, gelagar memanjang, dan ikatan angin. Batang diagonal serta ikatan angin memiliki fungsi mengikat titik buhul pada batang utamanya sehingga rangka menjadi stabil. Komponen pada jembatan rangka tipe *warren* dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut ini



Gambar 3.3 Komponen Jembatan Rangka Baja Warren

(Sumber : Chen Waifah dan Lian, 2000)

3.3.3 Struktur Rangka Batang

Struktur rangka batang merupakan sistem struktur konstruksi yang terdiri atas beberapa batang lurus yang saling disambungkan pada ujung-ujungnya sehingga menjadi bentuk satu kesatuan struktur yang kuat untuk menerima beban.

Dalam struktur rangka, ketika struktur diberikan beban maka akan timbul gaya tarik serta tekan yang terjadi pada batang dan tidak ada momen yang terjadi sehingga struktur rangka ini memiliki prinsip keseimbangan statik seperti persamaan dibawah ini.

$$\Sigma F_H = 0 \quad (3.1)$$

$$\Sigma F_V = 0 \quad (3.2)$$

$$\Sigma M = 0 \quad (3.3)$$

1. Batang tarik

Batang tarik merupakan batang pada struktur yang mengalami beban tarik sehingga menghasilkan gaya aksial tarik.

Berdasarkan SNI 1729-2015, kekuatan tarik desain ($\phi_t P_n$) menggunakan nilai

terendah dari batas leleh tarik penampang bruto dan keruntuhan tarik penampang neto yang dapat dilihat pada persamaan berikut.

Persamaan leleh tarik penampang bruto :

$$P_n = F_y \times A_g \quad (3.4)$$

dengan $\phi_t = 0,9$ (DFBK)

Persamaan keruntuhan tarik penampang neto :

$$P_n = F_u \times A_e \quad (3.5)$$

dengan $\phi_t = 0,75$ (DFBK)

keterangan :

A_g = Luas bruto komponen struktur, mm²

A_e = Luas netto efektif, mm²

F_y = Tegangan leleh minimum, MPa

F_u = Tegangan tarik minimum, MPa

2. Gaya batang tekan

Batang tekan merupakan batang pada struktur yang mengalami beban tekan yang menghasilkan gaya aksial searah panjang batang. Gaya aksial batang tekan dapat menyebabkan terjadinya tekuk (*buckling*) pada batang dan menghasilkan tegangan tekan pada batang tekan. Keruntuhan yang dapat terjadi pada batang tekan diakibatkan oleh dua pola, yaitu tegangan leleh yang terlampaui (*stocky column*) dan terjadinya tekuk (*slender column*). Sehingga diperlukan mutu bahan dan bentuk geometris yang sesuai.

3.4 Pembebanan Struktur Atas Jembatan

Menurut SNI 1725-2016, jembatan harus direncanakan sesuai dengan kondisi batas yang diperlukan untuk mencapai tujuan pembangunan, aspek keamanan, dan pelayanan, dengan mempertimbangkan kemudahan pemeriksaan, efektivitas biaya, dan estetika. Saat merencanakan persamaan yang harus dipenuhi untuk semua gaya dan kombinasinya.

3.4.1 Beban Permanen

Menurut SNI 1725-2016, ada beberapa jenis beban persisten. Yaitu, beban sendiri, beban tambahan / beban servis, beban tekanan tanah, dan dampak permanen dari eksekusi.

1. Berat Sendiri (MS)

Menurut SNI 1725-2016, berat sendiri adalah berat bagian dan komponen penahan beban lainnya yaitu berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen penahan beban, serta dan memiliki elemen penahan beban yang dianggap tetap. Berikut ini adalah faktor beban dari beratnya sendiri.

Tabel 3. 1 Faktor Beban untuk Berat Sendiri.

Tipe Beban	Faktor Beban			
	Keadaan Batas Layan		Keadaan Batas Ultimit	
	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 dicorditempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

(Sumber: SNI 1725-2016)

Berdasarkan Tabel 3.1, faktor beban untuk berat sendiri yang akan digunakan dalam analisis Tugas Akhir ini adalah faktor beban dalam keadaan batas ultimit biasa.

2. Berat Mati Tambahan (MA)

Berat mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan pada komponen non struktural dan besarnya berubah-ubah selama umur jembatan.

Tabel 3.2 Faktor Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{SMA}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{UMA}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00	2,00	0,7
	Khusus (terawas)	1,00	1,40	0,8
Catatan : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

(Sumber: SNI 1725-2016)

3. Beban Akibat Tekanan Tanah Aktif (TA)

Menurut SNI 1725-2016 Koefisien tekanan tanah nominal wajib dihitung menurut sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah (kepadatan, kadar kelembaban, kohesi sudut geser pada & lain sebagainya) wajib diperoleh menurut output pengukuran & pengujian tanah baik pada lapangan ataupun laboratorium. Tekanan tanah lateral dalam keadaan batas kekuatan dihitung menggunakan memakai nilai nominal berdasarkan γ_s , & nilai planning berdasarkan c dan ϕ_f . Nilai-nilai planning berdasarkan c dan ϕ_f diperoleh berdasarkan nilai nominal menggunakan memakai faktor reduksi kekuatan. Kemudian tekanan tanah lateral yg diperoleh masih berupa nilai nominal & selanjutnya wajib dikalikan menggunakan faktor beban yg sinkron misalnya yg tercantum dalam Tabel 3.3 Berikut.

Tabel 3.3 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{TA})			
	Keadaan Batas Layan (γ^S_{TA})		Keadaan Batas Ultimit (γ^U_{TA})	
	Tekanan Tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	TekananTanah Vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan Tanah Lateral	1,00		
	- Aktif	1,00	1,25	0,80
	- Pasif	1,00	1,40	0,70
	- Diam	1,00	(1)	
Catatan ⁽¹⁾ : Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit.				

(Sumber: SNI 1725-2016)

3.4.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas buat perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur & beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja dalam semua lebar jalur tunggangan & menyebabkan dampak dalam jembatan yang ekuivalen menggunakan suatu iring-iringan tunggangan yang sebenarnya. Beban truk "T" merupakan suatu tunggangan berat menggunakan 3 gandar yg ditempatkan dalam beberapa posisi pada kemudian lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas 2 bidang hubungan pembebanan yg disimulasikan menjadi roda tunggangan berat. Hanya satu truk "T" diterapkan per lajur kemudian lintas rencana.

1. Beban Lajur "D" (TD)

Dalam beban lajur "D" ini terdiri atas 2 pembebanan. Pembebanan tersebut adalah beban terbagi rata atau BTR dan beban garis atau BGT. Faktor beban yang digunakan dalam beban lajur "D" dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3. 4 Faktor Beban Lajur “D”

Tipe beban	Jembatan	Faktor Beban	
		keadaan batas layan	Keadaan batas ultimate
Transien	beton	1,00	1,80
	box girder baja	1,00	2,00

(Sumber: SNI 1725-2016)

Membentang dengan arah perjalanan 49,0 kN/m, akan diterapkan beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m. Sedangkan beban merata (BTR) memiliki intensitas q kPa yang besarnya tergantung pada kondisi berikut.

$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m: } q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.6)$$

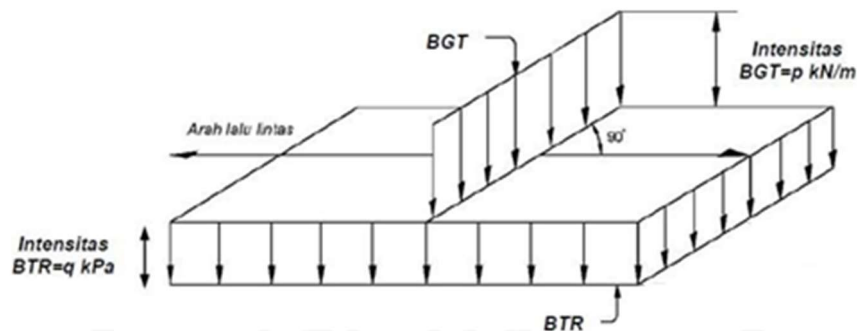
$$\text{Jika } L > 30 \text{ m: } q = 9,0 (0,5 + 15/L) \text{ kPa} \quad (3.7)$$

Keterangan:

q = intensitas beban terbagi rata (BTR) (kPa)

L = panjang total jembatan terbebani (meter) $1 \text{ kPa} = 0,001$

$\text{MPa} = 0,01 \text{ kg/cm}^2$

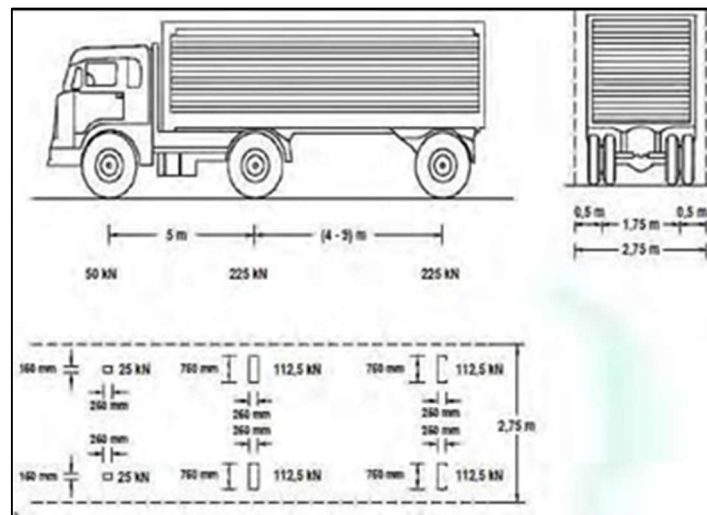
**Gambar 3. 4 Beban Lajur “D” (TD)**

(Sumber : SNI 1725-2016)

2. Beban Truk “T” (TT)

Selain beban “D”, terdapat beban lalu lintas lainnya yaitu beban truk “T”. Beban truk “T” tidak boleh digunakan dengan beban “D”. Beban truk digunakan untuk menghitung struktur pelat geladak. Beban truk termasuk semi trailer, susunan dan berat as ditunjukkan pada Gambar 3.5. Berat

masing-masing poros dibagi menjadi dua beban yang sama karena permukaan kontak antara roda dan tanah, jarak antara kedua poros dapat divariasikan dari 4,00 m hingga 9,00 m untuk efek terbesar pada sisi memanjang jembatan. Beban angin juga bekerja pada bagasi untuk mengatur lantai.



Gambar 3.5 Pembebanan Truk “T” (500 kN)

(Sumber : SNI 1725-2016)

Meskipun biasanya hanya ada satu truk "T" yang dapat ditempatkan di jalur rencana. Faktor pemanfaatan muatan truk diberikan pada Tabel 3.5 di bawah ini.

Tabel 3.5 Faktor Beban Lajur “T”

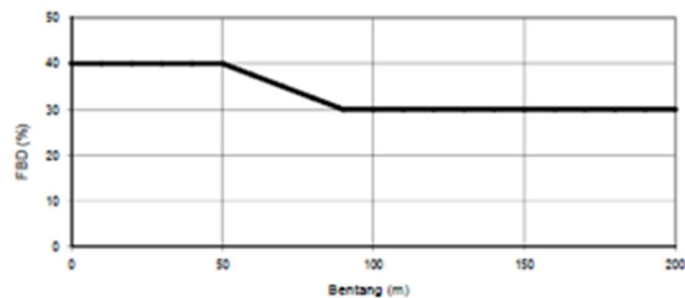
Tipe Beban	Jembatan	Faktor beban	
		keadaan batas layan	keadaan batas ultimate
Transien	Beton	1,00	1,80
	Box girder baja	1,00	2,00

(Sumber: SNI 1725-2016)

3. Faktor beban dinamis

Faktor Beban Dinamis (FBD) adalah hasil interaksi antara kendaraan bergerak dengan jembatan. Besarnya FBD tergantung dari frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, biasanya terjadi 2 Hz – 5 Hz untuk kendaraan berat,

dan frekuensi pada getaran lentur Jembatan. Untuk beban truk “T” nilai FBD diambil nilai sebesar 30% atau 0,3. Sedangkan nilai FBD dapat diperoleh berdasarkan dari Gambar 3.6 grafik hubungan antara nilai FBD dengan panjang bentang ekivalen berikut.



Gambar 3. 6 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Lajur “D”

(Sumber: SNI 1725 -2016)

4. Beban rem (TB) Gaya rem diambil yang terbesar dari kondisi berikut. a. 25% dari berat gandar truk desain b. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata Gaya rem tersebut diletakkan di semua jalur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas. Gaya ini bekerja secara horizontal di jarak 1,8 m diatas permukaan jalan di masing-masing arah longitudinal dan diambil nilai maksimum.
5. Beban pejalan kaki (TP) Bangunan trotoar yang besarnya lebih dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan nilai intensitas sebesar 5 kN/m^2 dan bekerja bersamaan dengan beban kendaraan di masing-masing lajur jalan. Sedangkan untuk kendaraan ringan diambil 17 kN/m

3.4.3 Aksi Lingkungan

Menurut SNI 1725-2016, aksi lingkungan memasukkan pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa, dan penyebab alamiah lainnya.

1. Beban Angin

Beban angin ditentukan berdasarkan asumsi bahwa kecepatan angin dasar desain (V_s) adalah 90 hingga 126 km/jam. Beban angin diasumsikan terdistribusi secara merata pada area yang terkena angin. Untuk jembatan ataubagian jembatan dengan tinggi rencana lebih dari 10 meter di atas

permukaan tanah/air, kecepatan angin rencana VDZ dihitung dengan menggunakan persamaan berikut.

$$VDZ = 1,5 V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad (3.8)$$

Keterangan:

VDZ = kecepatan angin rencana pada ketinggian rencana (km/jam);

V₁₀ = kecepatan angin pada ketinggian 10 meter di atas permukaan tanah/permukaan air;

V_B = kecepatan angin rencana, yaitu 90 sampai 126 km/jam pada ketinggian meter;

Z = tinggi bangunan diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan dimana beban angin dihitung ($Z > 10$ meter)

V_o = kecepatan gesekan angin, yang merupakan sifat meteorologi dan besarnya diberikan pada Tabel 3.6 ;

Z_o = panjang gesekan hulu jembatan, yang merupakan fitur meteorologi nilai kecepatan angin pada elevasi 10 meter di atas permukaan tanah/permukaan air.

V₁₀ dapat diperoleh dengan cara berikut

- Grafik kecepatan angin untuk berbagai periode ulang;
- Survei angin pada lokasi jembatan; dan
- Jika tidak ada data yang lebih baik, dapat diasumsikan $V_{10} = V_B = 90$ s/d 126 km/jam.

Tabel 3.6 Nilai V_o dan Z_o untuk Berbagai Variasi Kondisi

Kondisi	Lahan terbuka	Sub urban	Kota
V_o (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_o (mm)	70	1000	2500

(Sumber : SNI-1725-2016)

Beban angin dihitung bekerja pada struktur dan pada kendaraan yang melewati jembatan. Beban angin (EWS) yang bekerja pada struktur dihitung dengan menggunakan persamaan berikut.

$$PD = PB \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \quad (3.9)$$

Keterangan:

PD = tekanan angin rencana (MPa);

PB = tekanan angin dasar yang nilainya ditentukan berdasarkan
Tabel 3.7

Tabel 3.7 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)

2. Beban Gempa

Pembebanan gempa/seismik diasumsikan sebagai gaya horizontal, yang ditentukan dengan mengalikan koefisien respon elastis (C_{sm}) dengan berat ekivalen struktur, yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R_d) dengan menggunakan rumus berikut.

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (3.10)$$

Keterangan:

EQ = gaya gempa horizontal statis (kN);

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

R = faktor modifikasi respon;

W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN).

Faktor respon elastis C_{sm} dihasilkan dari peta percepatan dasar dan spektrum percepatan sebagai fungsi dari daerah gempa dan periode reproduktifitas gempa dasar desain. Lihat SNI 2883-2016 untuk

perhitungan efek gempa pada jembatan, termasuk beban seismik, metode analisis, peta seismik, dan detail struktur.

a. Gaya Gempa Lateral

Beban gempa jembatan diambil gaya horizontal berdasarkan Pasal 9.7 SNI 1725-2016, nilai tersebut dapat dihitung menggunakan persamaan 3.26.

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (3.11)$$

dengan:

EQ = gaya horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elasti

sR = faktor modifikasi respon

W_t = berat total struktur yang menggetarkan terdiri dari beban matidan beban hidup (kN)

Koefisien respon elastik, C_{sm} didapatkan dari peta percepatan batuandasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah.

b. Gaya Gempa Vertikal

Berdasarkan pasal 5.11 SNI 2833-2016 bahwa pada struktur atas gelagar diasumsikan mengalami gerakan naik-turun agar gelagar tidak terhempas ke atas. Perhitungan gempa vertikal dapat dihitung dengan dua kondisi berikut dengan nilai diambil yang terbesar.

1) 120% dari perbedaan antara gaya gempa vertikal dan reaksi akibat beban permanen, atau

2) 10% reaksi beban permanen dengan beban permanen.

c. Respon spektra

Spektrum respons menurut SNI 2833-2016, adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum sistem dengan derajat kebebasan pada frekuensi alami yang berbeda terendam akibat gerakan tanah. Spektrum respon di permukaan tanah dipengaruhi oleh tiga nilai percepatan maksimum berdasarkan peta gempa bumi Indonesia dengan probabilitas lebih dari 7 dalam 75 tahun (PGA,

S_s , S_1), serta nilai F_{PGA} , F_v , dan F_a . Parameter-parameter yang diperlukan dalam respon spektra dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$A_s = F_{PGA} \times P_{GA} \quad (3.12)$$

$$SD_s = F_a \times S_s \quad (3.13)$$

$$SD_1 = F_v \times S_1 \quad (3.14)$$

dengan:

A_s = Koefisien percepatan puncak muka tanah (g),

F_{PGA} = Faktor Amplifikasi Terkait Percepatan, yang sesuai dengan getaran selama periode 0 detik,

P_{GA} = Percepatan Batuan Dasar Maksimum mengacu pada peta gempa Indonesia dengan probabilitas lebih dari 7 dalam selama 75 tahun,

F_a = Faktor penguatan terkait percepatan, mewakili getaran untuk periode 0,2 detik,

S_s = Parameter respons spektrum percepatan gempa untuk periode pendek ($T = 0,2$ detik) terkait dengan peta gempa bumi Indonesia dengan probabilitas lebih besar dari 7 dalam 75 tahun,

SD_s = Nilai spektrum permukaan bumi untuk periode 0,2 detik,

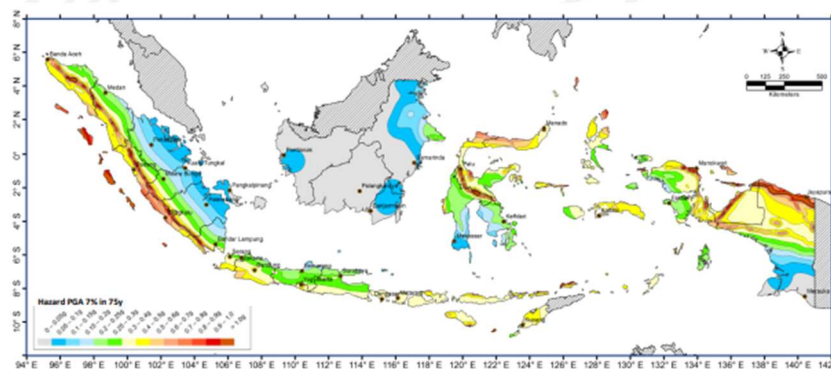
F_v = Faktor penguatan terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1,0 detik,

S_1 = Parameter respons spektrum percepatan gempa untuk periode 1,0 detik terkait dengan gempa bumi Indonesia 2010 dengan probabilitas t lebih besar dari 7 dalam 75 tahun,

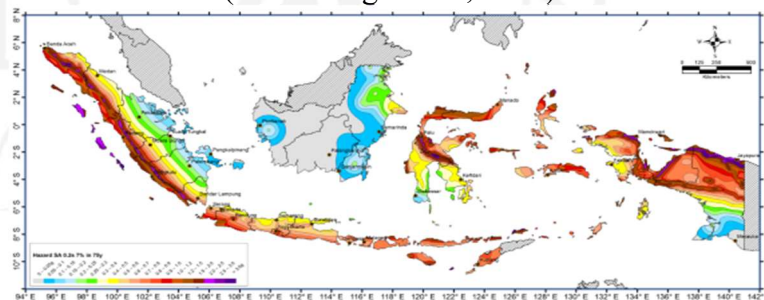
SD_1 = Nilai spektrum permukaan tanah selama periode 1,0 detik.

d. Peta Gempa

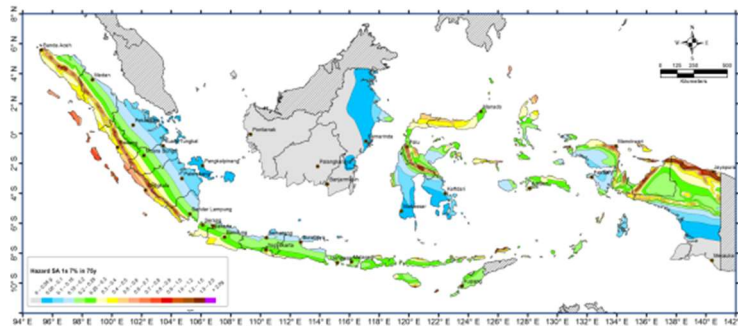
Menurut Badan Standarisasi Nasional (2016), penentuan sebaran lokasi pada peta seismik akan mempengaruhi nilai percepatan puncak batuan dasar. Dengan mengacu pada peta gempa 2017 yang digunakan untuk mendesain struktur, kemungkinannya menjadi lebih dari 7% dalam 75 tahun. Gambar 3.7, Gambar 3.8, dan Gambar 3.9.



Gambar 3.7 Peta percepatan puncak batuan dasar untuk probabilitas 7% dalam 75 tahun (Pustlitbang PUPR, 2017)



Gambar 3.8 Peta percepatan spektrum respons 0.2 detik dengan nisbah redaman 5% di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (Puslitbang PUPR, 2017)



Gambar 3.9 Peta percepatan respons spektrum 1.0 detik dengan nisbah redaman 5% di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun
(Puslitbang PUPR, 2017)

Tabel 3.8 Penjelasan Peta Gempa

No	No Gambar	Level Gempa	Keterangan
1	Gambar 1	7% dalam 75 Tahun (gempa≈1000 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) 2
2	Gambar 2		Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar (S _s)
3	Gambar 3		Peta respons spektra percepatan 0,1 detik di batuan dasar (S ₁)

3.5 Faktor Beban dan Kombinasi Beban

Berdasarkan SNI 1725-2016 terdapat kombinasi pembebanan dalam perancangan struktur jembatan. Berikut kombinasi pembebanannya. Setiap kombinasi pembebanan harus diambil faktor beban berdasarkan Tabel 3.9.

1. Kuat I

Kombinasi jembatan 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.

2. Kuat II

Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa

memperhitungkan beban angin.

3. Kuat III

Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

4. Kuat IV

Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasiobeban mati dengan beban hidup yang besar.

5. Kuat V

Kombinasi pembebanan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam sampai 126 km/jam.

6. Ekstrem I

Kombinasi pembebanan gempa .Faktor hidup YEQ yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.

7. 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 kendaraan dan kapal.

8. Layan I

Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban yang 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 teorowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang, dan juga untuk analisis regangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk stabilitas lereng.

9. Layan II

Kombinasi pembebanan yang ditunjukkan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.

10. 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.

11. Layan IV

Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.

12. Fatik

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

Setiap kombinasi pembebanan harus diambil faktor beban berdasarkan Tabel

3.9. Kondisi ekstrim beban yang bekerja perlu diketahui dari faktor beban yang ada. Setiap kombinasi pembebanan perlu diselidiki kondisi ekstrim maksimum dan minimum untuk memberikan keamanan pada jembatan. Sedangkan beban permanen, harus dipilih faktor beban yang menghasilkan pembebanan kritis

Tabel 3.9 Kombinasi Pembebanan dan Faktor Beban

<i>Kadaan Batas</i>	<i>MS MA TA PR PL SH</i>	<i>TT TD TB TR TP</i>	<i>EU</i>	<i>EW_s</i>	<i>EW_L</i>	<i>BF</i>	<i>EU_n</i>	<i>TG</i>	<i>ES</i>	<i>Gunakan salah satu</i>		
										<i>EQ</i>	<i>TC</i>	<i>TV</i>
Kuat I	g p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	gTG	gES	-	-	-
Kuat II	g p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	gTG	gES	-	-	-
Kuat III	g p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	gTG	gES	-	-	-
Kuat IV	g p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	g p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	gTG	gES	-	-	-
Ekstrem I	g p	gEQ	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	g p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	gTG	gES	-	-	-
Daya layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	gTG	gES	-	-	-

Lanjutan Tabel 3.9 Kombinasi Pembebanan dan Faktor Beban

<i>Kadaan Batas</i>	<i>MS MA TA PR PL SH</i>	<i>TT TD TB TR TP</i>	<i>EU</i>	<i>EW_s</i>	<i>EW_L</i>	<i>BF</i>	<i>EU_n</i>	<i>TG</i>	<i>ES</i>	<i>Gunakan salah satu</i>		
										<i>EQ</i>	<i>TC</i>	<i>TV</i>
Daya layar IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Catatan : - gp dapat berupa gMS ,gMA , gTA , gPR , gPL , gSH tergantung beban yang ditinjau
 -gEQ adalah faktor beban hidup kondisi gempa

Keterangan :

MS : Berat sendirir	TP : Beban pejalan kaki
MA : Beban Mati tambahan	EU : Beban arus
TA : Gaya akibat tekanan : tanah	EWL : Beban angin kendaraan
PR : Prategang	BF : Gaya friksi
PL : Beban pelaksanaan	EUn : Gaya akibat temperatur seragam
SH : Beban akibat susut	TG : Gaya akibat temperatur gradien
TT : Beban truk	ES : Beban akibat penurunan
TD : Beban lajur D	EQ : Beban akibat gempa
TB : Gaya akibat rem	TC : Beban akibat tumbukan
TR : Gaya sentrifugal	TV : Gaya akibat tumbukan kapal

3.6 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

Struktur atas jembatan merupakan bagian jembatan yang menerima dan menahan beban yang terjadi dari lalu lintas kendaraan, pejalan kaki, beban mati, dan aksi lingkungan yang kemudian didistribusikan ke struktur bawah jembatan. Perencanaan struktur atas pada Jembatan Panjang-Pegunungan ini meliputi gelagar memanjang, gelagar melintang, dan rangka.

3.6.1 Gelagar Memanjang Komposit

Gelagar memanjang adalah gelagar yang memiliki bentang sepanjang jembatan dan menahan beban-beban secara memanjang. Fungsi dari gelagar memanjang adalah sebagai tumpuan lantai kendaraan yang kemudian disalurkan ke gelagar melintang. Berikut ini adalah kontrol yang diperhatikan dalam perencanaan gelagar memanjang.

1. Kontrol Terhadap Lentur

Kekuatan lentur diizinkan ($Mn/\Omega b$) serta ketentuan lentur desain dengan ketentuan $\phi b = 0,90$ (DFBK), $\Omega b = 1,67$ (DKI). Berdasarkan RSNI T-03-2005, kuat lentur nominal suatu struktur komposit ditentukan dengan rumus-rumus berikut.

a. Sumbu netral pelat beton

Nilai gaya tekan pada pelat beton dihitung dengan persamaan berikut.

$$C = 0,85 \times F_c' \times a \times B_e \quad (3.15)$$

keterangan:

C = gaya tekan pada pelat beton (kN)

F_{c'} = kuat tekan beton (MPa)

a = sumbu netral (mm)

B_e = lebar efektif (mm)

Besarnya nilai gaya tarik pada profil baja dihitung dengan rumus berikut.

$$T = A_s \times F_y \quad (3.16)$$

keterangan:

A_s = luas area profil baja (mm²)

F_y = tegangan leleh baja (MPa)

Dari kedua rumus diatas didapatkan persamaan keseimbangan gaya yaitu

C = T sehingga didapatkan rumus nilai a.

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F_c' \times B_e} \quad (3.17)$$

Sehingga didapatkan nilai kuat lentur nominal yang ada struktur komposit dengan rumus berikut.

$$M_n = A_s \times F_y \times \left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right) \quad (3.18)$$

keterangan:

M_n = kuat lentur nominal (kNm)

d = tinggi profil (mm)

t_s = tebal pelat beton (mm)

2. Kontrol Terhadap Geser

Tebal pelat badan yang tidak diperkaku dan dibatasi pada kedua sisi yang memanjang oleh pelat sayap harus memenuhi persamaan berikut:

$$\frac{h_o}{t_w} \leq 3,57 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.19)$$

keterangan:

h = tinggi bersih
profil sayap (mm)
 t_w = tebal pelat badan
profil (mm)

Untuk kuat geser nominal, dapat dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$\frac{h_o}{t_w} \leq 1,10 \times \sqrt{\frac{k_n E}{F_y}} \quad (3.20)$$

dengan,

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (3.21)$$

Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal terpenuhi, maka kuat geser nominalnya menggunakan rumus sebagai berikut :

$$V_n = 0,6 \times F_y \times A_w \quad (3.22)$$

keterangan:

A_w = luas kotor pelat badan (mm^2)

3.6.2 Gelagar Melintang

Gelagar melintang adalah gelagar yang berada di bawah gelagar memanjang dengan ukuran lebih besar dari gelagar memanjang. Gelagar ini memiliki panjang sesuai dengan lebar jembatan. Berikut ini adalah control yang diperhatikan dalam perencanaan gelagar melintang.

1. Kontrol Terhadap Lentur

Dalam menentukan kuat lentur nominal, terhadap ketentuan dengan rumus-rumus yang berbeda. Berikut ini adalah persamaan rumusnya.

a. Momen bentang pendek

$$M_n = M_p \quad (3.23)$$

b. Momen bentang menengah

Momen bentang menengah dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$M_n = C_b \times \left(M_r + \left(\frac{M_p - M_r}{L_r - L_p} \right) L_r \right) \leq M_p \quad (3.24)$$

c. Momen bentang panjang

$$M_n = M_{cr} \quad (3.25)$$

2. Kontrol Terhadap Geser

Kekuatan geser desain (V_n) dan kekuatan geser izin (V_n/Ω_v) ditentukan dengan nilai $\phi_v = 0,90$ (DFBK) $\Omega_b = 1,67$ (DKI). Berikut ini adalah persamaan untuk menentukan kuat geser nominal.

$$V_n = 0,6 \times F_y \times A_w \quad (3.26)$$

keterangan:

V_n = Kuat geser nominal (kN)

F_y = Tegangan leleh baja (MPa)

A_w = Luas kotor profil baja (mm²)

3.6.3 Rangka

Rangka merupakan struktur utama yang mendukung dalam menahan beban yang bekerja pada struktur jembatan rangka baja, baik beban eksternal ataupun internal atau akibat berat sendiri yang diterima batang-batang pada rangka sehingga mengalami gaya tarik dan gaya tekan.

1. Batang Tarik

a. Syarat kuat tarik

$$P_u \leq \phi P_n \quad (3.27)$$

keterangan:

P_n = kuat tarik nominal yang nilainya diambil dari nilai terendah daripersamaan di bawah ini:

1) Kuat tarik nominal pada penampang bruto:

$$P_n = A_g \times F_y \quad (3.28)$$

2) Kuat tarik nominal pada penampang efektif:

$$P_n = A_e \times F_u \quad (3.29)$$

keterangan:

A_g = luas penampang bruto (mm²)

A_e = luas penampang efektif (mm²)

F_y = tegangan leleh (MPa)

F_u = tegangan ultimate (MPa)

nilai ϕ untuk persamaan 3.28 adalah 0,9 dan untuk persamaan 3.29 adalah 0,75

b. Penampang efektif

Luas dari penampang efektif suatu komponen struktur ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$A_e = A \times U \quad (3.30)$$

keterangan:

A = luas penampang (mm^2)

U = faktor reduksi

$$= 1 - \left(\frac{x}{L}\right) \leq 0,90$$

x = eksentrisitas sambungan (mm)

L = panjang sambungan arah gaya tarik (mm)

Bila gaya tarik disalurkan oleh baut, maka

$$A_{nt} = A_g - (n \times d \times t_f) \quad (3.31)$$

keterangan:

A_g = luas penampang bruto (mm^2)

t_f = tebal sayap penampang (mm)

d = diameter lubang baut (mm)

n = banyak lubang dalam satu garis potongan

2. Batang Tekan

a. Persyaratan kuat tekan

$$P_u \leq \phi_n P_n \quad (3.32)$$

keterangan:

ϕ = faktor reduksi sesuai dengan Tabel 3.13

P_n = kuat tekan nominal komponen struktur tekan (N)

Faktor reduksi untuk keadaan batas ultimit dapat dilihat pada Tabel 3.10 berikut.

Tabel 3.10 Faktor Reduksi untuk Keadaan Batas Ultimit

Situasi Rencana	Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)
a. Lentur	0,90
b. Tekan	0,90
c. Aksial Tekan	0,85
d. Aksial Tarik	
1. terhadap kuat tarik leleh	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: SNI 1725:2016

b. Perbandingan kelangsingan

1) kelangsingan elemen penampang, (Tabel 3.11) $< \lambda_r$
(3.33)

2) kelangsingan komponen struktur tekan, $\lambda = \frac{L_k}{r} \leq 140$
(3.34)

Nilai perbandingan maksimum lebar terhadap tebal baja dapat dilihat pada Tabel 3.11 dibawah ini.

Tabel 3.11 Perbandingan Maksimum Lebar Terhadap Tebal

Jenis Elemen	λ	Perbandingan Maksimum Lebar Terhadap Tebal	
		λ_p (kompak)	λ_r (tidak kompak)
Pelat Sayap Balok-I	$\frac{b}{t}$	$\frac{170}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{370}{\sqrt{F_y - f_r}}$
Pelat Badan	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{1680}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{2550}{\sqrt{F_y}}$

Sumber: SNI 1725:2016

c. Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur

Kuat tekan nominal dari komponen struktur tekan, dengan elemen penampangnya lebih kecil dari yang ditentukan pada Tabel 3.11, dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut :

$$P_n = (0,66^{\lambda_c^2}) \times A_g \times F_y \text{ untuk } \lambda_c \leq 1,5 \quad (3.35)$$

$$P_n = (0,88^{\lambda_c^2}) \times A_g \times F_y \text{ untuk } \lambda_c \geq 1,5 \quad (3.36)$$

$$\lambda_c = \frac{Lk}{r \times \pi} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.37)$$

$$Lk = k_c \times L \quad (3.38)$$

keterangan:

A_g = luas penampang bruto (mm^2)

F_y = tegangan leleh (MPa)

λ_c = parameter kelangsingan

k_c = faktor panjang tekuk (mm)

E = modulus elastisitas bahan baja (MPa)

Nilai faktor panjang tekuk dapat dilihat pada Gambar 3.10 dibawah ini

	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 3.10 Faktor Panjang Tekuk

(Sumber: RSNI T-03-2005)

3.6.4 Sambungan

Sambungan merupakan komponen struktur yang memiliki fungsi untuk menggabungkan satu komponen dengan komponen lainnya sehingga terbentuk satu kesatuan konstruksi sesuai kebutuhan. Berikut ini adalah persamaan yang digunakan untuk menghitung sambungan.

1. Kekuatan nominal baut

$$R_n = F_{nv} \times A_b \quad (3.39)$$

keterangan:

F_{nv} = kuat geser nominal (kN)

A_b = luas penampang baut (mm^2)

2. Jumlah kebutuhan baut

$$n = \frac{T_n}{R_n} \quad (3.40)$$

keterangan:

T_n = kuat tarik atau tekan ultimit profil (kN)

R_n = kapasitas satu baut (kN)

3. Kekuatan sambungan

a. Kuat tumpu geser pelat

$$R_{na} = 1,5 \times l_{c1} \times t \times F_u \leq 3 \times d_b \times t \times F_u \quad (3.41)$$

$$R_{nb} = 1,5 \times l_{c2} \times t \times F_u \leq 3 \times d_b \times t \times F_u \quad (3.42)$$

$$\phi R_n = 0,75 \times [(n_1 \times R_{na}) + (n_2 \times R_{nb})] \quad (3.43)$$

keterangan:

l_{c1} = jarak bersih antara baut dan tepi pelat terluar (mm)

l_{c2} = jarak bersih antar baut (mm)

t = tebal profil (mm)

F_u = tegangan putus minimum (f_y)

n_1 = jumlah jarak bersih antara baut dan tepi pelat terluar (mm)

n_2 = jumlah jarak bersih antar baut (mm)

b. Kuat geser blok

$$R_n = 0,6.F_u.A_{nv} + U_{bs}.F_u.A_{nt} \leq 0,6.F_y.A_{gv} + U_{bs}.F_u.A_{nt} \quad (3.44)$$

keterangan:

A_{nv} = luas bersih potongan garis batas blok searah gaya (mm^2)

A_{gv} = luas kotor garis batas blok searah gaya (mm^2)

A_{nt} = luas bersih garis batas blok tegak lurus gaya (mm^2)

F_y = tegangan leleh minimum (MPa)

F_u = tegangan putus minimum (MPa)

U_{bs} = untuk tegangan tarik merata = 1, tidak merata = 0,5

3.7 Metode Load and Resistance Factor Design

Metode Load and Resistance Factor Design (LRFD) merupakan salah satu metode dalam merencanakan sebuah struktur baja yang telah digunakan dalam beberapa tahun terakhir karena metode ini dinilai lebih rasional dengan berdasarkan pada konsep probabilitas sehingga dapat mengantisipasi ketidakpastian dari bahan yang digunakan dan beban. Persamaan yang digunakan dalam metode ini sebagai berikut.

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i . Q_i \quad (3.45)$$

Keterangan :

R_n = Tahanan Nominal

Φ = Faktor tahanan

Q_i = Beban (beban mati, beban hidup, beban gempa, dan lain-lain)

γ_i = Faktor beban

3.8 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

Perencanaan struktur bawah adalah perencanaan struktur pada bagian bawah jembatan yang struktur atas nya merupakan struktur baja. Perencanaan struktur bawah memiliki fungsi mendukung struktur yang ada di atasnya. Perencanaan struktur bawah meliputi abutmen dan pondasi abutmen.

3.8.1 Abutmen

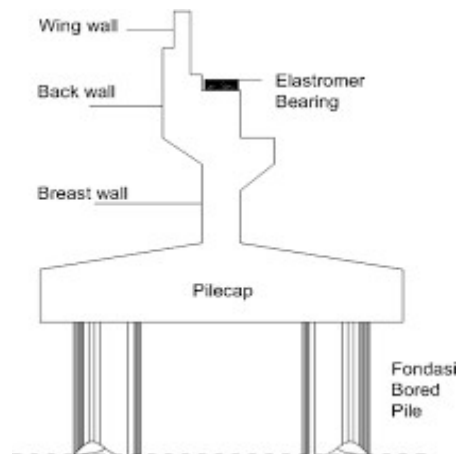
Abutment merupakan bagian struktur bawah jembatan yang terletak di kedua ujung jembatan. Abutment menopang semua beban struktur atas termasuk beban mati struktur atas dan beban lain yang ditimbulkan seperti tekanan tanah, gesekan pada tumpuan, aliran air, dan sebagainya yang kemudian disalurkan kepada pondasi. Abutment memiliki bagian struktur tersendiri antara lain *back wall*, *wing wall*, *stem*, dan *footing*. Abutment memiliki beberapa tipe struktur seperti pada Gambar 3.11.

ABUTMENT TYPE	TYPICAL HEIGHT (m)			
	0	10	20	30
GRAVITY RETAINING WALL ABUTMENT	34			
CANTILEVER RETAINING WALL ABUTMENT <small>Optional tie-back</small>	8			
COUNTERFORTED RETAINING WALL ABUTMENT	6	8		
SPILL-THROUGH ABUTMENT				
SPILL-THROUGH PILE TRESTLE ABUTMENT (OR DUAL BORED PILES)				
REINFORCED EARTH ABUTMENT	5	15		

Gambar 3.11 Tipe Struktur Abutment

(BMS, 1992)

Abutment tipe T terbalik merupakan tipe abutmen yang mulai digunakan mulai tahun 1970-an sampai sekarang. Umumnya digunakan apabila tinggi *abutment* berkisar antara 6 – 12 meter. *Abutment* tipe T terbalik ini bisa dipikul oleh pondasi tiang pancang atau sumuran tergantung pada kondisi tanah yang berada dibawah abutmen. Gambar bagian-bagian dari abutmen dapat dilihat pada Gambar 3.12 dibawah ini.



Gambar 3.12 Bagian-Bagian Abutmen
(Sumber : *Google*, 2023)

Dalam perhitungan abutmen, perlu diketahui beban ditahan oleh abutmen. Berikut ini adalah pembebanan yang ada pada abutmen :

1. Beban Mati

Beban mati pada pembebanan abutmen terdiri dari berat sendiri struktur atas, berat sendiri struktur bawah, air hujan, dan aspal.

2. Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas pada pembebanan abutmen menggunakan beban lalu lintas beban “D” yang terdiri dari Beban Terbagi Merata (BTR) dan Beban Garis Tegak (BGT).

3. Tekanan Tanah (P_A)

Dalam SNI 1725-2016, tanah pada belakang dinding penahan tanah mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif.

4. Gaya Rem (*TB*)

Menurut SNI 1725-2016 gaya rem yang diambil adalah terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata (BTR).

5. Beban Angin (*EW*)

Beban angin pada pembebanan abutmen menggunakan tekanan angin horizontal dan beban angin kendaraan. Tekanan angin horizontal yang digunakan berdasarkan diasumsikan diantara 90 – 126 km/jam. Beban angin pada kendaraan diasumsikan dengan tekanan menerus dengan nilai 1,46 N/mm tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan.

6. Beban Gempa (*EQ*)

Pada SNI 2833-2016 dituliskan rumus untuk menghitung pengaruh beban gempa adalah sebagai berikut.

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (3.46)$$

keterangan :

E_Q	= Gaya Gempa Horizontal Statik (kN)
C_{sm}	= Koefisien Respons Elastik
R	= Faktor Modifikasi Responsif
W_t	= Berat Total Struktur terdiri dari beban hidup dan beban yang sesuai(kN)

3.8.2 Pondasi

Pondasi adalah salah satu bangunan struktur yang terletak paling bawah pada bangunan dan berfungsi sebagai penyalur beban dari bangunan yang berada di atasnya menuju tanah.

Pemilihan jenis pondasi dipengaruhi oleh banyak faktor seperti beban yang ada di atasnya, kondisi tanah, dan sebagainya. Berikut adalah tahap dalam merencanakan struktur pondasi.

1. Menentukan jumlah beban efektif yang ditransfer ke tanah dasar yang berada di bawah pondasi.
2. Menentukan nilai kapasitas dukung ijin (Q_u).
3. Menghitung nilai daya dukung lateral ijin (H_{ijin}) pada pondasi akibat gaya lateral yang ada pada struktur jembatan.

Menurut Suryolelo (1995), dalam pemilihan jenis pondasi yang akan digunakan, dapat menggunakan rasio kedalaman tanah yang mampu mendukung beban yang bekerja (D) dengan lebar pondasi Pondasi (B).

1. Apabila $\frac{D}{B} < 4$, maka menggunakan pondasi tipe telapak (dangkal)
2. Apabila $4 \leq \frac{D}{B} < 10$, maka menggunakan pondasi tipe sumuran (peralihan)
3. Apabila $\frac{D}{B} \geq 10$, maka menggunakan pondasi tipe tiang (dalam)

3.8.3 Perencanaan Pondasi *Bored Pile*

Pondasi *bored pile* merupakan salah satu jenis pondasi tipe dalam yang cara pembuatannya mengebor tanah terlebih dahulu kemudian diisi dengan tulangan dan dicor dengan beton. Penentuan kedalaman pondasi *bored pile* direncanakan dengan cara meninjau nilai pengujian N-SPT. Pondasi *bored pile* untuk abutmen memiliki nilai SPT minimal 50 dimana tanah tersebut sudah tergolong tanah keras dan mampu menahan beban. Berikut tahapan perencanaan pondasi *bored pile*.

1. Daya dukung pondasi *bored pile* metode Reese & Wright, 1977
 - a. Daya dukung ujung (Q_p)

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (3.47)$$

keterangan:

- Q_p = daya dukung ultimit ujung tiang (kN)
 q_p = tahanan ujung per satuan luas (kN/m²)
 A_p = luas penampang *bored pile* (m²)

b. Daya dukung selimut (Qs)

$$Q_s = f \times L \times p \quad (3.48)$$

keterangan:

Qs = daya dukung ultimit selimut tiang (kN)

f = gesekan selimut tiang per satuan luas (kN/m²)

L = panjang *bored pile* (m)

p = keliling penampang tiang (m)

c. Daya dukung ijin bored pile (Pijin)

$$Q = \frac{Q_p +}{SF} \quad (3.49)$$

keterangan:

SF = Faktor aman

2. Daya dukung lateral *bored pile* metode Brom's

a. Menentukan jenis tiang

$$Q = \sqrt[5]{\frac{E_p \times I_p}{nh}} \quad (3.50)$$

keterangan:

T = faktor kekakuan untuk modulus tanah yang tidak konstan

E_p = modulus elastisitas tiang (kg/m²)

I_p = momen inersia (m⁴)

nh = koefisien variansi modulus Terzaghi (kN/m³)

b. Menentukan beban lateral maksimum *bored pile*

$$M_y = \frac{1}{8} \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \gamma_{\text{beton}} \right) \times L^2 \quad (3.51)$$

keterangan:

M_y = tahanan momen tiang (kNm)

d = diameter *bored pile* (m)

γ_{beton} = berat beton bertulang (kN/m³)

L = panjang *bored pile* (m)

c. Beban lateral ijin

$$H_{\text{ijin}} = \frac{H_u}{SF} \quad (3.52)$$

keterangan:

H_u = beban lateral (kN)

SF = faktor aman

d. Beban lateral ijin dengan toleransi defleksi

$$M_y = \frac{1}{0,93} \times y_o \times (nh)^{\frac{3}{5}} \times (E_p \times I_p)^{\frac{2}{5}} \quad (3.53)$$

keterangan:

y_o = toleransi defleksi (mm)

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Umum

Analisis statik diperlukan dalam suatu perencanaan untuk membuat struktur bangunan yang direncanakan menjadi efisien, aman dan stabil. Setelah melakukan analisis struktur. Daya dukung pondasi adalah salah satu faktor terpenting ketika merancang pondasi dan seluruh strukturnya. Dengan daya dukung beban yang besar diharapkan dapat menyerap beban bangunan atas, sehingga pondasi mengalami penurunan yang masih di bawah batas toleransi. Tujuan dari analisis daya dukung pondasi adalah untuk mempelajari kemampuan tanah dan pondasi dalam menahan beban yang diletakkan di atasnya. Kapasitas dukung beban pondasi dinyatakan dalam kekuatan geser untuk menahan lentur akibat pembebanan. Ketika beban struktur atas melebihi daya dukung ultimitnya, tegangan geser yang dihasilkan dalam tanah melebihi kekuatan geser pondasi, yang mengakibatkan kegagalan geser tanah pondasi.

Dalam penelitian ini, Penulis menggunakan peta gempa terbaru sesuai hasil perhitungan nilai respon spektrum Puskim PU dan aplikasi beban dengan beban gempa SNI 2833-2016 dan beban jembatan SNI 1725-2016 untuk menggambarkan analisis kapasitas angkut substruktur Jembatan Panjang-Peganjaran ini. Perencanaan panjang jembatan yang akan dirancang adalah 75 meter. Adanya perbedaan tiga meter dengan jembatan *existing* adalah dengan adanya bangunan *existing* rumah warga hanya berjarak < 1 meter dengan jembatan *existing* sehingga nantinya pada pelaksanaanya tidak merusak rumah warga yang ada.

4.2 Objek dan Subjek Penelitian

Objek dari penelitian ini adalah perencanaan ulang jembatan Panjang-Peganjaran dari data yang sudah tersedia. Dalam hal tersebut, peneliti melakukan perencanaan jembatan Panjang-Peganjaran yang menjadi objek dengan data

sekunder dengan menggunakan paduan peraturan yang baru untuk mendapatkan hasil analisis terkini.

4.3 Data Penelitian

4.3.1 Lokasi Penelitian

Penelitian ini meninjau pada Jembatan Peganjaran yang terletak di Desa Peganjaran, Kecamatan Bae, Kabupaten Kudus, Jawa Tengah. Peta lokasi dapat dilihat pada Gambar 4.1 dibawah ini.



Gambar 4.1 Lokasi Penelitian
(Sumber: *google earth*, 2023)

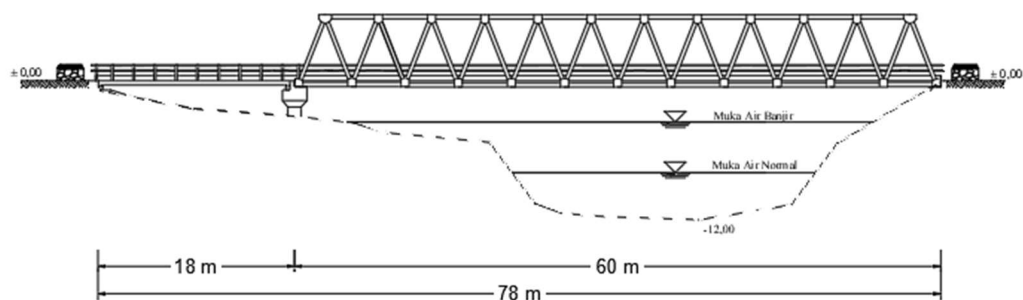
4.3.2 Data Struktur *Existing*

Data diperoleh dari PUPR Kab. Kudus desain Jembatan Peganjaran

1. Nama jembatan : Jembatan Panjang-Peganjaran
2. Ruas jalan : Jl. Panjang Lingkar utara, Kudus
3. Kelas jembatan : A
4. Tipe jembatan : Rangka baja (*Warren truss*) dan Gelagar
5. Jumlah bentang : 2
6. Tahun Pembangunan : 1986
7. Panjang jembatan : 78 meter
8. Lebar jembatan : 9,6 meter

9. Tinggi rangka jembatan : 6,35 meter
10. Lebar perkerasan : 7 meter
11. Lebar trotoar : 1 meter
12. Tinggi trotoar : 70 mm
13. Jumlah pilar : 1

4.3.3 Gambar Struktur *Existing*



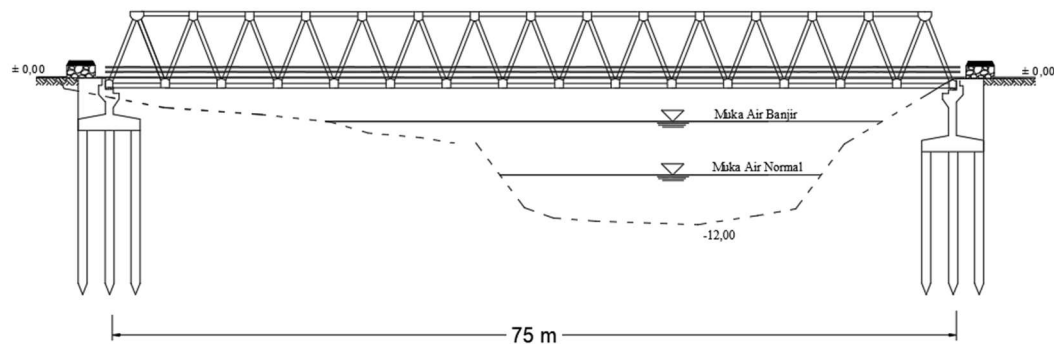
Gambar 4.2 *Existing* Jembatan Panjang-Pegunungan

4.3.4 Data Perencanaan Struktur

Pada perencanaan jembatan

1. Nama jembatan : Jembatan Panjang-Pegunungan
2. Ruas jalan : Jl. Panjang Lingkar utara, Kudus
3. Kelas Jembatan : A
4. Tipe jembatan : Rangka baja (*Warren truss*)
5. Jumlah bentang : 1
6. Panjang jembatan : 75 meter
7. Lebar jembatan : 9 meter
8. Tinggi rangka jembatan : 6,5 meter
9. Lebar perkerasan : 7 meter
10. Lebar trotoar : 1 meter
11. Tinggi trotoar : 0,25 m
12. Tebal pelat lantai : 0,3 meter

4.3.5 Gambar Perencanaan Struktur



Gambar 4.3 Perencanaan Struktur Jembatan

4.4 Tahapan Penelitian

Berikut ini adalah tahapan penelitian tugas akhir :

1. Pengumpulan data dan studi literatur
Data diperoleh dari Dinas Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Kabupaten Kudus dan pengecekan langsung terhadap jembatan yang ditinjau. Studi literatur dilakukan dengan melihat jurnal, tugas akhir, dan buku-buku berkaitan yang untuk sebagai acuan dalam melakukan penelitian ini.
2. Pemilihan tipe jembatan dan spesifikasi bahan
Pada tahap ini dilakukan pemilihan tipe struktur atas jembatan dan memilih spesifikasi dari material serta ukuran untuk digunakan dalam tahap berikutnya
3. Analisis beban yang bekerja
Melakukan analisis beban yang bekerja pada jembatan yang direncanakan.
4. Analisis struktur atas jembatan menggunakan SAP2000
Pada tahap ini dilakukan analisis struktur atas jembatan terhadap beban-beban yang bekerja menggunakan aplikasi SAP2000
5. Perencanaan struktur atas jembatan
Pada tahap ini dilakukan perencanaan struktur atas jembatan yang terdiri dari gelagar memanjang, gelagar melintang, ikatan angin, batang horizontal, batang diagonal, dan sambungan.

6. Perencanaan struktur bawah jembatan

Melakukan perencanaan struktur bawah jembatan yang terdiri dari abutmen dan pondasi

7. Hasil dan pembahasan

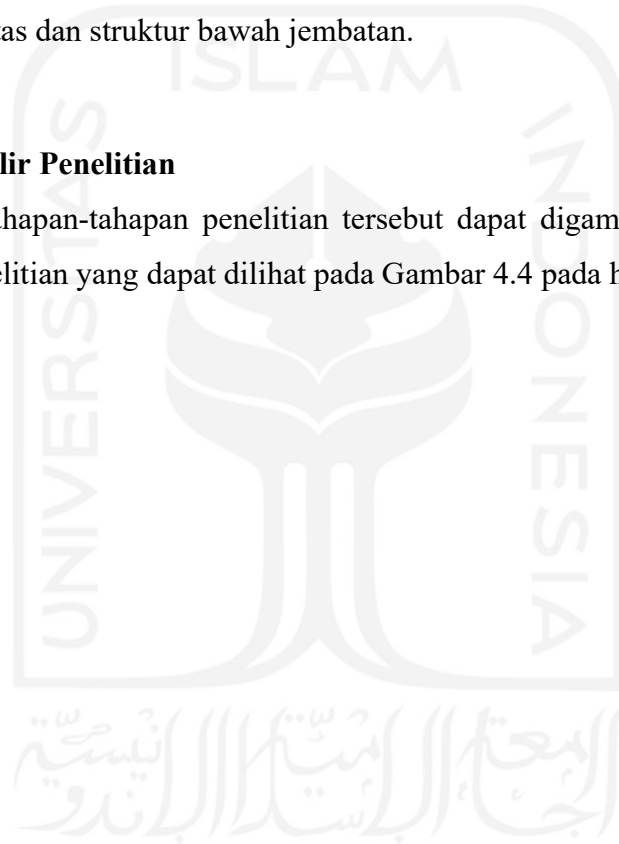
Setelah analisis data dilakukan, hasil dari analisis data tersebut dirangkum dan dilakukan pembahasan mengenai hasil analisis yang telah didapatkan.

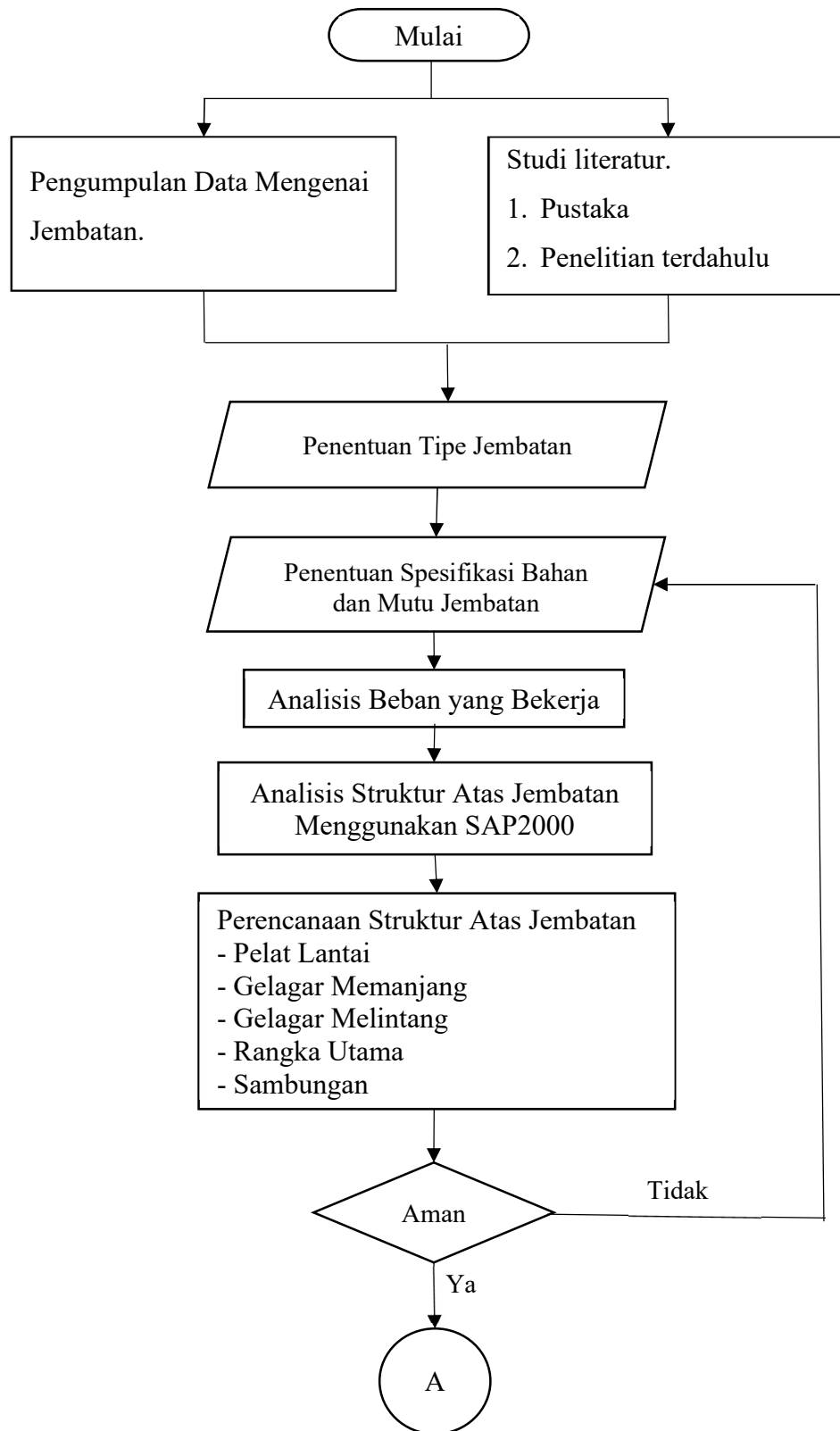
8. Kesimpulan

Kesimpulan yang diambil merupakan hasil dari perencanaan meliputi struktur atas dan struktur bawah jembatan.

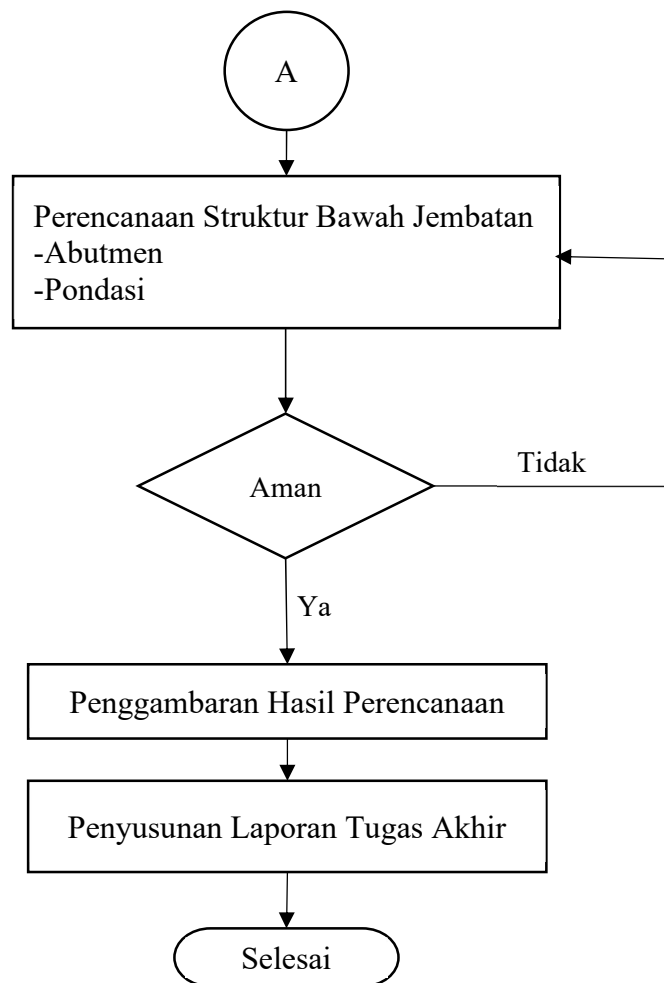
4.5 Bagan Alir Penelitian

Dalam tahapan-tahapan penelitian tersebut dapat digambarkan *flowchart* prosedur penelitian yang dapat dilihat pada Gambar 4.4 pada halaman berikut.





Gambar 4.4 *Flowchart* Prosedur Penelitian



Lanjutan Gambar 4.6 Flowchart Prosedur Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

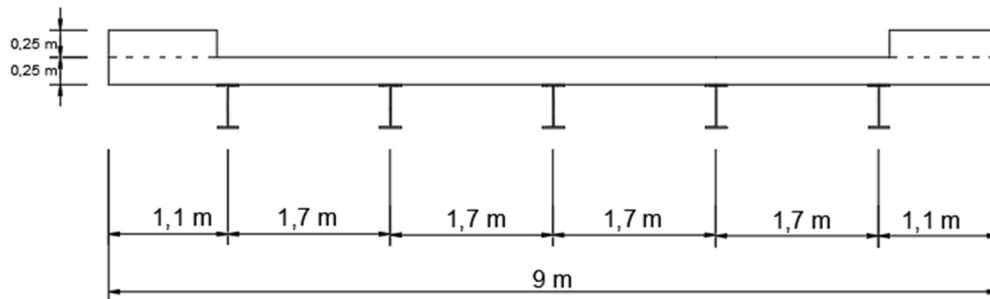
5.1 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

Struktur atas jembatan adalah bagian dari struktur jembatan yang menerima beban untuk disalurkan ke struktur bawah jembatan. Analisis perencanaan struktur atas jembatan meliputi perencanaan pelat lantai, perencanaan gelagar memanjang, perencanaan gelagar melintang, perencanaan rangka utama, dan perencanaan sambungan.

5.1.1 Pelat Lantai

Pelat lantai jembatan direncanakan untuk menahan beban mati sendiri, beban mati tambahan, beban pejalan kaki pada trotoar, dan beban truk. Pelat lantai direncanakan sebagai berikut.

1. Data perencanaan pelat lantai



Gambar 5.1 Perencanaan Pelat Lantai

Berikut data yang digunakan untuk perencanaan trotoar dan pelat lantai.

- | | | |
|----|----------------------------------|------------------------|
| a. | Kuat tekan beton (f_c') | = 30 MPa |
| b. | Tebal trotoar (h_1) | = 0,25 m |
| c. | Tebal pelat lantai (h_2) | = 0,25 m |
| d. | Tebal aspal (h_3) | = 0,05 m |
| e. | Tebal air hujan (h_4) | = 0,05 m |
| f. | Lebar trotoar (b) | = 0,9 m |
| g. | Berat jenis beton (γ_c) | = 24 kN/m ³ |

- h. Berat jenis aspal (γ_a) = 22 kN/m³
- i. Berat jenis air (γ_w) = 10 kN/m³
- j. Panjang segmen (L) = 1 m

2. Pembebanan

1) Berat sendiri (MS)

- a. Berat sendiri trotoar

$$\begin{aligned} Q_{trotoar} &= \gamma_c \times l \times h1 \\ &= 24 \times 1 \times 0,25 \\ &= 6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- b. Berat sendiri pelat

$$\begin{aligned} Q_{pelat} &= \gamma_c \times l \times h2 \\ &= 24 \times 1 \times 0,25 \\ &= 6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat mati tambahan (MA)

- a. Berat aspal

$$\begin{aligned} Q_{aspal} &= \gamma_a \times l \times h3 \\ &= 22 \times 1 \times 0,05 \\ &= 1,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- b. Berat air hujan

$$\begin{aligned} Q_{air\ hujan} &= \gamma_w \times l \times h4 \\ &= 10 \times 1 \times 0,05 \\ &= 0,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

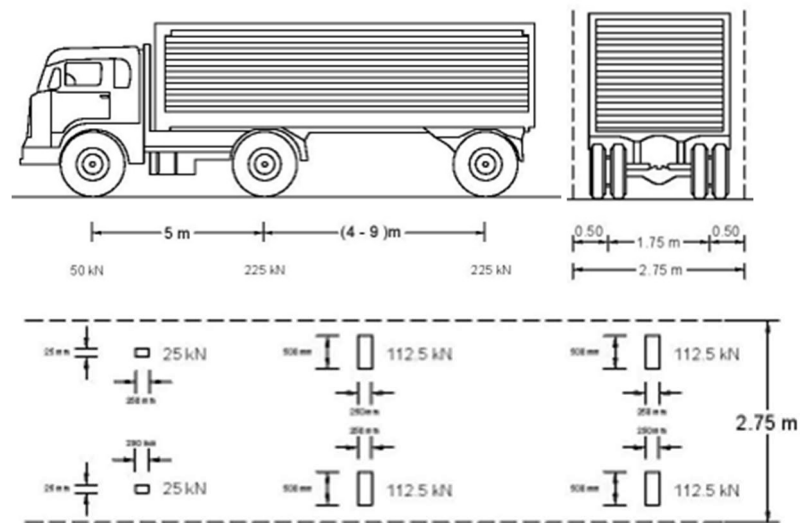
3) Berat pejalan kaki (TP)

$$\text{Beban } (q) = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Panjang segmen } (l) = 1 \text{ m}$$

Berat sendiri pejalan kaki

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

4) Berat truk "T" (TT)

Gambar 5.2 Pembebanan Truk "T" (500 kN)

(Sumber : SNI 1725, 2016)

Dengan distribusi beban truk gandar sebagai berikut :

- Beban gandar depan, TR1 = 50 kN
- Beban gandar tengah, TR2 = 225 kN
- Beban gandar belakang, TR3 = 225 kN
- Beban 1 roda depan = 25 kN
- Beban 1 roda tengah = 112,5 kN
- Beban 1 roda belakang = 112,5 kN

Diambil beban terbesar yakni roda tengah dan roda belakang sebesar :

$$P = 112,5 \text{ kN.}$$

$$P_{TT} = P \times FBD$$

$$= 112,5 \times 1,3$$

$$= 146,25 \text{ kN}$$

5) Rekapitulasi beban perlat lantai

$$\text{Faktor beban mati sendiri beton } (\gamma_{MS}^U) = 1,3$$

$$\text{Faktor beban mati tambahan } (\gamma_{MA}^U) = 2$$

$$\text{Faktor beban truk untuk baja } (\gamma_{TT}^U) = 2$$

$$\text{Faktor beban truk untuk baja } (\gamma_{TT}^U) = 2$$

Tabel 5.1 Rekapitulasi Beban Kerja Pelat Lantai Kendaraan

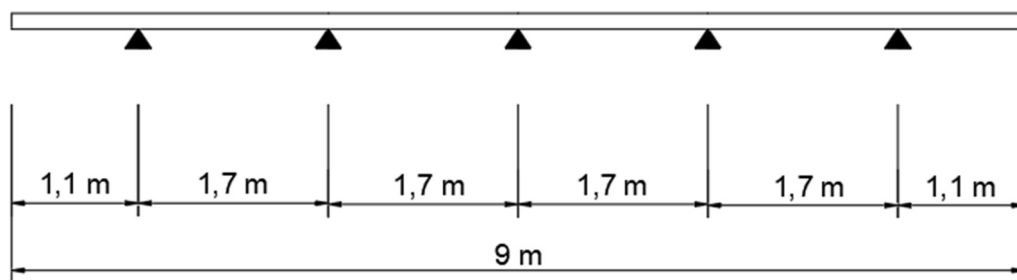
Jenis	Beban	Q (kN/m)	Faktor Beban	Qu (kN/m)
MS	Pelat Lantai	6	1,3	7,8
	Trotoar	6	1,3	7,8
MA	Berat aspal	1,1	2	2,2
	Berat air	0,5	2	1
TP	Beban Pejalan Kaki	5	1,4	7
Jenis	Beban	P (kN)	Faktor Beban	Pu (kN/m)
TT	Beban truk	146,25	2	292,5

3. Analisis pelat lantai menggunakan SAP2000

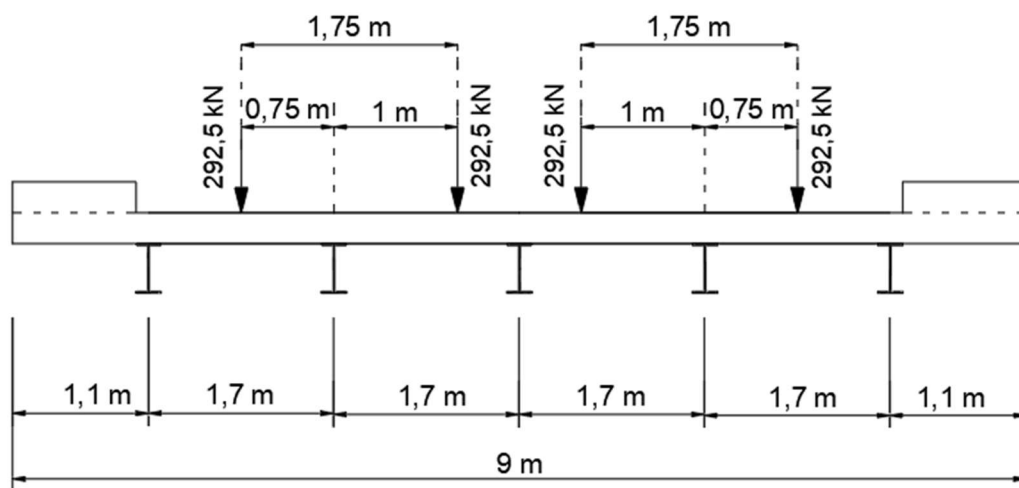
Dari tabel 5.1, beban yang bekerja akan dianalisis menggunakan SAP2000 dengan penjelasan sebagai berikut.

- a. Beban mati sendiri pelat lantai diletakkan sepanjang lebar jembatan (9 m) dengan beban 7,8 kN/m sebagai beban merata .
- b. Beban mati sendiri trotoar diletakkan di sisi kiri dan kanan trotoar dengan beban 7,8 kN/m sebagai beban merata.
- c. Beban mati tambahan asphalt diletakkan di lajur kendaraan dengan lebar 7 m sebesar 2,2 kN/m sebagai beban merata.
- d. Beban mati tambahan air diletakkan sepanjang lebar jembatan (7,8 m) sebesar 1 kN/m sebagai beban merata.
- e. Beban pejalan kaki diletakkan di sisi kiri dan kanan trotoar dengan beban 7 kN/m sebagai beban merata.
- f. Beban truk “TT” dianalisis sebagai beban titik sebanyak dua buah dengan lebar 1,75 m.

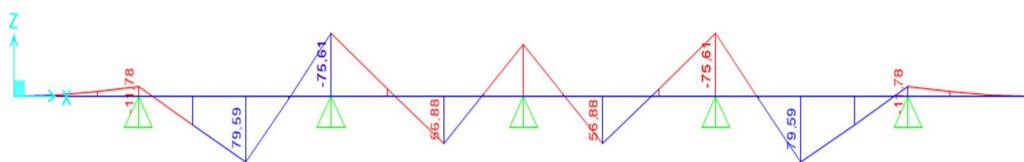
Beban dari pelat lantai kendaraan akan ditahan oleh gelagar memanjang sehingga masing-masing gelagar menjadi tumpuan sendi seperti pada gambar di bawah ini.



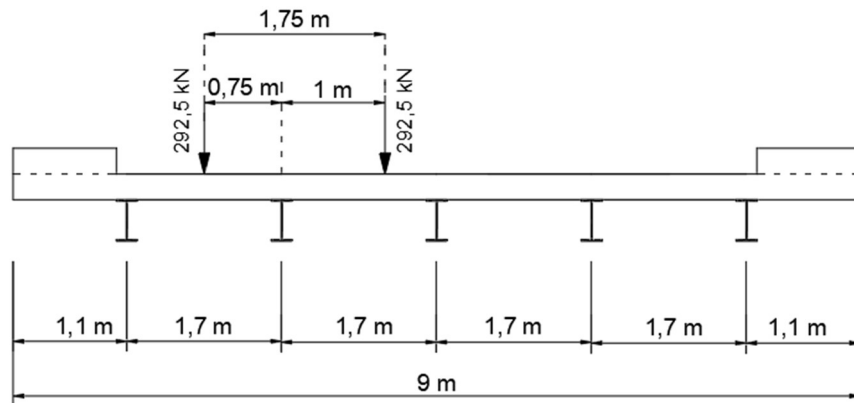
Gambar 5.3 Perletakan Tumpuan Pelat Lantai



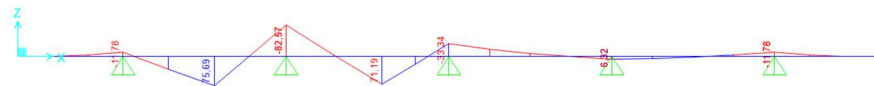
Gambar 5.4 Pembebanan Pelat 2 Truk pada Tengah Lajur Jembatan



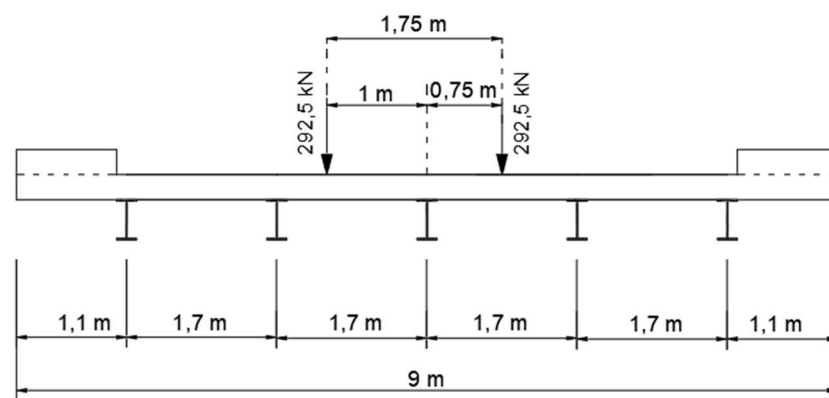
Gambar 5.5 Hasil Momen SAP2000 Pelat 2 Truk pada Tengah Lajur Jembatan



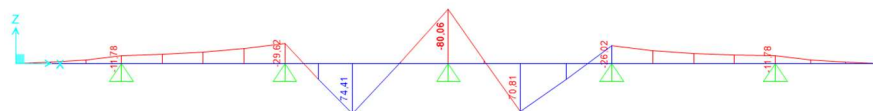
Gambar 5.6 Pembebanan Pelat 1 Truk pada Tengah Lajur Jembatan



Gambar 5.7 Hasil Momen SAP2000 Pelat 1 Truk pada Tengah Lajur Jembatan



Gambar 5.8 Pembebanan Pelat 1 Truk pada Tengah Jembatan



Gambar 5.9 Hasil Momen SAP2000 Pelat 1 Truk pada Tengah Jembatan

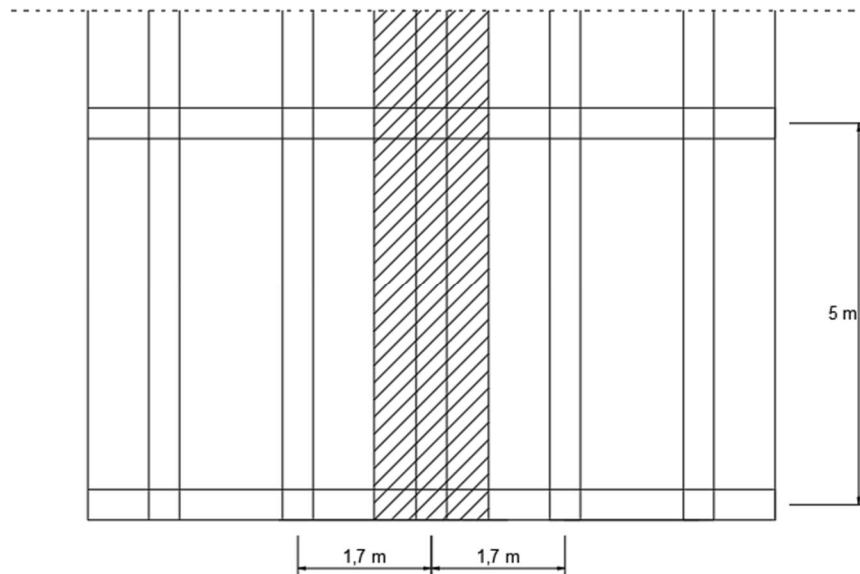
Dari 3 kondisi di atas didapatkan momen terbesar terjadi pada kondisi ketiga yakni 2 truk di tengah lajur dengan,

Momen negatif, M^- = 75,608 kNm

Momen positif, M^+ = 79,586 kNm

Diambil nilai terbesar, M_u = 79,586 kNm

4. Penulangan pelat lantai



Gambar 5.10 Pelat Lantai

L_y = 5000 mm

L_x = 1700 mm

$\frac{L_y}{L_x} = \frac{5000}{1700}$

= 2,94 > 2

Berdasarkan perhitungan tersebut maka pelat lantai jembatan direncanakan sebagai pelat satu arah

a. Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok (d_p) = 16 mm

Diameter tulangan bagi (d_s) = 13 mm

Kuat tekan beton (f'_c) = 30 MPa

Kuat tarik baja (f_y) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton (β_1) = 0,83571

Faktor distribusi tegangan lentur (ϕ) = 0,9

Tebal pelat lantai kendaraan (h)	= 250 mm
Selimit beton (Sb)	= 20 mm
Lebar pelat yang ditinjau (b)	= 1000 mm

1) Kontrol ketebalan pelat

Dikarenakan kondisi tumpuan merupakan satu ujung menerus, berdasarkan SNI 2847 (2019) Ketebalan Minimum Pelat, digunakan h minimum $l/24$

$$h > \frac{l}{24}$$

$$250 \text{ mm} > \frac{1700}{24}$$

$$250 \text{ mm} > 70,833 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

2) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{79,586}{0,9} \\ &= 88,429 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3) Menentukan tinggi efektif pelat efektif pelat lantai (d)

$$\begin{aligned} d &= h - sb - \frac{1}{2}dp \\ &= 250 - 20 - \frac{1}{2}16 \\ &= 222 \text{ mm} \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai R_n

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{88,429}{1000 \cdot 222^2} \\ &= 1,794 \text{ MPa} \end{aligned}$$

5) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \\ &= \frac{400}{0,85 \cdot 30} \\ &= 13,445 \end{aligned}$$

6) Menghitung rasio tulangan ρ

Berdasarkan SNI 2847 (2019), jika $f_y < 420$ MPa, maka nilai $\rho_{min} = 0,0020$

$$\begin{aligned}\rho_{balance} &= \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0357\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_{balance} \\ &= 0,75 \cdot 0,0357 \\ &= 0,02231\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1,4}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1,4}{13,445} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,445 \cdot 1,794}{400}} \right) \\ &= 0,00463\end{aligned}$$

$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$, maka rasio tulangan yang digunakan merupakan

$$\rho_{pakai} = \rho_{perlu} = 0,00463$$

7) Menghitung luas tulangan pokok

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00463 \times 1000 \times 222 \\ &= 1027,811 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

8) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned}3h &= 3 \times 250 \\ &= 750 \text{ mm}\end{aligned}$$

Karena $3h > 450$ mm, maka digunakan batas maksimum 450 mm

$$\begin{aligned}S_{pokok} &= \frac{A_1 \cdot d \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \cdot 1000}{1027,811} \\ &= 195,622 \text{ mm} \\ &\approx 190 < 450 \text{ mm, OK}\end{aligned}$$

9) Kontrol

$$\begin{aligned}
 A_{s\text{perlu}} &= \frac{b}{s_{\text{pakai}}} \times A_1 d \\
 &= \frac{1000}{190} \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 \\
 &= 1058,221 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$A_{s\text{perlu}} > A_s, \text{ OK}$$

Maka penulangan pokok pelat yang digunakan ialah **D16 - 190**

b. Tulangan bagi

1) Menghitung luas tulangan

$$\begin{aligned}
 A_{s'} &= 50\% \times A_s \\
 &= 50\% \times 1027,811 \\
 &= 513,905 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2) Menghitung jarak tulangan

$$\begin{aligned}
 5h &= 5 \times 250 \\
 &= 1250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena $5h > 450 \text{ mm}$, maka digunakan batas maksimum 450 mm

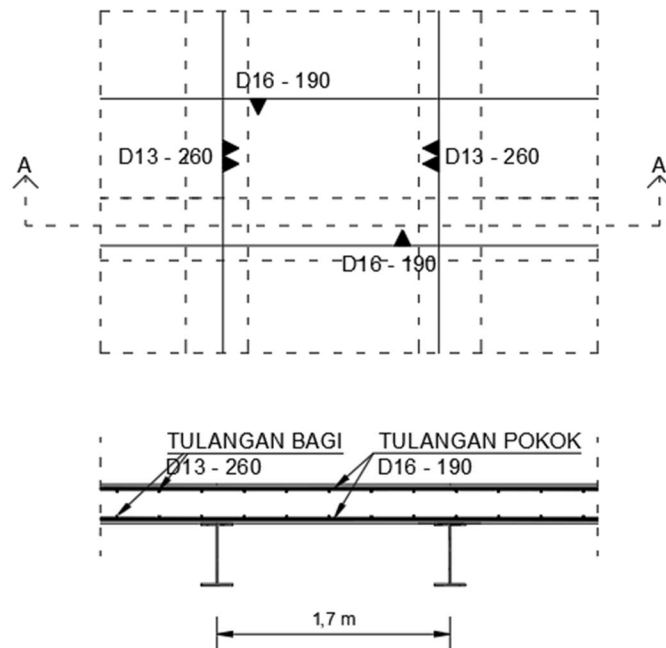
$$\begin{aligned}
 s_{\text{bagi}} &= \frac{b}{A_{s'}} \times A_1 d \\
 &= \frac{1000}{513,905} \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\
 &= 268,282 \text{ mm} \\
 &\approx 260 \text{ mm} < 450 \text{ mm}, \text{ OK}
 \end{aligned}$$

3) Kontrol

$$\begin{aligned}
 A_{s\text{perlu}} &= \frac{b}{s_{\text{pakai}}} \times A_1 d \\
 &= \frac{1000}{260} \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\
 &= 530,929 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$A_{s\text{perlu}} > A_s, \text{ OK}$$

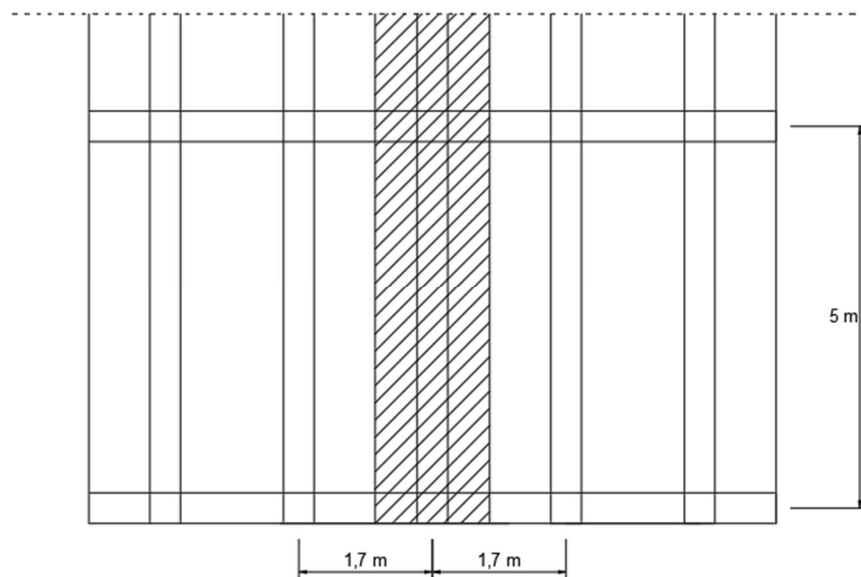
Maka penulangan bagi pelat yang digunakan ialah **D13 – 260**



Gambar 5.11 Penulangan Pelat Lantai

5.1.2 Gelagar Memanjang

Gelagar memanjang pada Jembatan Panjang-Pegunungan direncanakan komposit menggunakan beton pelat lantai. Beban yang bekerja terdiri dari beban sendiri, beban mati tambahan dan beban lajur “D”. Perhitungan gelagar melintang jembatan adalah sebagai berikut.



Gambar 5.12 Gelagar Memanjang

1. Pembebanan

a. Beban sendiri (MS)

1) Berat sendiri pelat

Jarak antar gelagar memanjang (r) = 1,7 m

Tinggi pelat (h_1) = 0,25 m

Berat jenis beton (γ_c) = 24 kN/m³

Berat sendiri pelat

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ pelat}} &= \gamma_c \times r \times h_1 \\ &= 24 \times 1,7 \times 0,25 \\ &= 10,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat sendiri gelagar memanjang

Berat sendiri untuk profil IWF 400x200x8x13 adalah 0,647 kN/m³

$$Q_{MS \text{ gelagar}} = 0,647 \text{ kN/m}^3$$

b. Beban mati tambahan (MA)

1) Berat aspal

Tebal aspal (h_2) = 0,05 m

Berat jenis aspal (γ_a) = 22 kN/m³

Berat aspal

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ aspal}} &= \gamma_a \times r \times h_2 \\ &= 22 \times 1,7 \times 0,05 \\ &= 1,87 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat air hujan

Tebal air hujan (h_3) = 0,05 m

Berat jenis air (γ_w) = 10 kN/m³

Berat air hujan

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times r \times h_3 \\ &= 10 \times 1,7 \times 0,05 \\ &= 0,85 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban lajur “D” (*TD*)

1) Beban terbagi merata (*BTR*)

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 75 \text{ m}$$

$$\text{Faktor beban Binamarga } (FBM) = 100\%$$

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right)$$

$$= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{75}\right)$$

$$= 6,3 \text{ kPa}$$

$$= 6,3 \text{ kN/m}^2$$

Beban terbagi merata

$$Q_{BTR} = q \times r \times FBM$$

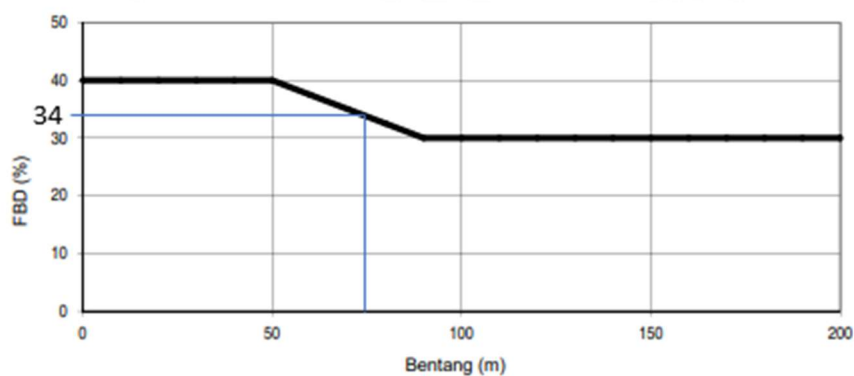
$$= 6,3 \times 1,7 \times 100\%$$

$$= 10,71 \text{ kN/m}$$

2) Beban garis tegak (*BGT*)

Pada SNI 1725 (2016), beban garis tegak ditempatkan pada Tengah jembatan dengan kondisi tegak lurus terhadap lalu lintas jembatan

$$\text{Intensitas BGT } (p) = 49 \text{ kN/m}$$



Gambar 5.13 Faktor beban dinamis untuk pembebanan lajur “D”

(Sumber : SNI 1725, 2016)

$$\text{Faktor beban dinamis } (FBD) = 34\%$$

Beban garis tegak

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= (1 + FBD) \times p \times r \times FBM \\
 &= (1 + 34\%) \times 49 \times 1,7 \times 100\% \\
 &= 11,622 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

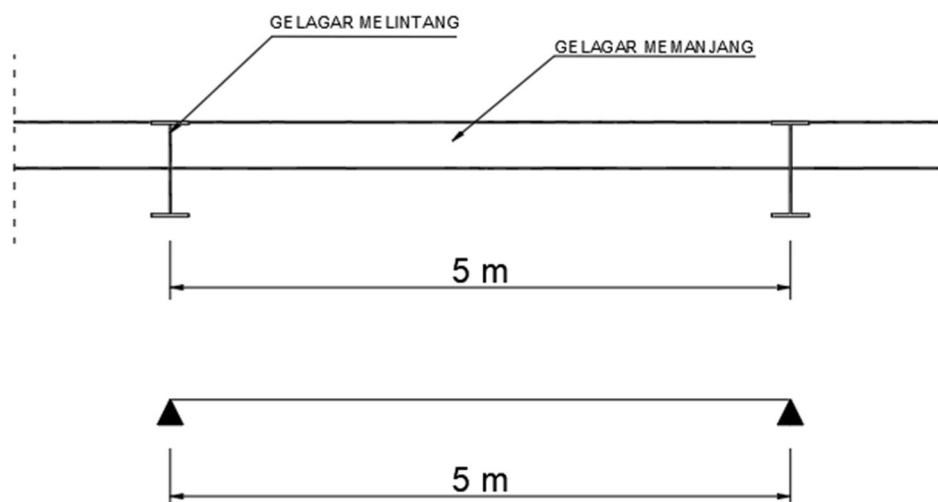
Rekapitulasi Pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut ini

Tabel 5.2 Rekapitulasi Beban Gelagar Memanjang

Jenis	Beban	Nilai	Faktor Beban	Beban	Satuan
MS	Beban sendiri pelat	10,2	1,3	13,26	kN/m
	Beban sendiri baja	0,647	1,1	0,7117	kN/m
MA	Beban aspal	1,87	2	3,74	kN/m
	Beban air hujan	0,85	2	1,7	kN/m
TD	Beban terbagi merata	10,71	2	21,42	kN/m
	Beban garis tegak	111,622	2	223,244	kN
Total beban merata				40,832	kN/m
Total beban titik				223,244	kN

2. Perhitungan momen

Gelagar memanjang bertumpu pada gelagar melintang menggunakan sambungan sehingga perletakan tumpuan gelagar memanjang diasumsikan tumpuan sendi seperti gambar berikut.



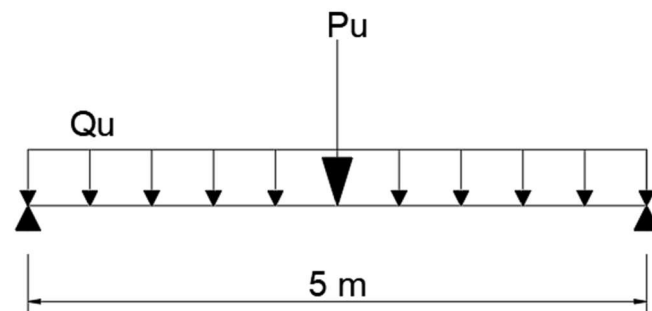
Gambar 5.14 Perletakan Tumpuan Gelagar Memanjang

Perhitungan momen pada gelagar memanjang adalah sebagai berikut

Beban merata (Q_u) = 40,832 kN/m

Beban titik (P_u) = 223,244 kN

Jarak antar gelagar melintang (l) = 5 m



Gambar 5.15 Pembebanan Gelagar Memanjang

Momen ultimit pada gelagar memanjang

$$\begin{aligned} M_u &= (1/8 \times q \times l^2) + (1/4 \times P \times l) \\ &= (1/8 \times 40,832 \times 5^2) + (1/4 \times 223,244 \times 5) \\ &= 406,654 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit pada gelagar memanjang

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{(q \times l \times l/2) + (P \times l/2)}{L} \\ &= \frac{(40,832 \times 5 \times 5/2) + (223,244 \times 5/2)}{5} \\ &= 213,701 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Perhitungan dimensi profil

Profil yang digunakan merupakan IWF 350x175x7x11 dengan standar JIS G 3101 SS400 (*Mild Steel*) dengan mutu baja BJ 41.

Tinggi (h) = 350 mm

Lebar (b) = 175 mm

Tebal badan (tw) = 7 mm

Tebal sayap (tf) = 11 mm

Berat (q) = 49,6 kg/m

Luas penampang (As) = 6314 mm²

Momen Inersia X (I_x) = 136000000 mm⁴

Momen Inersia Y (I_y)	= 9840000 mm ⁴
Radius girasi X (r_x)	= 147 mm
Radius girasi Y (r_y)	= 39,5 mm
Modulus elastis X (S_x)	= 1190000 mm ³
Modulus elastis Y (S_y)	= 174000 mm ³
Modulus plastis X (Z_x)	= 775000 mm ³
Modulus plastis Y (Z_y)	= 112000 mm ³
Faktor reduksi (ϕ)	= 0,9
Tegangan leleh baja (F_y)	= 250 MPa
Tegangan putus baja (F_u)	= 410 Mpa
Modulus elastisitas (E)	= 200000 MPa
Tebal pelat lantai (t_s)	= 250 mm

a. Lebar efektif pelat (b_E)

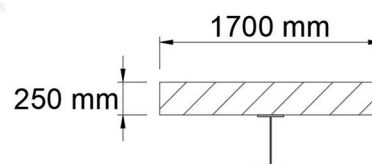
$$\text{Panjang pelat lantai (L)} = 9000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antara gelagar memanjang (} b_0 \text{)} = 1700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} b_E &\leq L/4 \\ &= 9000/4 \\ &= 2250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_E &\leq b_0 \\ &= 1700 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, maka nilai lebar efektif pelat yang digunakan adalah $b_E = 1700 \text{ mm}$



Gambar 5.16 Lebar Efektif Pelat

b. Cek klasifikasi profil badan

$$\begin{aligned}\lambda &= h/t_w \\ &= 350/7 \\ &= 50\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{pw} &= 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ &= 106,349\end{aligned}$$

$$\lambda < \lambda_{pw} \quad \text{Profil badan kompak}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka balok komposit didesain menggunakan momen plastis.

c. Resultan gaya maksimum (C & T)

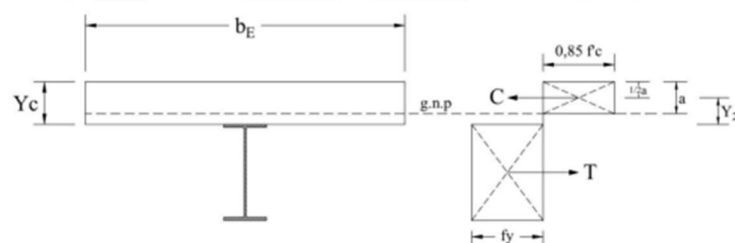
1) Gaya tekan maksimum

$$\begin{aligned}C &= 0,85 \times f'_c \times A_c \\ &= 0,85 \times 30 \times (1700 \times 250) / 1000 \\ &= 10837,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

2) Gaya tarik maksimum

$$\begin{aligned}T &= F_y \times A_s \\ &= 250 \times 6314/1000 \\ &= 1578,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

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



Gambar 5.17 Distribusi Tegangan Plastis

3) Jarak garis netral ke tepi atas pelat

$$\begin{aligned} a &= \frac{F_y \cdot A_s}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot e} \\ &= \frac{250 \times 6314}{0,85 \times 30 \times 1700} \\ &= 36,413 \text{ mm} \end{aligned}$$

4) Jarak tepi atas profil baja ke tepi atas pelat beton

$$\begin{aligned} Y_c &= t_s \\ &= 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

5) Jarak tepi atas profil baja ke resultan gaya tekan beton

$$\begin{aligned} Y_2 &= Y_c - \frac{1}{2} \cdot a \\ &= 250 - \frac{1}{2} \cdot 36,413 \\ &= 231,794 \text{ mm} \end{aligned}$$

d. Momen lentur balok komposit

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times F_y \times A_s \times (Y_2 + \frac{1}{2} \times h) \\ &= 0,9 \times 250 \times 6314 \times (231,794 + \frac{1}{2} \times 350) \times 10^{-6} \\ &= 577,911 \text{ kNm} \end{aligned}$$

e. Cek keamanan profil

$$\begin{aligned} M_u &= 406,654 \text{ kNm} \\ \phi M_n &= 577,911 \text{ kNm} \\ \phi M_n &\geq M_u \\ 577,911 &\geq 406,654 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

f. Kuat geser balok

1) Rasio tinggi tebal

$$\begin{aligned} \lambda &= h/t_w \\ &= 350/7 \\ &= 50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_{pw} &= 2,24 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 2,24 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} \\
 &= 63,357
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1729 (2015), jika nilai $\lambda < \lambda_{pw}$ maka digunakan $\phi_v = 1$ dan $C_v = 1$.

2) Cek keamanan profil terhadap geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 213,701 \text{ kN} \\
 V_n &= \phi \times 0,6 \times F_y \times A_{web} \times C_v \\
 &= 1 \times 0,6 \times 250 \times 350 \times 7 \times 1 / 1000 \\
 &= 367,5 \text{ kN} \\
 V_n &> V_u \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

g. Angkur baja

1) Syarat angkur baja

Syarat penggunaan *shear stud* berdasarkan SNI 1729 (2015) adalah sebagai berikut.

- Diameter angkur baja $< 2,5$ tebal pelat sayap (tf).
- Jarak longitudinal antar angkur baja $> 6 \times \phi_{stud}$.
- Jarak transversal antar angkur baja $> 4 \times \phi_{stud}$.
- Jarak maksimal antar angkur baja $= 6 \times$ tebal pelat.

Maka digunakan:

$$\text{Diameter angkur baja } (\phi_{stud}) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal sayap profil } (tf) = 13 \text{ mm}$$

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

$$16 < 2,5 \times 13$$

$$16 < 32,5 \text{ Ok}$$

2) Kuat geser nominal angkur baja

$$Q_n' = 0,5 \times A_{sa} \times \sqrt{f'_c \cdot E_c} < R_g \times R_P \times A_{sa} \times F_u$$

$$\begin{aligned}
 Q_{n1} &= 0,5 \times A_{sa} \times \sqrt{f'_c \cdot E_c} \\
 &= 0,5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times \sqrt{30 \times (4700 \times \sqrt{30})} \\
 &= 88,347 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pelat komposit direncanakan tanpa dek baja, sehingga :

$$R_g = 1$$

$$R_p = 0,75$$

$$\begin{aligned}
 Q_{n2} &= R_g \times R_p \times A_{sa} \times F_u \\
 &= 1 \times 0,75 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 400 \\
 &= 60,319 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Diambil Q_n terkecil :

$$Q_{n'} = 60,319 \text{ kN}$$

3) Gaya geser perlu

$$\begin{aligned}
 V' &= F_y \times A_s \\
 &= 250 \times 6314 / 1000 \\
 &= 1578,5 \text{ kN} \\
 V' &= 0,85 \times f'_c \times A_c \\
 &= 0,85 \times 30 \times (1700 \times 250) / 1000 \\
 &= 10837,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Diambil V' terkecil :

$$V' = 1578,5 \text{ kN}$$

4) Jumlah angkur baja dan jarak pemasangan

$$\begin{aligned}
 n &= V' / Q_n \\
 &= 1578,5 / 60,319 \\
 &= 26,169 \\
 &\approx 28 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{longitudinal} &= L / 0,5n \\
 &= 5000 / (0,5 \times 28) \\
 &= 357,143 \text{ mm} \\
 &\approx 350 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5) Cek syarat

- a) Jarak longitudinal antar angkur baja $> 6 \times \phi_{\text{stud}}$

$$350 \text{ mm} > 114 \text{ mm OK}$$

- b) Jarak transversal antar angkur baja $> 4 \times \phi_{\text{stud}}$

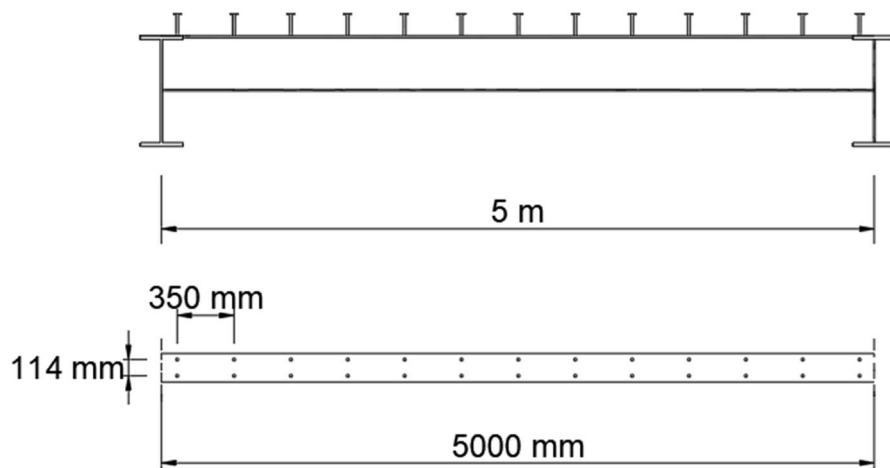
$$\text{Dipilih jarak transversal} = 6 \times \phi_{\text{stud}}$$

$$114 \text{ mm} > 76 \text{ mm OK}$$

- c) Jarak maksimal antar angkur baja $= 6 \times \text{tebal pelat}$

$$350 \text{ mm} < 1500 \text{ mm OK}$$

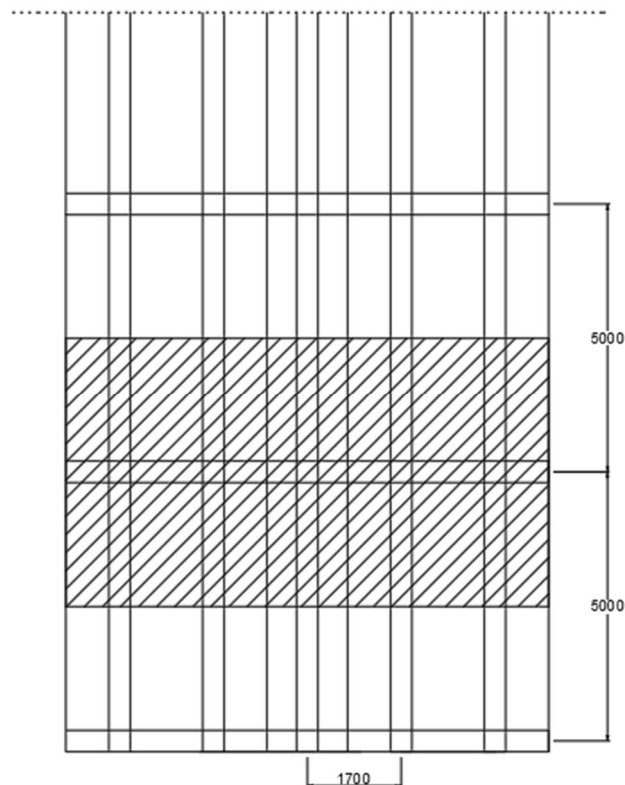
Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, desain angkur baja dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 5.18 Pemasangan Angkur Baja

5.1.3 Gelagar Melintang

Gelagar melintang memiliki beban yang bekerja seperti pada gelagar memanjang yaitu beban sendiri, beban mati tambahan, dan beban lajur “D”



Gambar 5.19 Gelagar Melintang

1. Pembebanan

a. Beban sendiri (MS)

1) Beban sendiri pelat

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 5 \text{ m}$$

$$\text{Tebal pelat lantai } (h_l) = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_c) = 24 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri pelat

$$\begin{aligned} Q_{MS} &= \gamma_c \times r \times h_l \\ &= 24 \times 5 \times 0,25 \\ &= 30 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Beban gelagar melintang

Profil gelagar melintang yang digunakan merupakan IWF 800x300x14x26

$$Q_{MS \text{ gelagar melintang}} = 2,059 \text{ kN/m}$$

b. Beban mati tambahan

1) Berat aspal

$$\text{Lebar jalan } (r) = 7 \text{ m}$$

$$\text{Tebal aspal } (h_2) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

Berat aspal

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ aspal}} &= \gamma_a \times r \times h_2 \\ &= 22 \times 7 \times 0,05 \\ &= 7,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat air hujan

$$\text{Lebar jembatan } (r) = 9 \text{ m}$$

$$\text{Tebal air hujan } (h_3) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 10 \text{ kN/m}^3$$

Berat air hujan

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times r \times h_3 \\ &= 10 \times 9 \times 0,05 \\ &= 4,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Berat trotoar

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 5 \text{ m}$$

$$\text{Tebal trotoar } (h_4) = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_c) = 24 \text{ kN/m}^3$$

Berat air hujan

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ trotoar}} &= \gamma_c \times r \times h_4 \\ &= 24 \times 5 \times 0,25 \\ &= 30 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban lajur “D”

1) Beban terbagi merata (*BTR*)

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 75 \text{ m}$$

$$\text{Faktor beban Binamarga } (FBM) = 100\%$$

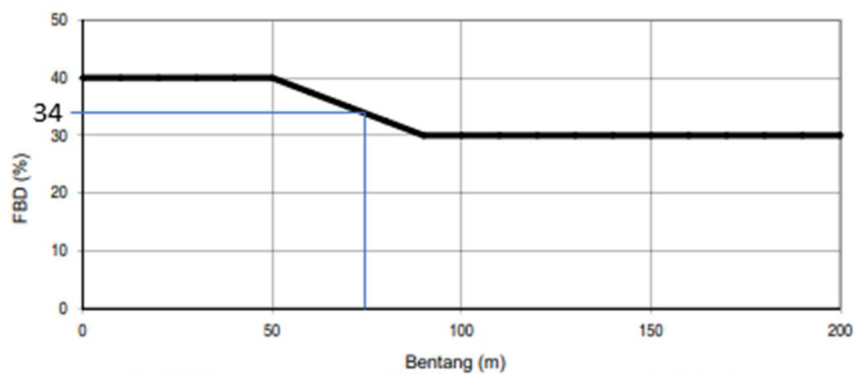
$$\begin{aligned}
 q &= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \\
 &= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{75}\right) \\
 &= 6,3 \text{ kPa} \\
 &= 6,3 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban terbagi merata

$$\begin{aligned}
 Q_{BTR} &= q \times r \times FBM \\
 &= 6,3 \times 7 \times 100\% \\
 &= 44,1 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Beban garis tegak (BGT)

$$\text{Intensitas BGT } (p) = 49 \text{ kN/m}$$



Gambar 5.20 Faktor beban dinamis untuk pembebanan lajur “D”

(Sumber: SNI 1725, 2016)

$$\text{Faktor beban dinamis } (FBD) = 34\%$$

Beban garis tegak

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= (1 + FBD) \times p \times r \times FBM \\
 &= (1 + 34\%) \times 49 \times 6 \times 100\% \\
 &= 65,660 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut ini

Tabel 5.3 Rekapitulasi Beban Gelagar Melintang

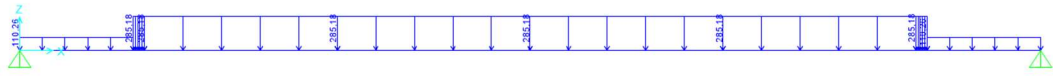
Jenis	Beban	Nilai	Faktor Beban	Beban	Satuan
MS	Beban sendiri pelat	30	1,3	39	kN/m
	Beban sendiri gel. Melintang	2,059	1,1	2,2649	kN/m
MA	Beban aspal	7,7	2	15,4	kN/m
	Beban air hujan	4,5	2	9	kN/m
	Beban trotoar	30	2	60	kN/m
TD	Beban terbagi merata	44,1	2	88,2	kN/m
	Beban garis tegak	65,66	2	131,32	kN/m

2. Analisis gelagar melintang menggunakan SAP2000

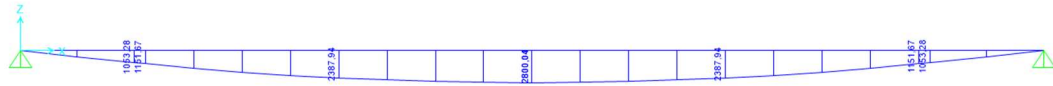
Dari tabel 5.3, beban yang bekerja akan dianalisis menggunakan SAP2000 dengan penjelasan sebagai berikut.

- a. Beban mati sendiri pelat lantai diletakkan sepanjang lebar jembatan sebesar 39 kN/m sebagai beban merata.
- b. Berat sendiri baja terdiri gelagar melintang sebesar 2,2649 kN/m diletakkan sejajar dengan dengan gelagar melintang sebagai beban merata.
- c. Beban sendiri aspal diletakkan di lajur kendaraan dengan lebar 7 m sebesar 15,4 kN/m sebagai beban merata.
- d. Beban sendiri air diletakkan sepanjang lebar jembatan sebesar 9 kN/m sebagai beban merata.
- e. Beban mati sendiri trotoar diletakkan di sisi kiri dan kanan trotoar dengan beban 60 kN/m sebagai beban merata.
- f. Beban lajur "D" terdiri dari BTR diletakkan di lajur kendaraan dengan lebar 7 m sebesar 88,2 kN/m sebagai beban merata dan BGT diletakkan pada gelagar melintang sebesar 65,66 kN

Hasil analisis menggunakan SAP2000 dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 5.21 Pembebanan Gelagar Melintang



Gambar 5.22 BMD Gelagar Melintang



Gambar 5.23 SFD Gelagar Melintang

Dari hasil analisis aplikasi SAP 2000 diperoleh:

$$M_u = 2800,037 \text{ kNm}$$

$$V_u = 1108,412 \text{ kN}$$

3. Perhitungan dimensi profil

Profil yang digunakan merupakan IWF 800x300x14x26 dengan standar JIS G 3101 SS400 (*Mild Steel*) dengan mutu baja BJ 55.

$$\text{Tinggi } (h) = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar } (b) = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal badan } (t_w) = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal sayap } (t_f) = 26 \text{ mm}$$

$$\text{Berat } (q) = 1210 \text{ kg/m}$$

$$\text{Luas penampang } (A_s) = 26740 \text{ mm}^2$$

$$\text{Momen Inersia X } (I_x) = 2920000000 \text{ mm}^4$$

$$\text{Momen Inersia Y } (I_y) = 117000000 \text{ mm}^4$$

$$\text{Radius girasi X } (r_x) = 330 \text{ mm}$$

$$\text{Radius girasi Y } (r_y) = 66,2 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastis X } (S_x) = 7290000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus elastis Y } (S_y) = 782000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus plastis X } (Z_x) = 8164800 \text{ mm}^3$$

$$\text{Faktor reduksi } (\theta) = 0,9$$

Tegangan leleh baja (F_y)	= 410 MPa
Tegangan putus baja (F_u)	= 550 Mpa
Modulus elastisitas (E)	= 200000 MPa

a. Cek klasifikasi profil sayap

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{0,5 \times b}{t_f} \\ &= \frac{0,5 \times 300}{26} \\ &= 5,7692\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{pf} &= 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ &= 8,393\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{rf} &= \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ &= 22,086\end{aligned}$$

$\lambda < \lambda_{pf}$ & $\lambda < \lambda_{rf}$ Profil sayap kompak

b. Cek klasifikasi profil badan

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{h}{tw} \\ &= \frac{800}{14} \\ &= 57,143\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{pw} &= 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 3,76 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ &= 83,045\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{rw} &= 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 5,7 \times \sqrt{\frac{20000}{410}}\end{aligned}$$

$$= 125,892$$

$\lambda < \lambda_{pw} \text{ \& } \lambda < \lambda_{rw}$ Profil badan kompak

Berdasarkan SNI 1729 (2015), jika profil badan dan profil sayap penampang kompak maka profil IWF gelagar melintang didesain menggunakan peraturan F2 dengan kondisi batas yang dihitung adalah kondisi batas yield (Y), dan lateral torsional buckling (LTB).

- c. Cek batas Panjang tidak *bracing* pada kondisi leleh (L_p)

$$L_b = 1700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 66,2 \times \sqrt{\frac{200000}{410}} \\ &= 2573,32 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai $L_b < L_p$, maka momen nominal yang digunakan

$$M_n = M_p = Z_x \times F_y$$

- d. Momen Nominal terhadap kondisi pelelehan

$$\begin{aligned} M_n = M_p &= Z_x \times F_y \\ &= 8164800 \times 410 \times 10^{-6} \\ &= 3347,568 \text{ kNm} \\ \phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,9 \times 3347,568 \\ &= 3012,811 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- e. Cek keamanan profil

$$M_u = 2800,037 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 3012,811 \text{ kNm}$$

$$M_u < \phi M_n \text{ Aman}$$

- f. Kuat geser

- 1) Rasio tinggi tebal

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{h}{t_w} \\ &= \frac{800}{14} \\ &= 57,143 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_{pf} &= 2,24 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} \\
 &= 2,24 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\
 &= 49,473
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1729 (2015), jika $\lambda_{pf} < \lambda$ maka nilai C_v dan ϕ adalah 1

2) Cek keamanan profil terhadap geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1108,412 \text{ kN} \\
 V_n &= \phi \times 0,6 \times F_y \times A_w \times C_v \\
 &= 1 \times 0,6 \times 410 \times 800 \times 14 \times 1 \times 10^{-3} \\
 &= 2706,933 \text{ kN} \\
 V_n &> V_u \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 Rangka Jembatan

Rangka utama jembatan didesain untuk menahan beban seperti beban sendiri, beban mati tambahan, beban lajur “D”, beban angin, beban pejalan kaki, beban gaya rem dan beban gempa.

Berikut ini adalah langkah – langkah dalam mendesain rangka utama jembatan.

1. Pembebanan

a. Beban sendiri (MS)

1) Beban pelat tepi

$$\text{Lebar (b)} = 1,95 \text{ m}$$

$$\text{Tebal pelat lantai (h)} = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_c) = 24 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri pelat tepi

$$\begin{aligned}
 Q_{MS \text{ pelat}} &= \gamma_c \times b \times h \\
 &= 24 \times 1,95 \times 0,25 \\
 &= 11,7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Beban pelat tengah

$$\text{Lebar } (b) = 1,70 \text{ m}$$

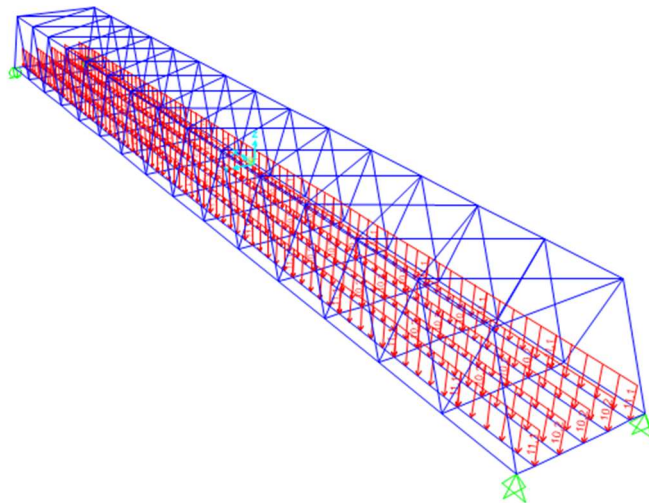
$$\text{Tebal pelat lantai } (h) = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_c) = 24 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri pelat tepi

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ pelat}} &= \gamma_c \times b \times h \\ &= 24 \times 1,70 \times 0,25 \\ &= 10,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Hasil dari perhitungan di atas diletakkan pada gelagar memanjang seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.24 Beban Sendiri Jembatan pada SAP2000

b. Beban mati tambahan (MA)

1) Beban pelat tepi

a) Beban aspal

$$\text{Lebar } (b) = 0,85 \text{ m}$$

$$\text{Tebal aspal } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri aspal

$$Q_{MS \text{ aspal}} = \gamma_a \times b \times h$$

$$= 22 \times 0,85 \times 0,05$$

$$= 0,935 \text{ kN/m}$$

b) Beban air hujan

$$\text{Lebar } (b) = 1,85 \text{ m}$$

$$\text{Tebal air hujan } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 10 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri air hujan

$$QMS \text{ air hujan} = \gamma_w \times b \times h$$

$$= 10 \times 1,85 \times 0,05$$

$$= 0,975 \text{ kN/m}$$

c) Beban trotoar

$$\text{Lebar } (b) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Tebal trotoar } (h) = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_c) = 24 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri trotoar

$$QMS \text{ trotoar} = \gamma_c \times b \times h$$

$$= 24 \times 1 \times 0,25$$

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

2) Beban pelat tengah

a) Beban aspal

$$\text{Lebar } (b) = 1,7 \text{ m}$$

$$\text{Tebal aspal } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri aspal

$$QMS \text{ aspal} = \gamma_a \times b \times h$$

$$= 22 \times 1,7 \times 0,05$$

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

b) Beban air hujan

$$\text{Lebar } (b) = 1,7 \text{ m}$$

Tebal air hujan (h) = 0,05 m

Berat jenis air (γ_w) = 10 kN/m³

Berat sendiri air hujan

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times b \times h \\ &= 10 \times 1,7 \times 0,05 \\ &= 0,85 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Beban *railing* diameter 3"

Panjang (L) = 75 m

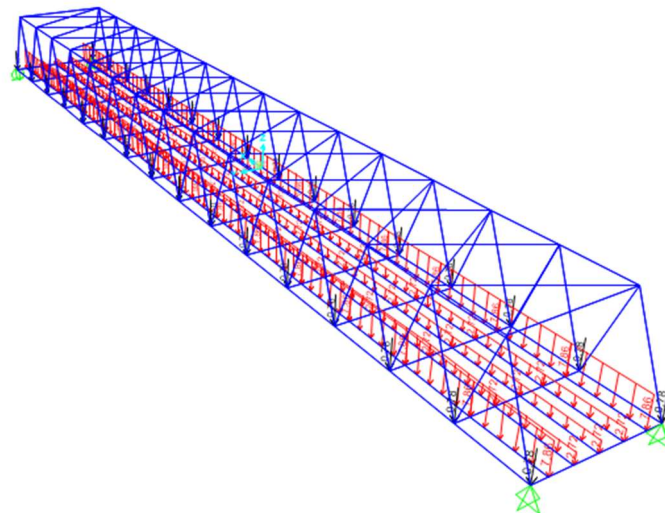
Jumlah railing (n_1) = 2 baris

Berat railing Ø3" (γ_s) = 0,0830907 kN/m

Jumlah Titik buhul (n_2) = 16 buah

Berat railing

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ railing}} &= \frac{\gamma_s \times L \times n_1}{n_2} \\ &= \frac{0,0830907 \times 75 \times 2}{16} \\ &= 0,778975313 \text{ kN/titik} \end{aligned}$$



Gambar 5.25 Beban Mati Tambahan Jembatan pada SAP2000

c. Beban lajur "D" (TD)

1) Beban terbagi merata (BTR)

Panjang jembatan (L) = 75 m

Jarak antar gelagar (r) = 1,7 m

Factor beban Binamarga = 100%

$$\begin{aligned} q &= 9,0 + \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \\ &= 9,0 + \left(0,5 + \frac{15}{75}\right) \\ &= 6,3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban terbagi merata tepi

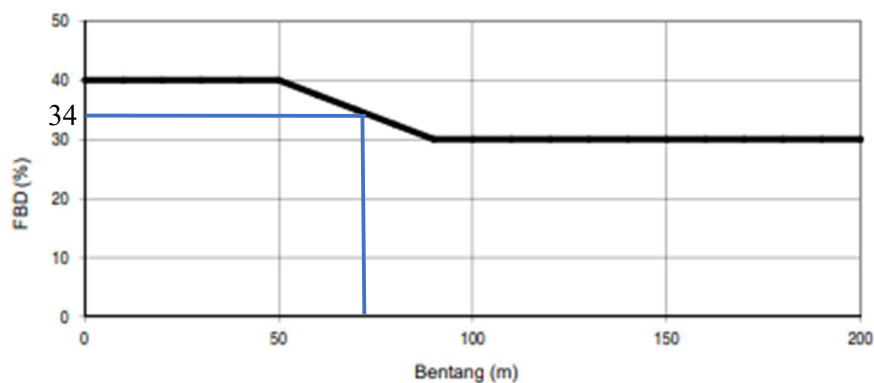
$$\begin{aligned} Q_{\text{BTR}} &= q \times \frac{r}{2} \times FBM \\ &= 6,3 \times \frac{1,7}{2} \times 100\% \\ &= 5,355 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban terbagi merata Tengah

$$\begin{aligned} Q_{\text{BTR}} &= q \times r \times FBM \\ &= 6,3 \times 1,7 \times 100\% \\ &= 10,71 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Beban garis tegak (BGT)

Intensitas BGT (p) = 49 kN/m



Gambar 5.26 Faktor Beban Dinamis untuk Beban Garis Tegak Bentang 75 m

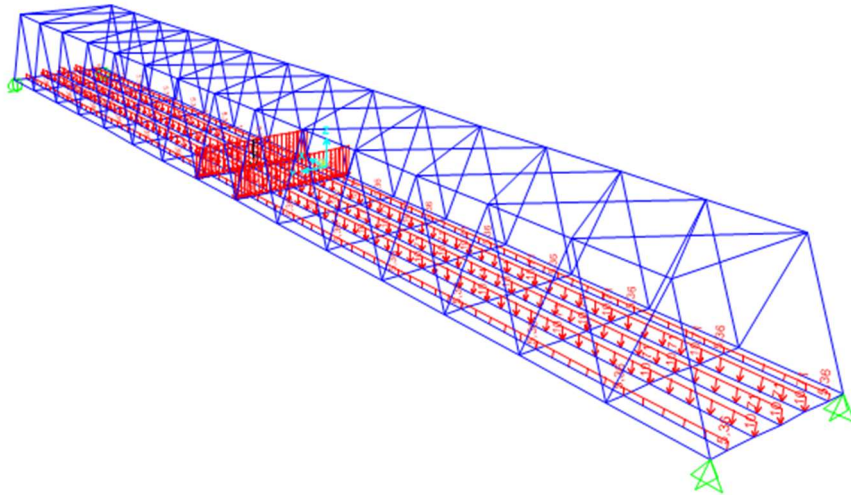
Faktor beban dinamis (FBD = 34%

Beban garis tegak

$$Q_{\text{BGT}} = (1 + \text{FBD}) \times p \times FBM$$

$$= (1 + 34\%) \times p \times 100\%$$

$$= 65,66 \text{ kN/m}$$



Gambar 5.27 Beban Lajur “D” Jembatan pada SAP2000

d. Beban Angin

Mengacu pada SNI 1725-2016, tekanan angin diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

Berdasarkan SNI 1725 (2016), Nilai V_{10} diambil dari :

- 1) Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang
- 2) Survei angin pada lokasi jembatan, dan,
- 3) Jika tidak ada data yang lebih baik, asumsikan bahwa

$$V_{10} = V_B = 90 \text{ sampai } 126 \text{ km/jam}$$

$$\text{Kecepatan angin di elevasi 10 m } (V_{10}) = 100 \text{ km/jam}$$

$$\text{Kecepatan angin rencana di elevasi 10 m } (V_B) = 100 \text{ km/jam}$$

$$\text{Elevasi struktur dari permukaan tanah } (Z) = 18 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan } (V_0) = 17,6 \text{ km/jam}$$

$$\text{Panjang gesekan angin di hulu jembatan } (Z_0) = 1 \text{ m}$$

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

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

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana V_{10}

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \\ &= 2,5 \times 17,6 \left(\frac{100}{100} \right) \times \ln \left(\frac{38}{1} \right) \\ &= 160,054 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

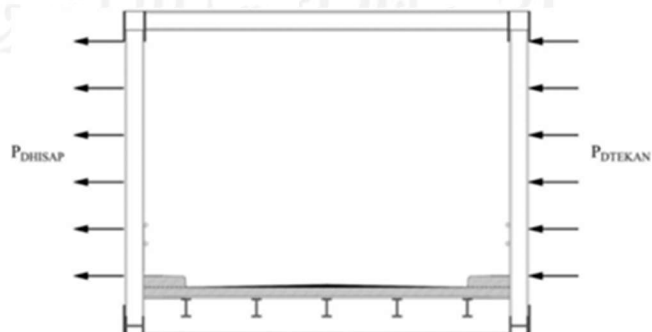
Tekanan angin rencana pada bidang tekan

$$\begin{aligned} P_{DT} &= P_{BT} \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0024 \left(\frac{160,054}{100} \right)^2 \\ &= 0,0062 \text{ MPa} \end{aligned}$$

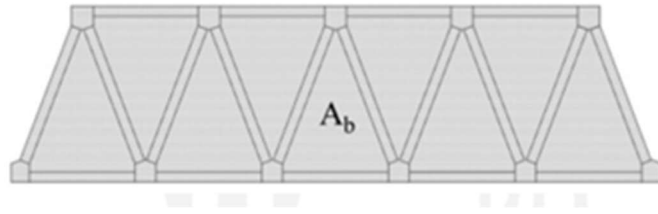
Tekanan angin rencana pada bidang hisap

$$\begin{aligned} P_{DH} &= P_{BH} \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0012 \left(\frac{160,054}{100} \right)^2 \\ &= 0,0031 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kedua tekanan angin rencana tersebut dikalikan dengan luas penampang rangka yang terkena beban angin untuk mendapatkan beban angin pada masing-masing joint.



Gambar 5.28 Tekanan Angin Rencana Bidang Tekan dan Hisap



Gambar 5.29 Luas Penampang Rangka

Panjang batang atas (la) = 70 m

Panjang batang atas (lb) = 75 m

Tinggi jembatan (h) = 6,5 m

Jumlah joint (n) = 31 buah

Panjang batang atas (la) = 70 m

Luas area yang terkena beban angin

$$\begin{aligned}
 Ab &= 30\% \times \left(\frac{la+lb}{2} \right) \times h \\
 &= 30\% \times \left(\frac{70+75}{2} \right) \times 6,5 \\
 &= 141,375 \text{ m}^2 \\
 &= 141375000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal pada bidang tekan

$$\begin{aligned}
 P_{\text{EWT}} &= \left(\frac{Ab \times PDT}{l} \right) \\
 &= \left(\frac{141375000 \times 0.0062}{75000} \right) \\
 &= 11,589 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1725 (2016) pasal 9.6.1.1 gaya angin horizontal pada bidang tekan tidak boleh diambil kurang dari 4,4 N/mm, maka digunakan $P_{\text{EWT}} = 11,589 \text{ N/mm}$

e. Beban pejalan kaki

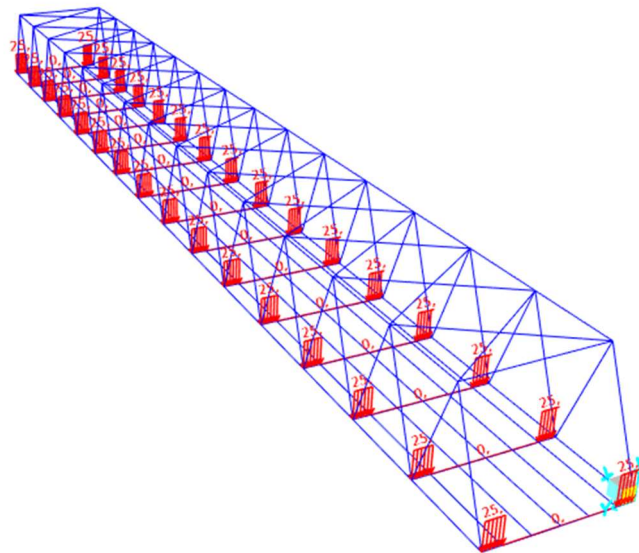
Intensitas beban pejalan kaki (A_{TP}) = 5 KN/m²

Panjang satu segmen (L) = 5 m

Beban pejalan kaki

$$\begin{aligned} Q_{TP} &= A_{TP} \times L \\ &= 5 \times 5 \\ &= 25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Pembebanan beban pejalan kaki dapat dilihat pada gambar berikut ini.



Gambar 5.31 Beban Pejalan Kaki Jembatan pada SAP2000

f. Beban gaya rem

Mengacu pada SNI 1725 (2016), besar gaya rem diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

1) Gaya rem 1

Berat gandar truk (T) = 225 KN

Beban terbagi merata tepi

$$\begin{aligned} P_{TB1} &= 25\% \times T \\ &= 25\% \times 225 \\ &= 56,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Beban garis tegak (BGT)

$$\text{Panjang jembatan (L)} = 90 \text{ m}$$

$$\text{Lebar lalu lintas (b)} = 6 \text{ m}$$

$$\text{Berat truk rencana (P}_{\text{TT}}) = 500 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban terbagi rata (Q}_{\text{BTR}}) &= 9,0 + \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \\ &= 9,0 + \left(0,5 + \frac{15}{75}\right) \\ &= 6,3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

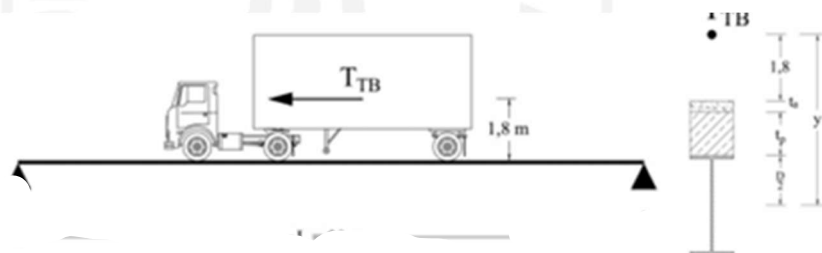
Beban gaya rem 2

$$\begin{aligned} P_{\text{TB2}} &= 5\% \times (P_{\text{TT}} + Q_{\text{BTR}} \times b \times L) \\ &= 5\% \times (500 + 6,3 \times 7 \times 75) \\ &= 190,375 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diambil nilai saya rem terbesar diatas, yaitu:

$$T_{\text{TB}} = 190,375 \text{ kN}$$

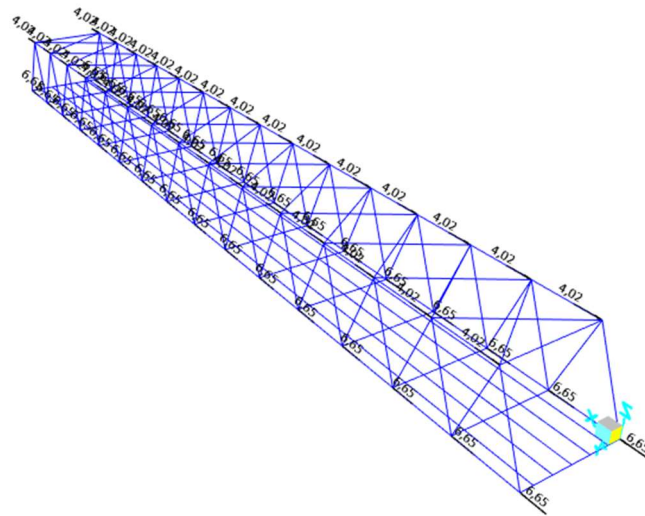
Berdasarkan SNI 1725 (2016), gaya rem harus ditempatkan di semua rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Jarak Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing- masing arah longitudinal.



Gambar 5.32 Beban Gaya Rem

Agar beban gaya rem dapat bekerja pada titik tengah gelagar memanjang, T_{TB} dikonversikan menjadi momen dengan jarak lengan y .

$$\begin{aligned} y &= 1,8 + t_a + t_p + D/2 \\ &= 1,8 + 0,05 + 0,025 + 0,5/2 \\ &= 2,35 \end{aligned}$$



Gambar 5.34 Beban Rem Jembatan pada SAP2000

g. Beban gempa

Berdasarkan SNI 1725 (2016) jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan persamaan 3.30 sebagai berikut.

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t$$

Keterangan :

EQ = gaya gempa horizontal (kN)

C_{sm} = koefisien respon gempa elastis

R_d = Faktor modifikasi respon

W_t = berat total struktur

1) Perhitungan berat struktur (W_t)

Berat struktu diambil dari berat sendiri bangunan atas jembatan seperti pada table berikut ini.

Tabel 5.4 Pehitungan Berat Sendiri Struktur Atas Jembatan

Nama	Berat sendiri		Panjang	Lebar	Tebal	Berat	Jumlah	Total
	kN/m	kN/m ³	m	m	m	kN	Buah	kN
Rangka atas	0,878976	-	5	-	-	4,395	28	123,057
rangka bawah	0,878976	-	5	-	-	4,395	30	131,846
batang diagonal	0,878976	-	6,964	-	-	6,121	60	367,282
ikatan angin	0,206991	-	9,434	-	-	1,953	28	54,677
gelagar memanjang	0,745	-	5	-	-	3,725	70	260,75
gelagar melintang	1,888425	-	9	-	-	16,996	16	271,933
pelat lantai	-	24	75	9	0,25	-	-	4050
trottoar	-	24	75	1	0,25	-	-	450
lapisan aspal	-	22	75	7	0,05	-	-	577,5
air hujan	-	10	75	9	0,05	-	-	337,5
railing	0,0498		75			3,735	4	14,94
							W _t =	6639,485

2) Respon Spektra

a) Analisis kelas situs

Berdasarkan SNI 2833 (2016), klasifikasi kelas situs dapat ditentukan dari 3 metode penyelidikan tanah ; nilai rata-rata berbobot cepat rambat gelombang geser ($\bar{V}_s$), hasil uji penetrasi standar ($\bar{N}$), dan kuat geser tak terdrainase ($\bar{S}_u$) . Adapun pada perencanaan Jembatan Panjang-Pegunungan data yang diperoleh berupa pengujian N-SPT (Standar Penetration Test) sebagai berikut.

Tabel 5.5 Data N-SPT Tanah Jembatan Panjang-Pegajaran

Kedalaman	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (t _i)	N-SPT	t _i /N
2,5	Pasir halus berlanau	2,5	3	0,833
4		1,5	3	0,500
5	Pasir berlempung berlanau lunak	1	4	0,250
7,5		2,5	6	0,417
10		2,5	8	0,313
12		2	18	0,111
12,5	Pasir berlanau keras	0,5	20	0,025
15		2,5	24	0,104
17,5		2,5	29	0,086
20		2,5	32	0,078
22,5		2,5	35	0,071
25		2,5	40	0,063
Jumlah		25		2,851

Untuk mendapatkan nilai $\bar{N}$, digunakan persamaan 3.35 sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \bar{N} &= \frac{\sum t_i}{\sum \left(\frac{t_i}{n}\right)} \\
 &= \frac{25}{2,851} \\
 &= 8,769
 \end{aligned}$$

Berdasarkan Klasifikasi Kelas Situs, dengan $C < 15$ maka jenis tanah masuk pada kelas situs tanah lunak (SE)

b) Nilai PGA, S_s dan S₁

Berdasarkan peta gempa pada Gambar 3.7 , Gambar 3.8 dan Gambar 3.9, untuk daerah Kudus diperoleh nilai sebagai berikut.

$$PGA = 0,225 \text{ g}$$

$$SS = 0,45 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,225 \text{ g}$$

c) Nilai faktor situs

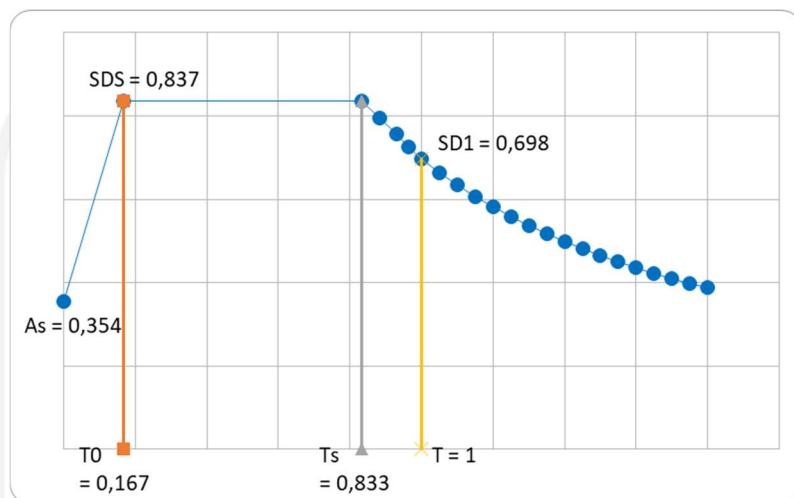
Dari nilai PGA, SS dan S₁ dengan kelas situ tanah lunak (SE),

diperoleh nilai faktor situs berdasarkan Tabel 3.22 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (FPGA, Fa) dan Tabel 3.23 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 detik (Fv) sebagai berikut.

$$F_{PGA} = 1,575 \text{ g}$$

$$F_a = 1,86 \text{ g}$$

$$F_s = 3,1 \text{ g}$$



Gambar 5.35 Grafik Respon Spektra

3) Koefisien respon gempa elastis

Untuk mendapatkan nilai C_{sm} , terlebih dahulu dicari nilai periode alami (T) agar dapat dibandingkan dengan T_0 dan T_s . Mengacu pada SNI 2833-2008, waktu periode alami (T) pada bangunan dengan satu derajat kebebasan tunggal dihitung dengan persamaan berikut

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g K}}$$

Keterangan:

T = waktu periode alami (detik)

W_t = berat total struktur (kN)

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

K = kekakuan struktur *abutment*

Adapun nilai T didapatkan melalui perhitungan berikut.

a) Kekauan struktur (K)

$$K = \frac{3EI}{L}$$

Keterangan :

E = modulus elastisitas beton (kPa)

I = momen inersia (m⁴)

L = tinggi struktur (m)

Mutu beton (f'_c) = 30 MPa

Modulus elastis beton (E) = $4700 \times \sqrt{f'_c}$
 = $4700 \times \sqrt{30}$
 = 25742,960

Tinggi kolom *abutment* (L) = 5,7 m

Lebar kolom abutment (b) = 1 m

Panjang kolom abutment (h) = 9,7 m

Momen inersia sumbu x (I_x)

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12} \times b^3 \times h \\ &= \frac{1}{12} \times 1^3 \times 9,7 \\ &= 0,808 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Momen inersia sumbu y (I_y)

$$\begin{aligned} I_y &= \frac{1}{12} \times h^3 \times b \\ &= \frac{1}{12} \times 9,7^3 \times b \\ &= 76,056 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Kekauan arah x (K_x)

$$\begin{aligned} K_x &= \frac{3EI_x}{L} \\ &= \frac{3 \times 25742,960 \times 1000 \times 0,808}{5,7} \\ &= 10952048,86 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kekakuan arah y (K_y)

$$\begin{aligned}
 K_y &= \frac{3EI_y}{L} \\
 &= \frac{3 \times 25742,960 \times 1000 \times 0,808}{5,7} \\
 &= 1030478277 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b) Waktu periode alami (T)

Waktu periode alami arah x (T_x)

$$\begin{aligned}
 T_x &= 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g K_x}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{6639,485}{9,81 \times 10952048,86}} \\
 &= 0,044 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Waktu periode alami arah y (T_y)

$$\begin{aligned}
 T_y &= 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g K_y}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{6639,485}{9,81 \times 10952048,86}} \\
 &= 0,005 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai bahwa:

$$\begin{aligned}
 T_x &< T_0 \\
 0,044 &< 0,167
 \end{aligned}$$

Maka berdasarkan SNI 2833 (2016) koefisien respons gempa elastis arah X (C_{smx}) menggunakan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 C_{smx} &= S_{DS} - A_s \frac{T_x}{T_0} + A_s \\
 &= 0,837 - 0,354 \frac{0,044}{0,167} + 0,354 \\
 &= 0,497
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan nilai bahwa:

$$\begin{aligned}
 T_y &< T_0 \\
 0,005 &< 0,167
 \end{aligned}$$

Maka berdasarkan SNI 2833 (2016) koefisien respons gempa elastis arah y (C_{smy}) menggunakan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 C_{smy} &= S_{DS} - A_s \frac{T_x}{T_0} + A_s \\
 &= 0,837 - 0,354 \frac{0,005}{0,167} + 0,354 \\
 &= 0,369
 \end{aligned}$$

4) Faktor modifikasi respon (R)

Pada Tabel 3.24 Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Bangunan Bawah didapatkan nilai $R = 1,5$.

5) Gaya gempa horizontal

Gaya gempa horizontal arah x

$$\begin{aligned}
 EQ_x &= \frac{C_{smx}}{R} \times Wt \\
 &= \frac{0,497}{1,5} \times 6639,485 \\
 &= 2201,674 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Joint (n) = 8 buah

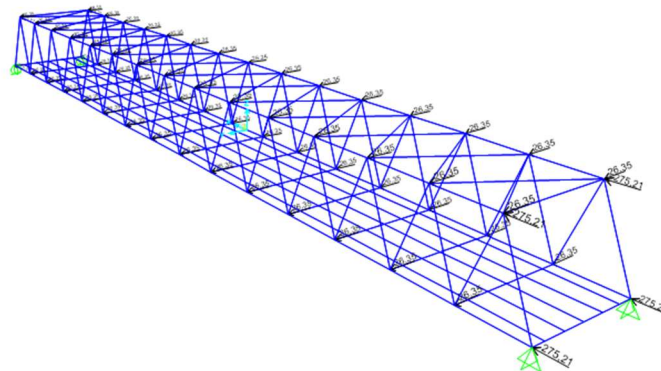
$$\begin{aligned}
 EQ_x &= \frac{2201,674}{8} \\
 &= 275,209 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya gempa horizontal arah y

$$\begin{aligned}
 EQ_y &= \frac{C_{smy}}{R} \times Wt \\
 &= \frac{0,369}{1,5} \times 6639,485 \\
 &= 1633,846 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Joint (n) = 16 buah

$$\begin{aligned}
 EQ_y &= \frac{1633,846}{16} \\
 &= 102,115 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.36 Beban Gempa Jembatan pada SAP2000

2. Analisis Struktur Menggunakan SAP2000

Dari perhitungan pembebanan di atas kemudian dilakukan analisis menggunakan program SAP 2000 guna mendapatkan gaya- gaya dalam pada masing- masing elemen struktur. Adapun proses analisis dilakukan menggunakan kombinasi beban yang telah ditentukan pada SNI 1725 (2016) sebagai berikut.

$$\text{Kuat I} = 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,8 \text{ TD} + 1,8 \text{ TB} + 1,8 \text{ TP}$$

$$\text{Kuat II} = 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,4 \text{ TD} + 1,4 \text{ TB} + 1,4 \text{ TP}$$

$$\text{Kuat III} = 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,4 \text{ EWs}$$

$$\text{Kuat IV} = 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA}$$

$$\text{Kuat V} = 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 0,4 \text{ EWs} + \text{EW}_L$$

$$\text{Ekstrem I} = 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + \text{EQ}$$

$$\text{Ekstrem II} = 1,3 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 2 \text{ MA} + 0,5 \text{ TD} + 0,5 \text{ TB} + 0,5 \text{ TP}$$

$$\text{Layan I} = \text{MS} + \text{MA} + \text{TD} + \text{TB} + \text{TP} + 0,3 \text{ EWs} + \text{EW}_L$$

$$\text{Layan II} = \text{MS} + \text{MA} + 1,3 \text{ TD} + 1,3 \text{ TB} + 1,3 \text{ TP}$$

$$\text{Layan III} = \text{MS} + \text{MA} + 0,8 \text{ TD} + 0,8 \text{ TB} + 0,8 \text{ TP}$$

$$\text{Layan IV} = \text{MS} + \text{MA} + 0,7 \text{ EWs}$$

Berikut ini adalah tabel rekapitulasi hasil analisis struktur pada *SAP 2000* yang memiliki nilai gaya aksial terbesar pada kombinasi Kuat I

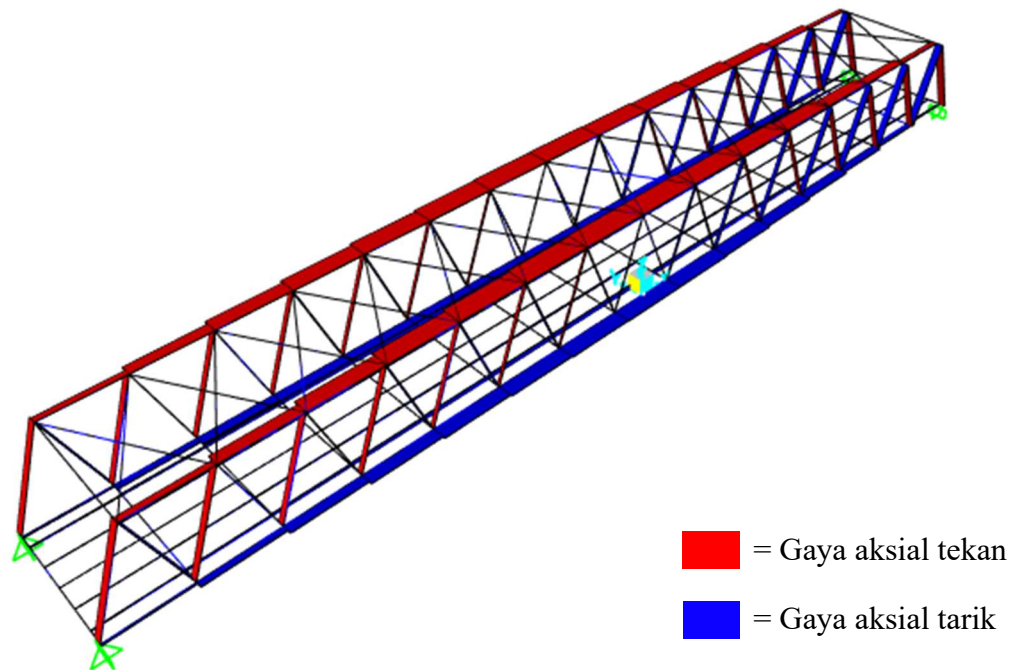
Tabel 5.6 Rekapitulasi Gaya Aksial Hasil Analisis pada Tiap Batang

Batang Atas		Batang Bawah		Batang Diagonal				Ikatan Angin	
Frame	Kuat I	Frame	Kuat I	Frame	Kuat I	Frame	Kuat I	Frame	Kuat I
32	-2900,08	2	1432,51	60	-4054,34	90	-4054,34	212	-43,95
33	-5401,59	3	3797,92	61	4020,78	91	4020,78	213	-43,95
34	-7546,69	4	5828,93	62	-3445,88	92	-3445,88	214	-52,81
35	-9290,49	5	7528,16	63	3458,82	93	3458,82	215	-52,81
36	-10663,86	6	8897,30	64	-2942,37	94	-2942,37	216	-31,46
37	-11662,89	7	9951,34	65	2939,22	95	2939,22	217	-31,46
38	-12257,94	8	10660,12	66	-2405,45	96	-2405,45	218	-42,71
39	-12279,97	9	10935,37	67	2411,36	97	2411,36	219	-42,71
40	-11688,56	10	10660,24	68	-1887,24	98	-1887,24	220	-41,04
41	-10685,57	11	9925,03	69	1891,78	99	1891,78	221	-41,04
42	-9307,48	12	8841,01	70	-1371,32	100	-1371,32	222	-37,08
43	-7559,38	13	7442,78	71	1372,78	101	1372,78	223	-37,08
44	-5410,20	14	5713,81	72	-832,77	102	-832,77	224	-61,37
45	-2904,41	15	3651,65	73	838,38	103	838,38	225	-61,37
46	-2900,08	16	1251,32	74	-29,97	104	-29,97	226	-66,23
47	-5401,59	17	1432,51	75	37,48	105	37,48	227	-66,23
48	-7546,69	18	3797,92	76	834,72	106	834,72	228	-40,60
49	-9290,49	19	5828,93	77	-828,55	107	-828,55	229	-40,60
50	-10663,86	20	7528,16	78	1381,44	108	1381,44	230	-39,65
51	-11662,89	21	8897,30	79	-1380,12	109	-1380,12	231	-39,65
52	-12257,94	22	9951,34	80	1897,29	110	1897,29	232	-42,74
53	-12279,97	23	10660,12	81	-1892,78	111	-1892,78	233	-42,74

Lanjutan Tabel 5.6 Rekapitulasi Gaya Aksial Hasil Analisis pada Tiap Batang

Batang Atas		Batang Bawah		Batang Diagonal				Ikatan Angin	
Frame	Kuat I	Frame	Kuat I	Frame	Kuat I	Frame	Kuat I	Frame	Kuat I
54	-11688,56	24	10935,37	82	2417,15	112	2417,15	234	-31,66
55	-10685,57	25	10660,24	83	-2411,26	113	-2411,26	235	-31,66
56	-9307,48	26	9925,03	84	2945,01	114	2945,01	236	-52,67
57	-7559,38	27	8841,01	85	-2948,23	115	-2948,23	237	-52,67
58	-5410,20	28	7442,78	86	3464,62	116	3464,62	238	-43,94
59	-2904,41	29	5713,81	87	-3451,74	117	-3451,74	239	-43,94
		30	3651,65	88	4026,64	118	4026,64	240	-13,27
		31	1251,32	89	-4060,31	119	-4060,31	241	-13,54

Berikut merupakan gambar grafik gaya aksial analisis bangunan atas jembatan pada SAP2000.



Gambar 5.37 Hasil Analisis Jembatan pada SAP2000

3. Desain Profil Rangka Utama

Dari perhitungan di atas didapatkan hasil berupa gaya-gaya aksial pada elemen rangka yang mencakup rangka atas, batang diagonal, rangka bawah dan ikatan angin. Gaya aksial tersebut menjadikan elemen-elemen pada struktur rangka mengalami tarik dan tekan. Didapatkan pula hasil berupa momen ultimit pada gelagar memanjang dan gelagar melintang sehingga kedua elemen tersebut berperilaku sebagai batang lentur.

a. Batang atas (*top chord*)

Dapat dilihat dari Tabel 5.6 bahwa gaya aksial terbesar terjadi pada *frame* 39 dan 53 yakni sebesar $P_u = 12279,97$ kN. Batang atas didesain sebagai batang tekan menggunakan profil W 14X311 dengan standar *AISC shape v15.0*. Adapun langkah- langkah perhitungan

batang atas adalah sebagai berikut.

Tinggi (h)	=	440 mm
Lebar (b)	=	420 mm
Tebal badan (tw)	=	36 mm
Tebal sayap (tf)	=	58 mm
Berat (q)	=	463,39 kg/m
Luas tampang (Ag)	=	58967,624 mm ²
Inersia x (Ix)	=	1802282073 mm ⁴
Inersia y (Iy)	=	670132595,2 mm ⁴
Radius girasi x (rx)	=	174,752 mm
Radius girasi y (ry)	=	106,68mm
Modulus elastis x (Sx)	=	8291854,384 mm ³
Modulus elastis y (Sy)	=	3261025,736 mm ³
Modulus plastis x (Zx)	=	9881399,592 mm ³
Modulus plastis y (Zy)	=	4981667,456 mm ³
Modulus elastisitas (E)	=	200000 Mpa
Tegangan leleh (Fy)	=	250 Mpa
Tegangan putus (Fu)	=	400 Mpa
kc	=	1
Panjang batang (L)	=	5000 mm

1) Cek kelangsingan sayap

$$\frac{b}{tf} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{0,5 \times 420}{58} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$3,621 < 15,839$$

Rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, berdasarkan tabel B4.1a SNI 1729 (2015) dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing.

2) Cek kelangsingan badan

$$\frac{h_0}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{324}{36} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$9 < 42,144$$

Rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, berdasarkan tabel B4.1a SNI 1729 (2015) dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing sehingga berdasarkan tabel E1.1 pada SNI 1729 (2015) untuk profil IWF keadaan batas yang direncanakan adalah tekuk lentur (flexural buckling, FB) dan tekuk torsi (torsional buckling, TB).

3) Tekuk lentur (FB)

a) Rasio kelangsingan batang ($K=1$ untuk tumpuan sendi-sendi)

$$\begin{aligned} \frac{K L}{r_y} &= \frac{1 \times 5000}{106,68} \\ &= 46,869 \end{aligned}$$

b) Tegangan tekuk elastis

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{(K L / r_y)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 200000}{106,68^2} \\ &= 898,578 \text{ MPa} \end{aligned}$$

c) Jenis tekuk

$$\begin{aligned} \frac{K L}{r_y} &\leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 46,869 &\leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ 46,869 &< 133,219 \end{aligned}$$

Karena rasio kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729 (2015) pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

d) Tegangan kritis

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) \times F_y \\ &= \left(0,658^{\frac{250}{133,219}}\right) \times 250 \\ &= 222,519 \text{ MPa} \end{aligned}$$

e) Kuat tekan rencana

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 222,519 \times 58967,624 \times 10^{-3} \\ &= 13078,219 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Tekuk torsi (TB)

a) Konstanta pembengkokan

$$\begin{aligned} C_w &= \frac{I_y \times h_0^2}{4} \\ &= \frac{670132595,2 \times 324^2}{4} \\ &= 1,97717 \times 10^{13} \end{aligned}$$

b) Konstanta torsi

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{3} \times [(2 \times t f^3 \times b) + (t w^3 \times h_0)] \\ &= \frac{1}{3} \times [(2 \times 58^3 \times 420) + (36^3 \times 324)] \\ &= 41918580 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

c) Tegangan tekuk

$$\begin{aligned} F_e &= \left[\left(\frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(KL)^2} \right) + (G \times J) \right] \times \frac{I}{I_x + I_y} \\ &= \left[\left(\frac{\pi^2 \times 200000 \times 1,97717 \times 10^{13}}{(1 \times 5000)^2} \right) + (77200 \times 41918580) \right] \times \frac{I}{2039 \times 10^6 + 753 \times 10^6} \\ &= 1717,642 \text{ MPa} \end{aligned}$$

d) Jenis tekuk

$$\begin{aligned} \frac{KL}{r_y} &\leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 46,869 &\leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ 46,869 &< 133,219 \end{aligned}$$

Karena rasio kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk

elastis, berdasarkan SNI 1729 (2015) pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

e) Tegangan kritis

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) \times F_y \\ &= \left(0,658^{\frac{250}{1717,642}}\right) \times 250 \\ &= 235,225 \text{ MPa} \end{aligned}$$

f) Kuat tekan rencana

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 235,225 \times 58967,624 \times 10^{-3} \\ &= 13794,768 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, kuat tekan yang digunakan adalah hasil dari perhitungan kondisi batas FB yaitu $\phi P_n = 13078,219 \text{ kN}$

5) Cek keamanan profil

$$\begin{aligned} \phi P_n &> P_u \\ 13078,219 &> 12279,97 \text{ (AMAN)} \end{aligned}$$

b. Batang bawah (*bottom chord*)

Dari Tabel 5.6 dapat dilihat bahwa gaya aksial terbesar terjadi pada frame 9 dan 24 yakni sebesar $P_u = 10935,374 \text{ kN}$. Batang atas didesain menggunakan profil W 14x257 dengan standar *AISC Shape v15.0*. Adapun langkah- langkah perhitungan batang bawah adalah sebagai berikut.

Tinggi (h)	=	420 mm
Lebar (b)	=	410 mm
Tebal badan (tw)	=	30 mm
Tebal sayap (tf)	=	49 mm
Berat (q)	=	463,39 kg/m
Luas tampang (A_g)	=	48774,096 mm ²
Inersia x (I_x)	=	1415186847 mm ⁴

Inersia y (I_y)	=	536938539 mm ⁴
Radius girasi x (r_x)	=	170,434 mm
Radius girasi y (r_y)	=	104,902 mm
Modulus elastis x (S_x)	=	6800631,56 mm ³
Modulus elastis y (S_y)	=	2638317,304 mm ³
Modulus plastis x (Z_x)	=	7980500,168 mm ³
Modulus plastis y (Z_y)	=	4031217,744 mm ³
Modulus elastisitas (E)	=	200000 MPa
Tegangan leleh (F_y)	=	250 Mpa
Tegangan putus (F_u)	=	400 Mpa
kc	=	1
Panjang batang (L)	=	5000 mm

1) Luas penampang bersih

Konfigurasi baut yang direncanakan dipasang dalam dua baris sehingga :

$$\begin{aligned}
 n &= 4 \\
 A_n &= A_g - (n \times d_h \times t_f) \\
 &= 48774,096 - (4 \times 38 \times 49) \\
 &= 41326,096 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2) Factor shear lag

Berdasarkan Tabel D3.1 SNI 1729 (2015), ditentukan nilai $U = 0,9$. Hal ini dikarenakan semua komponen struktur tarik disalurkan ke sambungan.

3) Luas penampang efektif

$$\begin{aligned}
 A_e &= U \times A_n < 0,85 \times A_g \\
 &= 0,9 \times 41326,096 < 0,85 \times 48774,096 \\
 &= 37193,486 \text{ mm}^2 < 41458,982 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka digunakan $A_e = 37193,486 \text{ mm}^2$

4) Kuat tarik rencana

a) Kuat Tarik pada kondisi leleh penampang bruto

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= \phi \times F_y \times A_g \\
 &= 0,9 \times 250 \times 45050,096 \times 10^{-3} \\
 &= 10974,171 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Kuat Tarik pada kriteria faktor penampang berlubang

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= \phi \times F_u \times A_e \\
 &= 0,9 \times 400 \times 37193,486 \times 10^{-3} \\
 &= 11158,046 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5) Cek keamanan profil

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &> P_u \\
 10974,171 &> 10935,374 \text{ (AMAN)}
 \end{aligned}$$

c. Batang diagonal

Pada hasil analisis SAP2000 menunjukkan bahwa pada batang diagonal mengalami beban gaya aksial tarik dan tekan sehingga diperlukan kedua perhitungan tersebut.

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi } (h) &= 400 \text{ mm} \\
 \text{Lebar } (b) &= 400 \text{ mm} \\
 \text{Tebal badan } (tw) &= 23 \text{ mm} \\
 \text{Tebal sayap } (tf) &= 37 \text{ mm} \\
 \text{Berat } (q) &= 463,39 \text{ kg/m} \\
 \text{Luas tampang } (A_g) &= 36645,088 \text{ mm}^2 \\
 \text{Inersia x } (I_x) &= 998955421,4 \text{ mm}^4 \\
 \text{Inersia y } (I_y) &= 387511457,2 \text{ mm}^4 \\
 \text{Radius girasi x } (rx) &= 165,1 \text{ mm} \\
 \text{Radius girasi y } (ry) &= 102,87 \text{ mm} \\
 \text{Modulus elastis x } (S_x) &= 5079989,84 \text{ mm}^3 \\
 \text{Modulus elastis y } (S_y) &= 1950060,616 \text{ mm}^3 \\
 \text{Modulus plastis x } (Z_x) &= 5817407,72 \text{ mm}^3 \\
 \text{Modulus plastis y } (Z_y) &= 2949671,52 \text{ mm}^3 \\
 \text{Modulus elastisitas } (E) &= 200000 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Tegangan leleh (F_y)	=	250 MPa
Tegangan putus (F_u)	=	400 Mpa
kc	=	1
Panjang batang (L)	=	6964,194 m

1) Batang tekan

Dapat dilihat dari Tabel 5.6 bahwa gaya aksial terbesar terjadi pada frame 89 dan 119 yakni sebesar $P_u = 4060,306$ kN. Batang atas didesain sebagai batang tekan menggunakan profil W 14X193 dengan standar *AISC shape v15.0*. Adapun langkah-langkah perhitungan batang atas adalah sebagai berikut.

a) Cek kelangsingan sayap

$$\frac{b}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{0,5 \times 400}{58} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$5,405 < 15,839$$

Rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, berdasarkan tabel B4.1a SNI 1729 (2015) dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing.

b) Cek kelangsingan badan

$$\frac{h_0}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{295,52}{36} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$12,849 < 42,144$$

Rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, berdasarkan tabel B4.1a SNI 1729 (2015) dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing sehingga berdasarkan tabel E1.1 pada SNI 1729 (2015) untuk profil IWF keadaan batas yang direncanakan adalah tekuk lentur (flexural buckling, FB) dan tekuk torsi (torsional buckling, TB).

c) Tekuk lentur (FB)

- i. Rasio kelangsingan batang (K=1 untuk tumpuan sendi-sendi)

$$\begin{aligned}\frac{KL}{ry} &= \frac{1 \times 6964,1940}{102,87} \\ &= 67,699\end{aligned}$$

- ii. Tegangan tekuk elastis

$$\begin{aligned}F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{(KL/ry)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 200000}{67,699^2} \\ &= 430,691 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Jenis tekuk

$$\begin{aligned}\frac{KL}{ry} &\leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 67,699 &\leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ 67,699 &< 133,219\end{aligned}$$

Karena rasio kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729 (2015) pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

- iii. Tegangan kritis

$$\begin{aligned}F_{cr} &= \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) \times F_y \\ &= \left(0,658^{\frac{250}{430,691}}\right) \times 250 \\ &= 196,077 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- iv. Kuat tekan rencana

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 196,077 \times 36645,088 \times 10^{-3} \\ &= 6466,736241 \text{ kN}\end{aligned}$$

d) Tekuk torsi (TB)

i. Konstanta pembengkokan

$$\begin{aligned}
 C_w &= \frac{I_y \times h_0^2}{4} \\
 &= \frac{387511457,2 \times 295,52^2}{4} \\
 &= 8,4605 \times 10^{12}
 \end{aligned}$$

ii. Konstanta torsi

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{1}{3} \times [(2 \times t f^3 \times b) + (t w^3 \times h_0)] \\
 &= \frac{1}{3} \times [(2 \times 37^3 \times 420) + (23^3 \times 295,52)] \\
 &= 7952263,947 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

iii. Tegangan tekuk

$$\begin{aligned}
 F_e &= \left[\left(\frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(KL)^2} \right) + (G \times J) \right] \times \frac{I}{Ix + I} \\
 &= \left[\left(\frac{\pi^2 \times 200000 \times 1,97717 \times 10^{13}}{(1 \times 5000)^2} \right) + (77200 \times 41918580) \right] \times \frac{I}{2039 \times 10^6 + 753 \times 10^6} \\
 &= 691,1480335 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

iv. Jenis tekuk

$$\begin{aligned}
 \frac{KL}{r_y} &\leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 67,69898064 &\leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} \\
 67,69898064 &< 133,219
 \end{aligned}$$

Karena rasio kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729 (2015) pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

v. Tegangan kritis

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) \times F_y \\
 &= \left(0,658^{\frac{250}{691,1480335}} \right) \times 250 \\
 &= 214,877 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

vi. Kuat tekan rencana

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= \phi \times F_{cr} \times A_g \\
 &= 0,9 \times 214,877 \times 36645,088 \times 10^{-3} \\
 &= 7086,756 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, kuat tekan yang digunakan adalah hasil dari perhitungan kondisi batas FB yaitu $\phi P_n = 6466,736 \text{ kN}$

e) Cek keamanan profil

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &> P_u \\
 6466,736 &> 4060,306 \text{ (AMAN)}
 \end{aligned}$$

2) Batang tarik

Dapat dilihat dari Tabel 5.6 bahwa gaya aksial terbesar terjadi pada frame 88 dan 118 yakni sebesar $P_u = 4026,64 \text{ kN}$. Batang atas didesain sebagai batang tekan menggunakan profil W 14X193 dengan standar *AISC shape v15.0*. Adapun langkah-langkah perhitungan batang atas adalah sebagai berikut.

a) Luas penampang bersih

Konfigurasi baut yang direncanakan dipasang dalam dua baris sehingga :

$$\begin{aligned}
 n &= 4 \\
 A_n &= A_g - (4 \times d_h \times t_f) \\
 &= 36645,088 - (2 \times 38 \times 37) \\
 &= 31021,088 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

b) Factor shear lag

Berdasarkan Tabel D3.1 SNI 1729 (2015), ditentukan nilai $U = 0,9$. Hal ini dikarenakan semua komponen struktur tarik disalurkan ke sambungan.

c) Luas penampang efektif

$$\begin{aligned}
 A_e &= U \times A_n < 0,85 \times A_g \\
 &= 0,9 \times 31021,088 < 0,85 \times 36645,088 \\
 &= 27918,979 \text{ mm}^2 < 31148,215 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka digunakan $A_e = 27918,979 \text{ mm}^2$

d) Kuat tarik rencana

c) Kuat Tarik pada kondisi leleh penampang bruto

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 250 \times 36645,088 \times 10^{-3} \\ &= 8245,1448 \text{ kN}\end{aligned}$$

d) Kuat Tarik pada kriteria faktor penampang berlubang

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times F_u \times A_e \\ &= 0,9 \times 400 \times 27918,979 \times 10^{-3} \\ &= 8375,694 \text{ kN}\end{aligned}$$

e) Cek keamanan profil

$$\begin{aligned}\phi P_n &> P_u \\ 8245,145 &> 4026,64 \text{ (AMAN)}\end{aligned}$$

d. Ikatan angin

Pada hasil analisis SAP2000 menunjukkan bahwa pada batang diagonal mengalami beban gaya aksial tarik dan tekan sehingga diperlukan kedua perhitungan tersebut.

$$\begin{aligned}\text{Tinggi } (h) &= 150 \text{ mm} \\ \text{Lebar } (b) &= 150 \text{ mm} \\ \text{Tebal badan } (t_w) &= 7 \text{ mm} \\ \text{Tebal sayap } (t_f) &= 10 \text{ mm} \\ \text{Luas tampang } (A_g) &= 4014 \text{ mm}^2 \\ \text{Inersia x } (I_x) &= 16400000 \text{ mm}^4 \\ \text{Inersia y } (I_y) &= 5630000 \text{ mm}^4 \\ \text{Radius girasi x } (r_x) &= 63,9 \text{ mm} \\ \text{Radius girasi y } (r_y) &= 37,5 \text{ mm} \\ \text{Modulus plastis x } (Z_x) &= 219000 \text{ mm}^3 \\ \text{Modulus plastis y } (Z_y) &= 71500 \text{ mm}^3 \\ \text{Modulus elastisitas } (E) &= 200000 \text{ Mpa} \\ \text{Tegangan leleh } (F_y) &= 250 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan putus } (F_u) &= 410 \text{ Mpa} \\
 k_c &= 1 \\
 \text{Panjang batang } (L) &= 10295,63014 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dapat dilihat dari tabel dan NFD bahwa gaya aksial terbesar terjadi pada frame 226 dan 227 yakni sebesar $P_u = 66,23 \text{ kN}$. Batang atas didesain sebagai batang tekan menggunakan profil IWF 150x150x7x10 dengan standar IS 3101 SS400.. Adapun langkah-langkah perhitungan batang atas adalah sebagai berikut.

a) Cek kelangsingan sayap

$$\begin{aligned}
 \frac{b}{t_f} &\leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \\
 \frac{0,5 \times 150}{10} &\leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}}, \\
 7,5 &< 15,839
 \end{aligned}$$

Rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, berdasarkan tabel B4.1a SNI 1729 (2015) dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing.

b) Cek kelangsingan badan

$$\begin{aligned}
 \frac{h_0}{t_w} &\leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \\
 \frac{108}{7} &\leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{250}}, \\
 15,428 &< 42,144
 \end{aligned}$$

Rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, berdasarkan tabel B4.1a SNI 1729 (2015) dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing sehingga berdasarkan tabel E1.1 pada SNI 1729 (2015) untuk profil IWF keadaan batas yang direncanakan adalah tekuk lentur (flexural buckling, FB) dan tekuk torsi (torsional buckling, TB).

c) Tekuk lentur (FB)

- i. Rasio kelangsingan batang (K=1 untuk tumpuan sendi-sendi)

$$\begin{aligned}\frac{KL}{ry} &= \frac{1 \times 10295,630}{37,5} \\ &= 274,550\end{aligned}$$

- ii. Tegangan tekuk elastis

$$\begin{aligned}F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{(KL/ry)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 200000}{274,550^2} \\ &= 26,187 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- iii. Jenis tekuk

$$\begin{aligned}\frac{KL}{ry} &\leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ 274,550 &\leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ 274,550 &> 133,219\end{aligned}$$

Karena rasio kelangsingan batang lebih besar dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729 (2015) pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk elastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

- iv. Tegangan kritis

$$\begin{aligned}F_{cr} &= 0,877 \times F_e \\ &= 0,877 \times 26,187 \\ &= 22,966 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- v. Kuat tekan rencana

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 22,966 \times 4014 \times 10^{-3} \\ &= 82,967 \text{ kN}\end{aligned}$$

d) Tekuk torsi (TB)

i. Konstanta pembengkokan

$$\begin{aligned}
 C_w &= \frac{I_y \times h_0^2}{4} \\
 &= \frac{5630000 \times 108^2}{4} \\
 &= 16417080000
 \end{aligned}$$

ii. Konstanta torsi

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{1}{3} \times [(2 \times t f^3 \times b) + (t w^3 \times h_0)] \\
 &= \frac{1}{3} \times [(2 \times 10^3 \times 150) + (7^3 \times 108)] \\
 &= 7952263,947 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

iii. Tegangan tekuk

$$\begin{aligned}
 F_e &= \left[\left(\frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(KL)^2} \right) + (G \times J) \right] \times \frac{I}{I_x + I_y} \\
 &= \left[\left(\frac{\pi^2 \times 200000 \times 1,97717 \times 10^{13}}{(1 \times 5000)^2} \right) + \right. \\
 &\quad \left. (77200 \times 41918580) \right] \times \frac{I}{2039 \times 10^6 + 753 \times 10^6} \\
 &= 232,364 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

iv. Jenis tekuk

$$\begin{aligned}
 \frac{KL}{r_y} &\leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 274,5501371 &\leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} \\
 274,5501371 &> 133,219
 \end{aligned}$$

Karena rasio kelangsingan batang lebih besar dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729 (2015) pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk elastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

v. Tegangan kritis

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= 0,877 \times F_e \\
 &= 0,877 \times 232,364 \\
 &= 203,7833801 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

vi. Kuat tekan rencana

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= \phi \times F_{cr} \times A_g \\
 &= 0,9 \times 203,7833801 \times 4014 \times 10^{-3} \\
 &= 736,1878391 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, kuat tekan yang digunakan adalah hasil dari perhitungan kondisi batas FB yaitu $\phi P_n = 82,967 \text{ kN}$

e) Cek keamanan profil

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &> P_u \\
 82,967 &> 66,23 \text{ (AMAN)}
 \end{aligned}$$

e. Gelagar melintang

Pada analisis SAP2000 didapatkan momen lengkung pada frame 203 sebesar 1510,526 kNm. Berdasarkan perhitungan 5.1.3, didapatkan kapasitas momen profil IWF 800x300x14x26 sebesar 3012,811 kNm sehingga dapat dikatakan sebagai berikut.

Cek profil gelagar melintang

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 3012,811 &> 1510,526 \text{ (AMAN)}
 \end{aligned}$$

f. Rekapitulasi Desain Profil Rangka Utama

Hasil desain profil rangka utama dapat dilihat pada tabel dibawah ini

Tabel 5.7 Rekapitulasi Rangka Utama

Batang	Jenis Gaya	Beban, P_u (kN)	Profil Batang	Kuat Batang, ϕP_n (kN)	Kontrol $P_u < \phi P_n$
Atas	Tekan	12279,969	W 14x311	13078,21	Aman
Bawah	Tarik	10935,374	W 14x257	10974,172	Aman
Diagonal	Tekan	4060,306	W 14x193	6466,736	Aman
	Tarik	4026,637		8375,694	Aman
Ikatan Angin	Tekan	66,234	IWF 150x150x7x10	82,967	Aman

5.1.5 Sambungan Rangka

Sambungan yang digunakan pada perencanaan Jembatan Panjang-Pegunungan adalah jenis sambungan baut. Batang- batang yang disambung akan bertumpu pada pelat buhul. Konfigurasi baut pada setiap elemen yang disambung direncanakan dipasang dalam dua baris. Adapun sambungan yang dihitung adalah sebagai berikut

1. Sambungan batang atas

Gaya aksial untuk perencanaan sambungan diambil dari hasil analisis SAP2000 pada batang atas sebesar $P_u = 12279,969$ kN. Perhitungan sambungan batang atas dapat dilihat pada langkah- langkah di bawah ini.

Tipe baut	= A3490
Kuat tarik nominal baut (F_{nt})	= 1035 MPa
Kuat geser nominal baut (F_{nv})	= 825 MPa
Diameter baut (d_b)	= 36 mm
Diameter baut (d_h)	= 38 mm
Tebal pelat buhul (t_p)	= 15 mm
Tebal pelat badan (t_{pb})	= 10 mm

a. Luas penampang baut

$$\begin{aligned}
 A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 36^2 \\
 &= 1017,876 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

b. Kuat geser satu baut

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,75 \times F_{nv} \times A_b \\
 &= 0,75 \times 825 \times 1017,876 \\
 &= 629,811 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n_b &= \frac{P_u}{\phi R_n} \\
 &= \frac{12279,969}{629,811} \\
 &= 19,498 \text{ buah} \\
 &\approx 20 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

d. Jarak spasi minimum baut

Baut dipasang sebanyak 16 buah pada pelat sayap dan 6 buah baut pada pelat badan

1) Pelat sayap

$$\begin{aligned} s &= 3 \times db \\ &= 3 \times 36 \\ &= 108 \text{ mm} \\ &\approx 110 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} st &= \frac{1}{2} \times s \\ &= \frac{1}{2} \times 110 \\ &= 55 \text{ mm} > 38 \text{ mm OK} \end{aligned}$$

2) Pelat badan

$$\begin{aligned} s &= 3 \times db \\ &= 3 \times 36 \\ &= 108 \text{ mm} \\ &\approx 110 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} st &= \frac{1}{2} \times s \\ &= \frac{1}{2} \times 110 \\ &= 55 \text{ mm} > 38 \text{ mm OK} \end{aligned}$$

e. Kuat tumpu batang Tarik

1) Pelat sayap

Pola keruntuhan kuat tumpu pada pelat sayap dapat dihitung dengan langkah berikut ini

$$\begin{aligned} lc_1 &= st - (0,5 \times dh) \\ &= 55 - (0,5 \times 38) \\ &= 36 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} lc_2 &= s - (2 \times 0,5 \times dh) \\ &= 100 - (2 \times 0,5 \times 38) \\ &= 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{n1} &= 1,2 \times l_{c1} \times t_f \times f_u \leq 2,4 \times d_b \times t_f \times f_u \\
 &= 1,2 \times 36 \times 63 \times 400 \leq 2,4 \times 36 \times 63 \times 400 \\
 &= 1088,64 \leq 2177,28
 \end{aligned}$$

$$R_{n1} = 1088,64 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 R_{n2} &= 1,2 \times l_{c2} \times t_f \times f_u \leq 2,4 \times d_b \times t_f \times f_u \\
 &= 1,2 \times 72 \times 63 \times 400 \leq 2,4 \times 36 \times 63 \times 400 \\
 &= 2177,28 \leq 2177,28
 \end{aligned}$$

$$R_{n2} = 2177,28 \text{ kN}$$

2) Pelat badan

Pola keruntuhan kuat tumpu pada pelat badan dapat dihitung dengan langkah berikut ini

$$\begin{aligned}
 l_{c3} &= s_t - (0,5 \times d_h) \\
 &= 55 - (0,5 \times 38) \\
 &= 36 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 l_{c4} &= s - (2 \times 0,5 \times d_h) \\
 &= 100 - (2 \times 0,5 \times 38) \\
 &= 72 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{n3} &= 1,2 \times l_{c3} \times t_w \times f_u \leq 2,4 \times d_b \times t_w \times f_u \\
 &= 1,2 \times 36 \times 40 \times 400 \leq 2,4 \times 36 \times 40 \times 400 \\
 &= 691,2 \leq 1382,4
 \end{aligned}$$

$$R_{n3} = 691,2 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 R_{n4} &= 1,2 \times l_{c4} \times t_w \times f_u \leq 2,4 \times d_b \times t_w \times f_u \\
 &= 1,2 \times 72 \times 40 \times 400 \leq 2,4 \times 36 \times 40 \times 400 \\
 &= 1382,4 \leq 1382,4
 \end{aligned}$$

$$R_{n4} = 1382,4 \text{ kN}$$

Adapun nilai kuat tumpu rencana adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,75 \times (n \times R_{n1} + n \times R_{n2} + n \times R_{n3} + n \times R_{n4}) \\
 &= 0,75 \times (4 \times 1088,64 + 12 \times 2177,28 + 2 \times 691,2 + 4 \times 1382,4) \\
 &= 25971,84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

f. Kuat blok geser

1) Pelat sayap

Pola keruntuhan blok geser pada pelat sayap dapat dihitung dengan langkah berikut ini

$$\begin{aligned} Agv &= 385 \times 63 \\ &= 24255 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Agt &= 250 \times 63 \\ &= 15750 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Anv &= (2 \times Agv) - (n \times dh \times tf) \\ &= (2 \times 24255) - (2,5 \times 38 \times 63) \\ &= 40131 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ant &= Agt - (n \times dh \times tw) \\ &= 15750 - (0,5 \times 38 \times 63) \\ &= 14553 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Ubs = 1$$

$$\begin{aligned} Rnf_{\text{sayap}} &= (0,6 \times Fu \times Anv) + (Ubs \times Fu \times Ant) \\ &= [(0,6 \times 400 \times 40131) + (1 \times 400 \times 14553)] \times 10^{-3} \\ &= 15452,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rny_{\text{sayap}} &= (0,6 \times Fy \times Agv) + (Ubs \times Fu \times Ant) \\ &= [(0,6 \times 250 \times 24255) + (1 \times 400 \times 14553)] \times 10^{-3} \\ &= 9459,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Pelat badan

Pola keruntuhan blok geser pada pelat badan dapat dihitung dengan langkah berikut ini

$$\begin{aligned} Agv &= 250 \times 40 \\ &= 15750 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Agt &= 250 \times 40 \\ &= 15750 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Anv &= (2 \times Agv) - (n \times dh \times tw) \\ &= (2 \times 15750) - (2,5 \times 38 \times 40) \\ &= 25515 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ant} &= \text{Agt} - (n \times \text{dh} \times \text{tw}) \\
 &= 15750 - (0,5 \times 38 \times 40) \\
 &= 14990 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Ubs} = 1$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rnf}_{\text{badan}} &= (0,6 \times \text{Fu} \times \text{Anv}) + (\text{Ubs} \times \text{Fu} \times \text{Ant}) \\
 &= [(0,6 \times 400 \times 25515) + (1 \times 400 \times 14990)] \times 10^{-3} \\
 &= 12119,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rny}_{\text{badan}} &= (0,6 \times \text{Fy} \times \text{Agv}) + (\text{Ubs} \times \text{Fu} \times \text{Ant}) \\
 &= [(0,6 \times 250 \times 15750) + (1 \times 400 \times 14990)] \times 10^{-3} \\
 &= 8358,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kuat blok geser pada pelat sayap dan pelat badan dijumlahkan untuk mendapatkan nilai terkecil dari keduanya.

$$\begin{aligned}
 \text{Rnf}_{\text{Total}} &= 2 \times \text{Rnf}_{\text{sayap}} + \text{Rnf}_{\text{badan}} \\
 &= 2 \times 15452,64 + 12119,6 \\
 &= 40364,73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rny}_{\text{Total}} &= 2 \times \text{Rny}_{\text{sayap}} + \text{Rny}_{\text{badan}} \\
 &= 2 \times 9459,45 + 8358,5 \\
 &= 27277,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Diambil nilai Rn terkecil yaitu $\text{Rn} = 27277,4 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 \phi \text{Rn} &= 0,75 \times \text{Rn} \\
 &= 0,75 \times 27277,4 \\
 &= 20458,05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan kekuatan sambungan pada batang atas dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.8 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Atas

No	Jenis	ϕRn (kN)
1	Kuat geser baut	12596,216
2	kuat tumpu pelat	25971,84
3	kuat blok geser	20458,05
ϕRn pakai =		12596,216

$$\phi R_n > P_u$$

$$12596,216 \text{ kN} > 12279,969 \text{ kN}$$

2. Sambungan batang diagonal

Gaya aksial untuk perencanaan sambungan diambil dari hasil analisis SAP2000 pada batang atas sebesar $P_u = 4060,306 \text{ kN}$. Perhitungan sambungan batang atas dapat dilihat pada langkah- langkah di bawah ini.

$$\begin{aligned} \text{Tipe baut} &= \text{A490} \\ \text{Kuat tarik nominal baut (Fnt)} &= 1035 \text{ MPa} \\ \text{Kuat geser nominal baut (Fny)} &= 825 \text{ MPa} \\ \text{Diameter baut (db)} &= 30 \text{ mm} \\ \text{Diameter baut (dh)} &= 33 \text{ mm} \\ \text{Tebal pelat buhul (tp)} &= 15 \text{ mm} \\ \text{Tebal pelat badan (tpb)} &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

a. Luas penampang baut

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 30^2 \\ &= 706,858 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b. Kuat geser satu baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times F_{ny} \times A_b \\ &= 0,75 \times 825 \times 706,858 \\ &= 437,369 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Jumlah baut

$$\begin{aligned} n_b &= \frac{\phi P_n}{\phi R_n} \\ &= \frac{4060,306}{437,369} \\ &= 9,283 \text{ buah} \\ &\approx 12 \text{ buah} \end{aligned}$$

d. Jarak spasi minimum baut

Baut dipasang sebanyak 12 buah pada pelat sayap

Pelat sayap

$$\begin{aligned}
 s &= 3 \times db \\
 &= 3 \times 30 \\
 &= 90 \text{ mm} \\
 &\approx 100 \text{ mm} \\
 st &= \frac{1}{2} \times s \\
 &= \frac{1}{2} \times 100 \\
 &= 50 \text{ mm} > 38 \text{ mm OK}
 \end{aligned}$$

e. Kuat tumpu batang Tarik

Pelat sayap

Pola keruntuhan kuat tumpu pada pelat sayap dapat dihitung dengan langkah berikut ini

$$\begin{aligned}
 lc_1 &= st - (0,5 \times dh) \\
 &= 50 - (0,5 \times 33) \\
 &= 33,5 \text{ mm} \\
 lc_2 &= s - (2 \times 0,5 \times dh) \\
 &= 100 - (2 \times 0,5 \times 33) \\
 &= 67 \text{ mm} \\
 Rn1 &= 1,2 \times lc_1 \times tf \times fu \leq 2,4 \times db \times tf \times fu \\
 &= 1,2 \times 33,5 \times 37 \times 400 \leq 2,4 \times 30 \times 37 \times 400 \\
 &= 369,84 \leq 1065,6 \\
 Rn1 &= 369,84 \text{ kN} \\
 Rn2 &= 1,2 \times lc_2 \times tf \times fu \leq 2,4 \times db \times tf \times fu \\
 &= 1,2 \times 67 \times 37 \times 400 \leq 2,4 \times 30 \times 37 \times 400 \\
 &= 1189,92 \leq 1065,6 \\
 Rn2 &= 1065,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Adapun nilai kuat tumpu rencana adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \phi Rn &= 0,75 \times (n \times Rn_1 + n \times Rn_2) \\
 &= 0,75 \times (4 \times 369,84 + 8 \times 1065,6) \\
 &= 7503,12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

f. Kuat blok geser

Pelat sayap

Pola keruntuhan blok geser pada pelat sayap dapat dihitung dengan langkah berikut ini

$$\begin{aligned} Agv &= 250 \times 37 \\ &= 9250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Agt &= 250 \times 37 \\ &= 9250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Anv &= (2 \times Agv) - (n \times dh \times tf) \\ &= (2 \times 9250) - (2,5 \times 33 \times 37) \\ &= 15447,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ant &= Agt - (n \times dh \times tw) \\ &= 9250 - (0,5 \times 33 \times 37) \\ &= 8639,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Ubs = 1$$

$$\begin{aligned} Rnf_{\text{sayap}} &= (0,6 \times Fu \times Anv) + (Ubs \times Fu \times Ant) \\ &= [(0,6 \times 400 \times 15447,5) + (1 \times 400 \times 8639,5)] \times 10^{-3} \\ &= 3707,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rny_{\text{sayap}} &= (0,6 \times Fy \times Agv) + (Ubs \times Fu \times Ant) \\ &= [(0,6 \times 250 \times 9250) + (1 \times 400 \times 8639,5)] \times 10^{-3} \\ &= 4843,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat blok geser pada pelat sayap dan pelat badan dijumlahkan untuk mendapatkan nilai terkecil dari keduanya.

$$\begin{aligned} Rnf_{\text{Total}} &= 2 \times Rnf_{\text{sayap}} \\ &= 2 \times 3707,4 \\ &= 7414,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rny_{\text{Total}} &= 2 \times Rny_{\text{sayap}} \\ &= 2 \times 4843,3 \\ &= 9686,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diambil nilai R_n terkecil yaitu $R_n = 7414,8 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,75 \times R_n \\
 &= 0,75 \times 7414,8 \\
 &= 5561,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan kekuatan sambungan pada batang atas dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.9 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Diagonal

No	Jenis	ϕR_n (kN)
1	Kuat geser baut	5248,423
2	kuat tumpu pelat	7503,12
3	kuat blok geser	5561,1
ϕR_n pakai =		5248,423

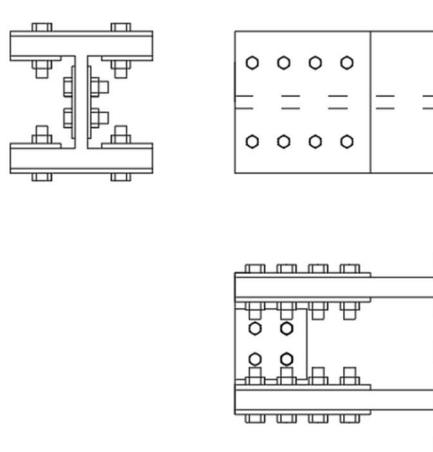
$$\begin{aligned}
 \phi R_n &> \phi P_u \\
 5248,423 &> 4060,31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kekuatan sambungan baut pada batang yang lain dilakukan dengan langkah yang sama. Adapun hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel rekapitulasi berikut ini.

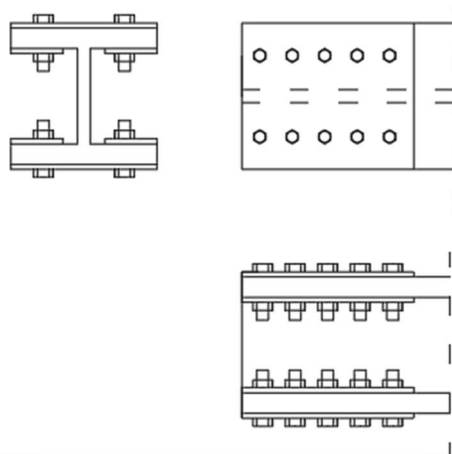
Tabel 5.10 Rekapitulasi Sambungan Baut

Batang	Gaya Aksial	Dia. Baut	Kuat Geser Satu Baut	Jumlah Baut	Kekuatan sambungan			Kontrol
					Kuat geser baut	Kuat tumpu pelat	Kuat blok geser	
	Pu	Ø	ϕR_n	n	ϕR_n	ϕR_n	ϕR_n	
Atas	12279,969	36	629,811	20	12596,216	25971,840	20458,050	Aman
Bawah	10935,374	36	629,811	20	12596,216	20039,040	11994,150	Aman
Diagonal	4060,306	30	437,369	12	5248,423	7503,120	5561,100	Aman
Ikatan angin	66,234	16	68,914	8	551,312	885,600	666	Aman
Gel. Melintang	1108,412	30	242,276	6	1453,654	1548,600	1136,520	Aman

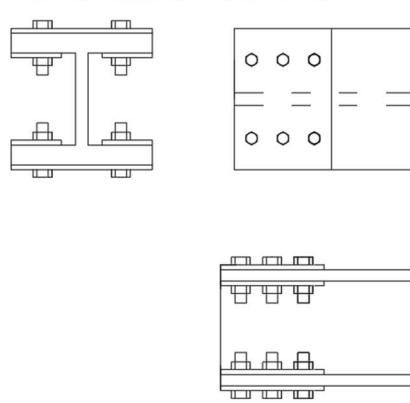
Berikut adalah gambar detail dari tiap sambungan



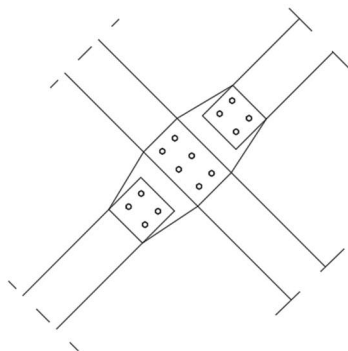
Gambar 5.38 Detail Sambungan Batang Atas



Gambar 5.39 Detail Sambungan Batang Bawah



Gambar 5.40 Detail Sambungan Batang Diagonal



Gambar 5.41 Detail Sambungan Ikatan Angin

5.2 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

Konstruksi bangunan bawah jembatan Panjang-Pegunungan meliputi perencanaan *abutment* dan pondasi. Struktur atas jembatan ditopang oleh 2

buah *abutment* di sisi kanan dan kiri jembatan. Data pengujian tanah yang didapatkan pada perencanaan jembatan Panjang-Pegunungan sebanyak dua titik yaitu, BM1 pada daerah *abutment* 1, BM2 pada daerah *abutment* 2. Untuk data tanah digunakan data dengan kondisi tanah paling kritis yaitu pada titik BM2.

Abutment atau disebut juga kepala jembatan dirancang berdasarkan beban-beban yang bekerja termasuk beban vertikal yang berasal dari aksi struktur atas jembatan dan beban horizontal dari tekanan tanah dan gaya seismik.

5.2.1 Desain *Abutment*

1. Data Struktur

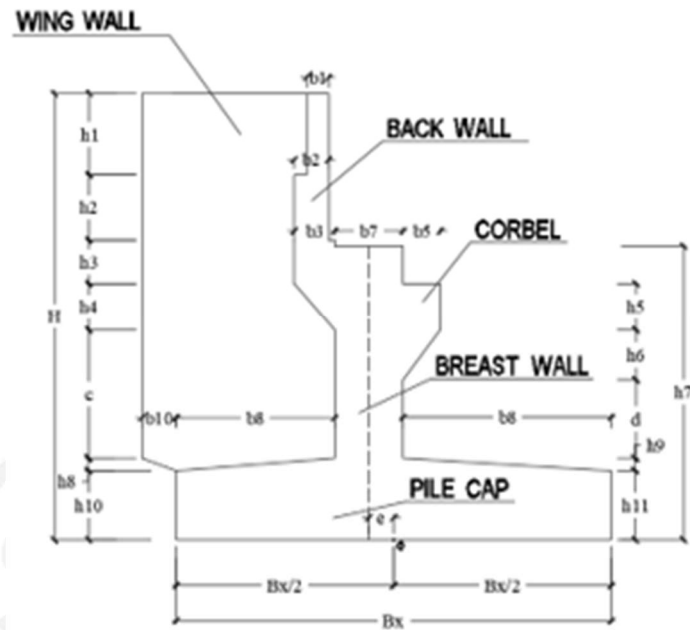
a. Data struktur atas jembatan

Panjang jembatan	: 75 m
Lebar total jembatan	: 9 m
Tinggi rangka jembatan	: 6,5 m
Lebar perkerasan	: 7 m
Lebar trotoar	: 1 m
Tinggi trotoar	: 0,1 m
Tebal pelat lantai	: 0,3 m
Tebal lapisan aspal	: 0,05 m
Tebal genangan aiur hujan	: 0,05 m

b. Data struktur bawah jembatan

1) Dimensi *abutment*

Abutment Jembatan Panjang-Pegunungan direncanakan memiliki dimensi yang berbeda pada masing-masing sisi jembatan. Hal ini dapat terjadi dikarenakan kondisi tanah yang berbeda pada masing-masing sisi jembatan. Perhitungan yang dilakukan berdasarkan *abutment* yang memiliki nilai kritis yaitu *abutment* dengan dimensi yang paling besar pada titik BM2 untuk perhitungan pembebanan.



Gambar 5.42 Notasi *Abutment*

Dimensi pada masing-masing bagian *abutment* BM2 dapat dilihat pada Tabel 5.11 dibawah ini.

Tabel 5.11 Dimensi Abutment BM2

Kode	(m)	Kode	(m)
h1	0,4	b0	0,5
h2	0,7	b1	0,35
h3	0,7	b2	0,55
h4	0,7	b3	0,75
h5	0,75	b4	0,75
h6	0,8	b5	0,6
h7	5,7	b6	0,6
h8	0,6	b7	1
h9	0,6	b8	2,9
h10	1,2	b9	3,1
h11	1,2	bx	7
c	2,7		
d	2		
H	6,8		

Dimensi pada masing-masing bagian *abutment* BM1 dapat dilihat pada Tabel 5.12 dibawah ini.

Tabel 5.12 Dimensi Abutment BM1

Kode	(m)	Kode	(m)
h1	0,4	b0	0,5
h2	0,7	b1	0,35
h3	0,7	b2	0,55
h4	0,7	b3	0,75
h5	0,75	b4	0,75
h6	0,8	b5	0,6
h7	4,9	b6	0,6
h8	0,5	b7	1
h9	0,5	b8	2,9
h10	1	b9	3,1
h11	1	bx	7
c	1,2		
d	0,55		
H	5,3		

2) Mutu bahan dan material

a) Mutu 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

Dalam tugas akhir ini, yang terdapat pada data tanah N-SPT hanyalah nilai pukulannya. Sehingga untuk data spesifikasi tanah asli pada kedalaman pile cap diasumsikan sebagai berikut.

Berat volume tanah (γ_s) = 19 kN/m³

Sudut gesek dalam (ϕ) = 35°

Kohesi (c) = 200 kN/m²

c) Tanah timbunan daerah *wing wall*

i. Material wing wall

Berat volume beton (γ_c) = 24 kN/m³

Mutu beton (f'_c) = 30 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 MPa

ii. Tanah timbunan

Berat volume tanah (γ_s) = 17 kN/m³

Sudut gesek dalam (ϕ) = 35°

Kohesi (c) = 0 kN/m²

2. Pembebanan *Abutment*

Perhitungan pembebanan dilakukan untuk mengetahui gaya-gaya yang bekerja pada *abutment*. Adapun perhitungan pembebanan pada *abutment* adalah sebagai berikut.

a. Pembebanan pada Tepi Bawah *Pilecap*

Pembebanan dilakukan untuk menentukan besarnya gaya-gaya yang bekerja pada dasar pile cap. Perhitungan pembebanan pada dasar pile cap diuraikan sebagai berikut.

1) Berat mati sendiri (MS)

a) Berat mati sendiri struktur atas

Berat sendiri struktur atas terdiri dari semua gelagar, pelat, trotoar, dan diafragma. Adapun perhitungan berat sendiri struktur atas ditunjukkan pada tabel berikut ini.

Tabel 5.13 Rekapitulasi berat mati sendiri struktur atas

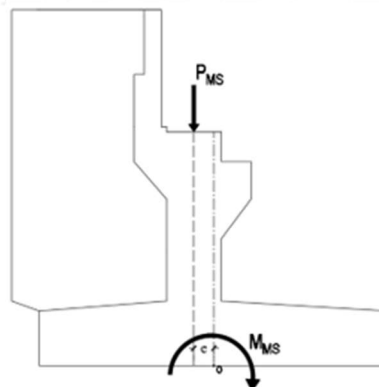
Jenis beban	Berat	Panjang	Jumlah		Berat Sendiri
	q (kN/m)	(m)	n (buah)		MS (kN)
Batang Atas	4,99898	5	28		699,8572
Batang Bawah	3,756543	5	30		563,4815
Batang Diagonal	2,821062	6,964194	60		1178,785
Ikatan Angin Diagonal	0,309015	10,29563	28		89,08212
Ikatan Angin lurus	0,309015	9	2		5,56227
Gelagar Memanjang	0,486576	5	150		364,932
Gelagar Melintang	1,81485	9	16		261,3384
Jenis beban	Berat	Panjang	Lebar	Tebal	MS
	q (kN/m)	L (m)	B (m)	t (m)	(kN)
pelat	24	75	9	0,25	4050
trottoar	24	75	2	0,25	900
Jumlah					8113,039
Sistem Sambungan (10%)					811,3039
Berat total struktur atas (W_{MS})					8924,343

Dikarenakan *abutment* hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka

$$P_{MS \text{ struktur atas}} = \frac{1}{2} W_{MS}$$

$$= \frac{1}{2} \times 8924,3426$$

$$= 4462,1713 \text{ kN}$$

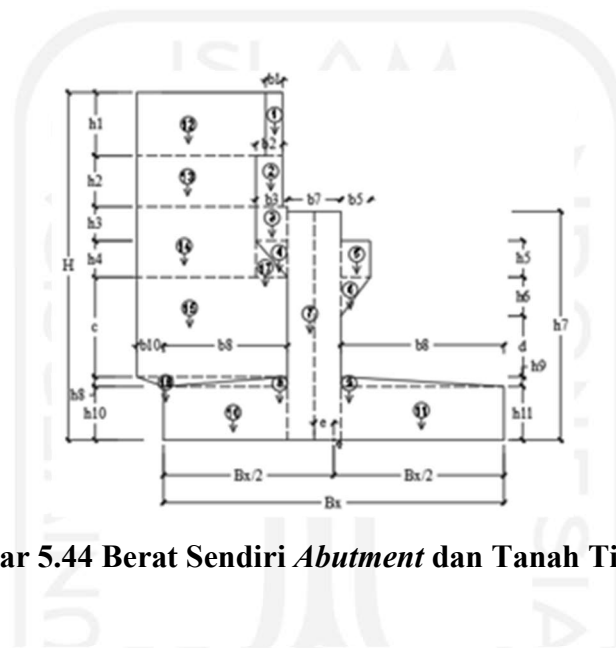
Gambar 5.43 Gaya dan Momen Berat mati Sendiri *Abutment*

Beban PMS bertumpu pada titik tengah breast wall yang tidak sejajar dengan titik tengah pile cap sehingga beban PMS menghasilkan momen.

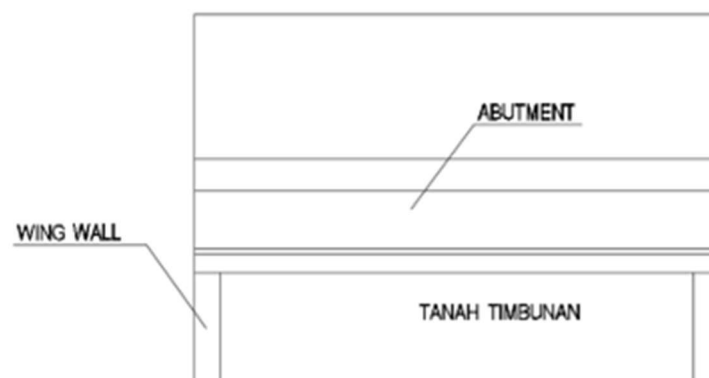
$$\text{Eksentrisitas (e)} = 0,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat berat sendiri (MMS)} &= \text{PMS} \times e \\ &= 4462,1713 \times 0,1 \\ &= 446,2171 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Berat sendiri struktur bawah



Gambar 5.44 Berat Sendiri *Abutment* dan Tanah Timbunan



Gambar 5.45 Lebar *Abutment*, Wing Wall, dan Timbunan Tanah

Perhitungan gaya dan momen pada *abutment* dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.14 Rekapitulasi Berat Mati Sendiri *Abutment* dan Tanah Timbunan

No	Parameter Bagian <i>Abutment</i>				arah	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	by (m)	<i>shape f</i>				
<i>Abutment</i>								
1	0,35	0,9	10,7	1	-1	80,892	0,975	-78,8697
2	0,55	1,15	10,7	1	-1	162,426	1,075	-174,608
3	0,75	0,7	10,7	1	-1	134,82	0,975	-131,45
4	0,75	0,7	10,7	0,5	-1	67,41	0,85	-57,2985
5	0,6	0,75	10,7	1	1	115,56	0,7	80,892
6	0,6	0,8	10,7	0,5	1	61,632	0,6	36,9792
7	1	4,7	10,7	1	-1	1206,96	0,1	-120,696
8	2,9	0,6	10,7	0,5	-1	223,416	1,566667	-350,018
9	3,1	0,6	10,7	0,5	1	238,824	1,433333	342,3144
10	2,9	1,2	10,7	1	-1	893,664	2,05	-1832,01
11	3,1	1,2	10,7	1	1	955,296	1,95	1862,827
<i>Wing wall</i>								
12	2,85	0,9	1	1	-1	61,56	2,575	-158,517
13	2,65	2,55	1	1	-1	162,18	2,675	-433,832
14	3,4	1,55	1	1	-1	126,48	2,3	-290,904
15	2,9	0,6	1	0,5	-1	20,88	2,533333	-52,896
16	0,5	0,6	1	0,5	-1	3,6	3,666667	-13,2
17	0,75	0,7	1	0,5	-1	6,3	1,1	-6,93
18	1	0,05	1	1	-1	1,2	0,1	-0,12
Tanah Timbunan								
19	2,35	0,9	9,7	1	-1	492,372	2,325	-1144,76
20	2,15	4,1	9,7	1	-1	2052,132	2,425	-4976,42
21	0,75	0,75	9,7	0,5	-1	65,475	1,1	-72,0225
22	0,75	1,55	9,7	1	-1	270,63	0,975	-263,864
23	2,9	0,6	9,7	0,5	-1	202,536	2,533333	-513,091
					$\sum P_{ms}=$	7606,245	$\sum M_{ms}=$	-8348,5

c) Rekapitulasi berat sendiri

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, hasil perhitungan berat sendiri dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.15 Rekapitulasi Berat Mati Sendiri *Abutment*

Rekapitulasi berat Mati Sendiri	Pms (kN)	Mms (kN)
Berat Mati Sendiri Struktur Atas	4462,171	-446,217
Berat Mati Sendiri Struktur Bawah	7606,245	-8348,5
Jumlah	12068,42	-8794,72

2) Berat mati tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah beban yang terdapat pada bagian struktur atas jembatan di luar berat sendiri jembatan, yang merupakan elemen non-struktural jembatan.

a) Aspal

$$\text{Berat volume } (\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Panjang (L)} = 75 \text{ m}$$

$$\text{Lebar (b)} = 7 \text{ m}$$

$$\text{Tebal (h)} = 0,05 \text{ m}$$

Berat total aspal

$$\begin{aligned} W_{MA \text{ aspal}} &= \gamma_a \times L \times b \times h \\ &= 22 \times 75 \times 7 \times 0,05 \\ &= 577,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Air Hujan

$$\text{Berat volume } (\gamma_w) = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Panjang (L)} = 75 \text{ m}$$

$$\text{Lebar (b)} = 7 \text{ m}$$

$$\text{Tebal (h)} = 0,05 \text{ m}$$

Berat total air hujan

$$\begin{aligned} W_{MA \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times L \times b \times h \\ &= 10 \times 75 \times 7 \times 0,05 \\ &= 257,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Railing, lampu, instalasi, dll (ME)

Berat Railing, lampu, instalasi ME, dll diasumsikan sebesar 1 kN/m

$$\text{Berat volume } (\gamma_{ME}) = 1 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Panjang (L)} = 75 \text{ m}$$

$$\text{Lebar (b)} = 7 \text{ m}$$

$$\text{Tebal (h)} = 0,05 \text{ m}$$

Berat total Railing, lampu, instalasi, dll

$$W_{MA \text{ railing, lampu, dll}} = \gamma_{ME} \times L$$

$$= 1 \times 75$$

$$= 75 \text{ kN}$$

Berikut rekapitulasi hasil perhitungan berat mati tambahan Abutment

$$W_{MA} = W_{MA \text{ aspal}} + W_{MA \text{ air hujan}} + W_{MA \text{ railing, lampu, dll}}$$

$$= 577,5 + 257,5 + 75$$

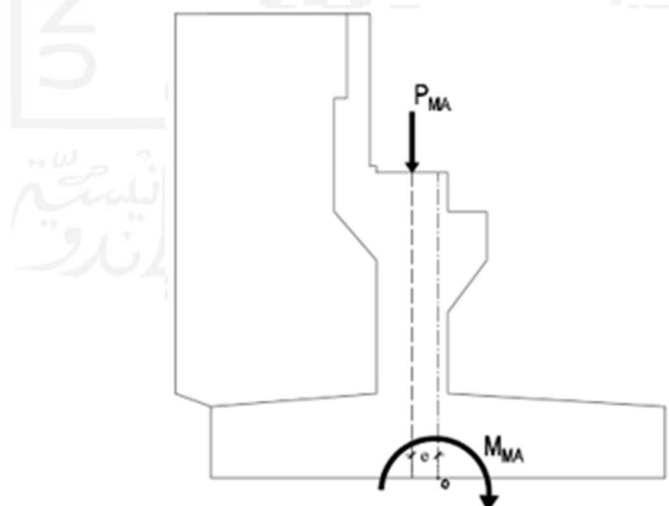
$$= 910,01 \text{ kN}$$

Dikarenakan abutment hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka :

$$P_{MA} = \frac{1}{2} \times W_{MA}$$

$$= \frac{1}{2} \times 910,01$$

$$= 455 \text{ kN}$$



Gambar 5.46 Gaya dan Momen Berat mati Tambahan Abutment

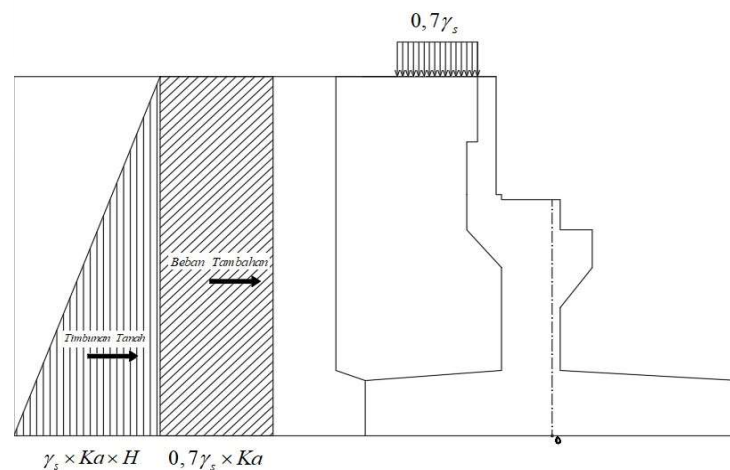
Beban PMA bertumpu pada titik tengah breast wall yang tidak sejajar dengan titik tengah pile cap sehingga beban PMA menghasilkan momen.

$$\text{Eksentrisitas} \quad e = -0,10 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat berat sendiri} \quad M_{MA} &= P_{MA} \times e \\ &= 455 \times -0,1 \\ &= -45,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3) Beban tanah aktif (TA)

Berdasarkan SNI 1725 (2016) tanah pada belakang dinding penahan menerima beban tambahan yang nilainya setara dengan tanah setebal 0,7 m dan bekerja secara merata pada bagian tanah yang terlewati oleh beban lalu lintas. Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5. 47 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada Abutment

$$\text{Tinggi Abutment (H)} = 6,8 \text{ m}$$

$$\text{Lebar timbunan tanah (By)} = 9,7 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek dalam } (\phi) = 35^\circ$$

Sudut geser antara urukan dan dinding

$$\delta = 25^0$$

Sudut pada urukan terhadap garis horizontal

$$\beta = 0^0$$

Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal

$$\theta = 90^0$$

Faktor pengurangan kekuatan

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

Sudut geser efektif tanah

$$\begin{aligned}\phi'f &= \tan^{-1} (K\phi^R \times \tan \phi) \\ &= \tan^{-1} (0,7 \times \tan 25^0) \\ &= 26,112^0\end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}\Gamma &= \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'f + \delta) \sin(\phi'f - \beta)}{\sin(\phi'f - \delta) \sin(\phi'f + \beta)}} \right]^2 \\ &= \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(26,112^0 + 25^0) \sin(26,112^0 - 0^0)}{\sin(26,112^0 - 25^0) \sin(26,112^0 + 0^0)}} \right]^2 \\ &= 2,608 \\ k_a &= \frac{\sin(\theta + \phi'f)}{\Gamma [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]} \\ &= \frac{\sin(90^0 + 26,112^0)}{2,608 [\sin^2 90^0 \sin(90^0 - 25^0)]} \\ &= 0,341\end{aligned}$$

Adapun perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut

a) Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned}TA_1 &= 0,7 \times \gamma_s \times k_a \times B_y' \times H \\ &= 0,7 \times 17 \times 0,341 \times 9,7 \times 6,8 \\ &= 267,795 \text{ kN}\end{aligned}$$

b) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned}TA_2 &= 0,5 \times \gamma_s \times k_a \times B_y' \times H^2 \\ &= 0,5 \times 17 \times 0,341 \times 9,7 \times 6,8^2\end{aligned}$$

$$= 1300,719 \text{ kN}$$

c) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned} TA_3 &= 2c \times \sqrt{ka} \times B_y' \times H \\ &= 2 \times 0 \times \sqrt{0,341} \times 9,7 \times 6,8 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan rekapitulasi gaya dan momen akibat tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.16 Rekapitulasi Gaya dan Momen Akibat Tanah Aktif *Abutment*

Gaya Akibat Tanah Aktif	P _{TA} (kN)	Lengan (m)	M _{TA} (kNm)
Akibat Beban Tambahan	267,795	3,4	910,503
Akibat Timbunan Tanah	1300,72	2,267	2948,3
Akibat Kohesi	0	3,4	0
$\Sigma P_{TA} =$	1568,51	$\Sigma M_{TA} =$	3858,8

4) Beban lajur “D” (TD)

a) Beban terbagi merata (BTR)

$$\text{Panjang jembatan (L)} = 75 \text{ m}$$

$$\text{Lebar lajur (r)} = 7 \text{ m}$$

$$\text{Faktor beban Binamarga} = 100\%$$

$$q = 9,0 + \left(0,5 + \frac{15}{L}\right)$$

$$= 9,0 + \left(0,5 + \frac{15}{75}\right)$$

$$= 6,3 \text{ kN/m}^2$$

Beban terbagi merata tepi

$$W_{BTR} = q \times r \times L \times FBM$$

$$= 6,3 \times 7 \times 75 \times 100\%$$

$$= 3307,5 \text{ kN}$$

b) Beban garis tegak (BGT)

$$\text{Intensitas BGT (p)} = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Faktor beban dinamis (FBD)} = 34\% \text{ (Gambar 5.26)}$$

Beban garis tegak

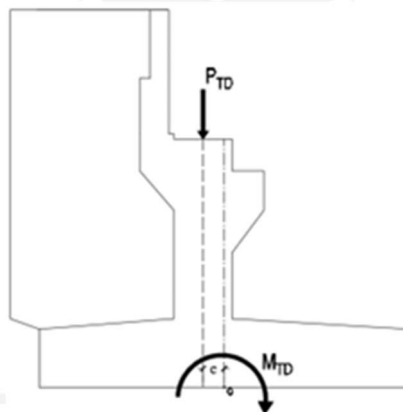
$$\begin{aligned} W_{BGT} &= (1 + FBD) \times p \times r \times FBM \\ &= (1 + 34\%) \times 49 \times 7 \times 100\% \\ &= 459,62 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Lajur “D”

$$\begin{aligned} W_{TD} &= W_{BTR} + W_{BGT} \\ &= 3307,5 + 459,62 \\ &= 3767,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dikarenakan *abutment* hanya menahan setengah dari total Panjang struktur atas, maka:

$$\begin{aligned} P_{TD} &= \frac{1}{2} \times W_{TD} \\ &= \frac{1}{2} \times 3767,12 \\ &= 1883,56 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5. 48 Reaksi Perletakan Beban Lajur “D” pada Abutment

Beban PTD bertumpu pada titik tengah breast wall yang tidak sejajar dengan titik tengah pile cap sehingga beban PTD menghasilkan momen.

$$\text{Eksentrisitas (e)} = -0,1 \text{ m}$$

Momen akibat beban lajur “D”

$$\begin{aligned} M_{TD} &= P_{TD} \times e \\ &= 1883,56 \times -0,1 \\ &= -188,36 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5) Beban pejalan kaki (TP)

$$\text{Beban } (q_{TP}) = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 75 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar } (b) = 1 \text{ m}$$

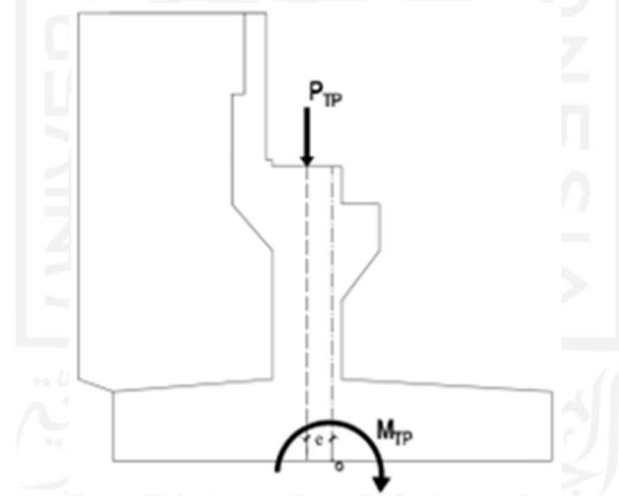
$$\text{Jumlah trotoar } (n) = 2 \text{ buah}$$

Berat pejalan kaki

$$\begin{aligned} W_{TP} &= q_{TP} \times L \times b \times n \\ &= 5 \times 75 \times 1 \times 2 \\ &= 750 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dikarenakan *abutment* hanya menahan setengah dari beban panjang struktur atas, maka:

$$\begin{aligned} P_{TP} &= \frac{1}{2} \times P_{TP} \\ &= \frac{1}{2} \times 750 \\ &= 375 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5. 49 Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki pada *Abutment*

Beban P_{TP} bertumpu pada titik tengah breast wall yang tidak sejajar dengan titik tengah pile cap sehingga beban P_{TP} menghasilkan momen.

$$\text{Eksentrisitas } (e) = -0,1 \text{ m}$$

Momen akibat beban pejalan kaki

$$\begin{aligned} M_{TP} &= P_{TP} \times e \\ &= 375 \times -0,1 \\ &= 37,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6) Beban gaya rem (TB)

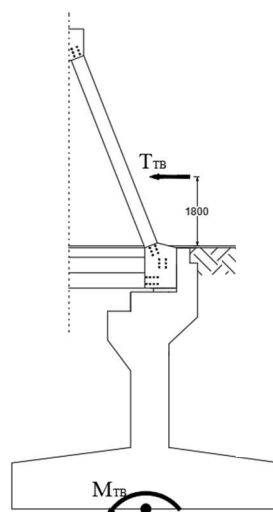
Mengacu pada SNI 1725-2016, besar gaya rem diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR. Beban gaya rem bekerja lantai kendaraan. Pada perhitungan struktur atas telah dihitung beban akibat gaya rem kendaraan pada 1 gelagar. Sehingga beban gaya rem pada *abutment* dapat diperhitungkan sebagai berikut.

$$\text{Beban gaya rem 1 (TB1)} = 56,25 \text{ kN}$$

$$\text{Beban gaya rem 2 (TB2)} = 190,375 \text{ kN}$$

$$\text{Beban gaya rem digunakan (P}_{TB}) = 190,375 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 1725 (2016), gaya rem harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal



Gambar 5.50 Reaksi Perletakan Beban Rem pada *Abutment*

Beban T_{TB} bertumpu pada titik tengah *breast wall* yang tidak sejajar dengan titik tengah *pile cap* sehingga beban P_{TP} menghasilkan momen.

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap titik berat } pile \text{ cap } (L_{TB}) &= 1,8 + 6,8 \\ &= 8,6 \text{ m} \end{aligned}$$

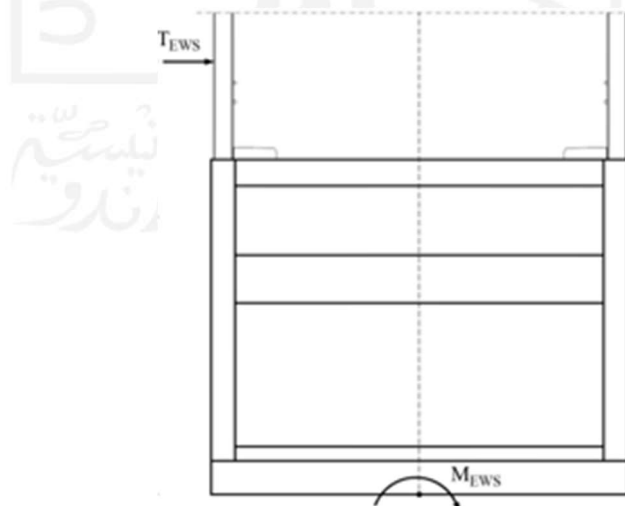
$$\begin{aligned} \text{Momen akibat beban gaya rem } (M_{TB}) &= -T_{TB} \times L_{TB} \\ &= -190,375 \times 8,6 \\ &= -1637,225 \text{ kNm} \end{aligned}$$

7) Beban angin (EW)

a) Beban angin struktur (EWs)

Dari perhitungan pada Bab 5.1.5 didapatkan nilai sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan angin dari samping } (PD) &= 0,0062 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Luas area beban angin } (Ab) &= 141375000 \text{ mm}^2 \\ \text{Gaya angin horizontal } (T_{EWS}) &= P_D \times Ab \\ &= 0,0062 \times 14137500 \\ &= 869192,139 \text{ N} \\ &= 869,192 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5.51 Beban Angin Struktur pada Abutment

Lengan terhadap titik berat *pile cap*

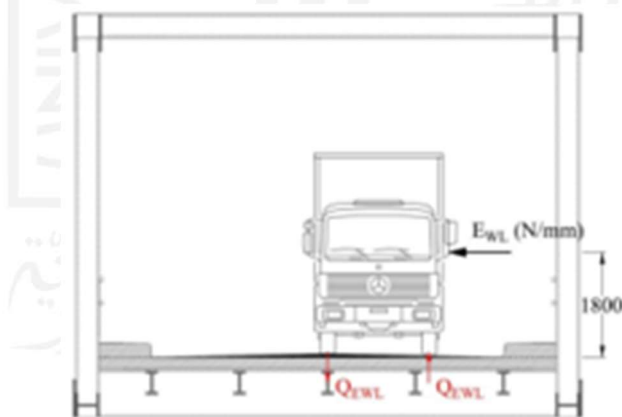
$$\begin{aligned} L_{EW} &= \frac{1}{2} H_{abutment} + Z \\ &= \frac{1}{2} 6,5 + 5,7 \\ &= 8,95 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat gesekan perletakan

$$\begin{aligned} M_y &= T_{EW} \times L_{EW} \\ &= 869,192 \times 8,95 \\ &= 7779,270 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Beban angin kendaraan (E_{WL})

Berdasarkan SNI 1725 (2016) jembatan harus direncanakan untuk dapat memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan. Tekanan tersebut diasumsikan sebagai beban menerus sebesar 1,46 N/mm, diletakkan tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak antar roda kendaraan 1,75 m seperti pada gambar di bawah ini.

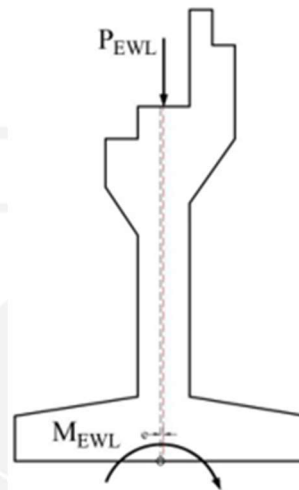


Gambar 5.52 Beban Angin Kendaraan pada *Abutment*

$$\begin{aligned} y &= 1800 + t_a + t_p + H_{gelagar} \\ &= 1800 + 50 + 250 + 700 \\ &= 2800 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga gaya akibat angin kendaraan adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 P_{EWL} &= \frac{EWL \times L \times y}{1750} \\
 &= \frac{1,46 \times 75000 \times 2800}{1750} \\
 &= 244028,5714 \text{ N} \\
 &= 244,029 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.53 Reaksi Perletakan Beban Angin Kendaraan pada *Abutment*

$$\begin{aligned}
 \text{Eksentrisitas (e)} &= 0,1 \text{ m} \\
 \text{Momen akibat beban angin kendaraan} \\
 M_{EWL} &= P_{EWL} \times e \\
 &= 244,029 \times 0,1 \\
 &= 24,403 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

8) Beban Gempa vertikal (EQV)

Menurut SNI 2833 (2016) perhitungan gempa vertikal dihitung dengan dua kondisi berikut dengan diambil nilai terbesar.

- 10% reaksi beban permanen dengan beban permanen beban mati sendiri dan beban tambahan.
- 120% dari perbedaan antara gempa vertikal dan reaksi beban permanen.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

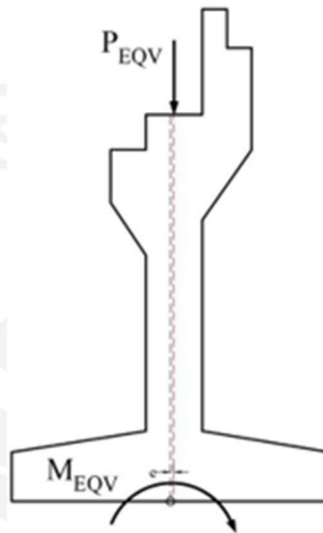
Reaksi perletakan beban mati struktur atas (P_{MS}) = 4462,171 kN

Reaksi perletakan beban mati tambahan (P_{MA}) = 455,006 kN

Adapun perhitungan gempa vertikal adalah sebagai berikut.

Gempa vertikal (EQ_v)

$$\begin{aligned} P_{EQV} &= 10\% \times (P_{MS} + P_{MA}) \\ &= 10\% \times (4462,171 + 455,006) \\ &= 491,718 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5.54 Reaksi Perletakan Beban Gempa Vertikal pada Abutment

Beban P_{EQV} bertumpu pada titik tengah breast wall yang tidak sejajar dengan titik tengah pile cap sehingga beban P_{TP} menghasilkan momen.

Eksentrisitas (e) = 0,1 m

Momen akibat beban gempa vertikal

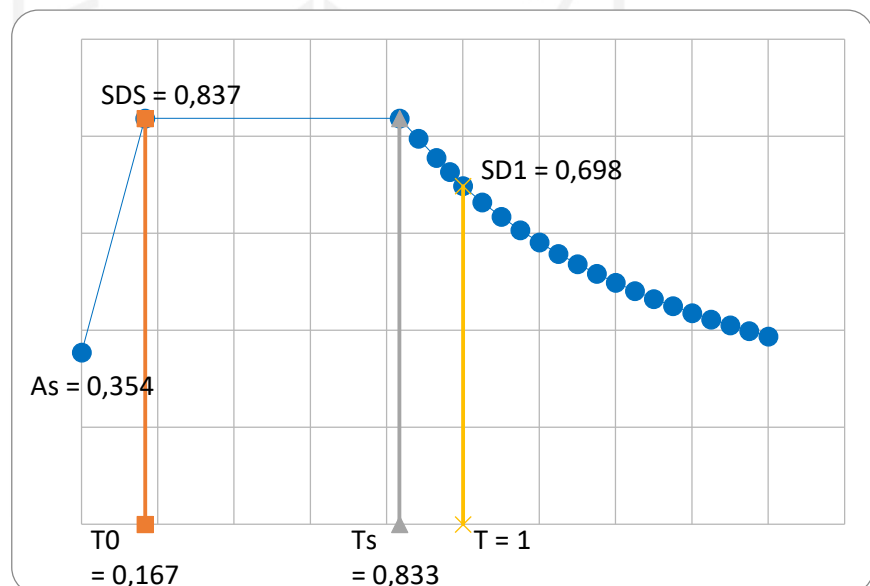
$$\begin{aligned} M_{EQV} &= P_{EQV} \times e \\ &= 491,718 \times 0,1 \\ &= 49,172 \text{ kNm} \end{aligned}$$

9) Beban Gempa lateral (EQL)

Menurut SNI 2833 (2016) beban gempa lateral diambil sebagai gaya horizontal. Pada 5.1.4 telah didapatkan

$$PGA = 0,225 \text{ g}$$

$$\begin{aligned}
 S_s &= 0,45 \text{ g} \\
 S_1 &= 0,225 \text{ g} \\
 F_{PGA} &= 1,575 \\
 F_a &= 1,86 \\
 F_v &= 3,1 \\
 A_s &= 0,354 \text{ g} \\
 S_{DS} &= 0,837 \text{ g} \\
 S_{D1} &= 0,698 \text{ g} \\
 T_s &= 0,833 \text{ detik} \\
 T_0 &= 0,167 \text{ detik}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.55 Grafik Respon Spektra

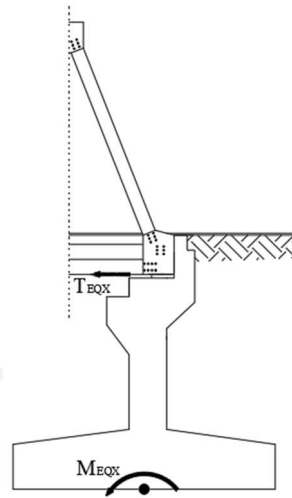
a) Beban gempa horizontal arah x (EQx)

Beban gempa horizontal arah x (EQx) merupakan beban gempa yang bekerja secara memanjang jembatan. Adapun perhitungan nilai EQ_y adalah sebagai berikut.

Gaya gempa arah x

$$\begin{aligned}
 P_{EQx} &= A_s \times (P_{MS \text{ struktur atas}} + P_{MA}) \\
 &= 0,354 \times (4462,171 + 455,006)
 \end{aligned}$$

$$= 1742,525 \text{ kN}$$



Gambar 5.56 Beban Gempa Vertikal Arah X pada *Abutment*

Momen gempa arah x

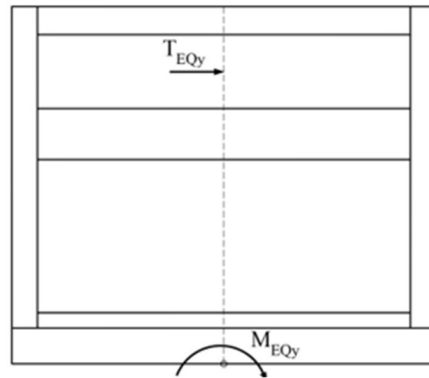
$$\begin{aligned} M_{EQx} &= P_{EQx} \times Z \\ &= 1742,525 \times 5,7 \\ &= 9932,391 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Beban gempa horizontal arah y (EQ_y)

Beban gempa horizontal arah y (EQ_y) merupakan beban gempa yang bekerja secara memanjang jembatan. Adapun perhitungan nilai EQ_y adalah sebagai berikut.

Gaya gempa arah y

$$\begin{aligned} P_{EQy} &= A_s \times (P_{MS \text{ struktur atas}} + P_{MA}) \\ &= 0,354 \times (4462,171 + 455,006) \\ &= 1742,525 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5.57 Beban Gempa Vertikal Arah Y pada Abutment

Momen gempa arah y

$$\begin{aligned}
 M_{EQy} &= P_{EQy} \times z \\
 &= 1742,525 \times 5,7 \\
 &= 9932,391 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

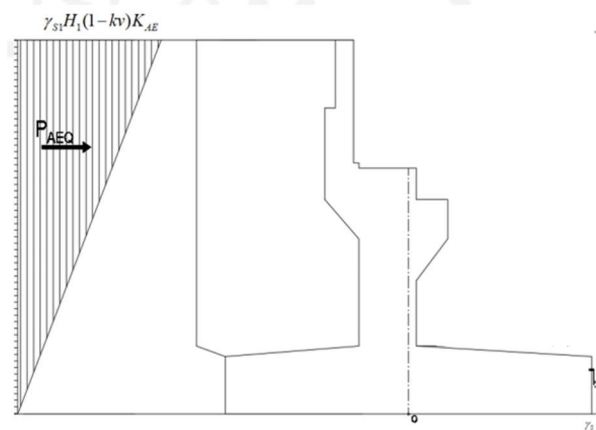
10) Tekanan tanah akibat gempa

Perhitungan tekanan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh parameter- parameter berikut ini.

Tinggi tanah timbunan (H)	= 6,8 m
Lebar timbunan tanah (B_y)	= 9,7 m
Berat volume tanah timbunan (γ_s)	= 17 kN/m ³
Sudut gesek dalam tanah timbunan (ϕ)	= 35°
Kohesi tanah timbunan (C)	= 0 kN/m ²
Sudut geser antara urukan dan dinding (δ)	= 25°
Sudut kemiringan timbunan (i)	= 0°
Koefisien percepatan vertikal (k_v)	= 0°
Kemiringan dinding abutment (β_a)	= 0°
Koefisien respons gempa elastis, (C_{sm})	= 0,325
Besar sudut (θ)	= $\tan^{-1}(C_{sm})$
	= $\tan^{-1}(0,325)$
	= 19,513°

Koefisien tekanan aktif seismik

$$\begin{aligned}
 k_a &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta a)}{[\cos \theta \cos^2 \beta a \cos(\delta + \theta + \beta a)]} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta a) \cos(i - \beta a)}} \right]^{-2} \\
 &= \frac{\cos^2(35 - 19,513 - 0)}{[\cos 19,513 \cos^2 0 \cos(25 + 19,513 + 0)]} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35 + 25) \sin(35 - 19,513 - 0)}{\cos(25 + 19,513 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^{-2} \\
 &= 0,561
 \end{aligned}$$



Gambar 5.58 Diagram Tekanan Tanah Seismik pada Abutment

Perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

Tekanan tanah aktif akibat gempa.

$$\begin{aligned}
 T_{TEQ} &= \frac{1}{2} \times \gamma_s \times H^2 \times (1 - k_v) \times B_y \\
 &= \frac{1}{2} \times 17 \times 6,8 \times (1 - 0) \times 7 \\
 &= 2138,588 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

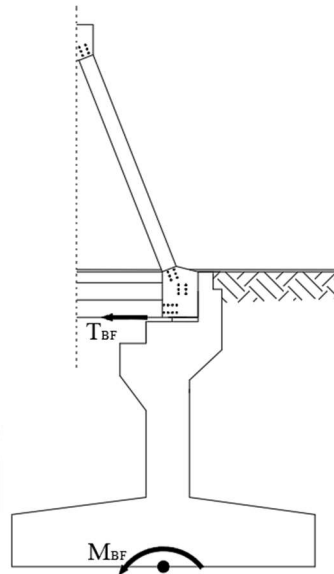
Momen akibat gaya tekanan tanah aktif.

$$\begin{aligned}
 M_{TEQ} &= P_{TEQ} \times y \\
 &= 2138,588 \times \left(\frac{2}{3} \times 6,8\right) \\
 &= 9694,932 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

11) Beban gesekan perletakan (BF)

Beban gesekan perletakan dihitung menggunakan asumsi elastomer sebagai berikut

Dimensi elastomer	= 600 x 600 mm
Tebal pelat baja	= 5 mm
Tebal lapisan dalam karet	= 15 mm
Jumlah lapisan karet elastomer	= 6 buah
Kekakuan geser setiap lapisan karet	= $18,5 \times 10^3$ kN/m
Nilai kekakuan geser (K)	= $18,5 \times 10^3 \times 6$ = 111000 kN/m
Koefisien muai panjang (α) beton pelat lantai,	= 0,000011 °C
Panjang bentang jembatan (L)	= 75 m
Suhu max desain (Tmax)	= 40°C
Suhu min desain (Tmin)	= 15°C
Muai jembatan akibat temperatur	
ΔT	= $\alpha \times L \times (T_{\max} - T_{\min})$ = $0,000011 \times 75 \times (40 - 15)$ = 0,020625 m
Beban gesekan perletakan	
T_{BF}	= $\Delta T \times K$ = $0,020625 \times 111000$ = 2289,375 kN



Gambar 5.59 Reaksi Beban Gesekan Perletakan pada *Abutment*

Lengan terhadap titik berat *pile cap* (y) = 5,7 m

Momen akibat gesekan perletakan

$$\begin{aligned} M_{BF} &= T_{BF} \times y \\ &= 2289,375 \times 5,7 \\ &= 13049,4375 \text{ kNm} \end{aligned}$$

12) Rekapitulasi pembebanan

Hasil perhitungan pembebanan pada abutment dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.17 Rekapitulasi Pembebanan *Abutment*

Beban	Kode	P (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	T_x (kN)	T_y (kN)
Berat Sendiri	MS	12372,808	-8854,43	-	-	-
Mati Tambahan	MA	455,006	-45,5006	-	-	-
Lajur "D"	TD	1883,56	-188,356	-	-	-
Pejalan Kaki	TP	375	-37,5	-	-	-
Rem	TB	-	1637,225	-	190,375	-
Gesekan Perletakan	BF	-	13049,44	-	2289,375	-
Angin Struktur	EWS	302,375	-	7779,2696	-	869,192
Angin Kendaraan	EWL	244,029	-24,4029	-	-	-
Gempa Vertikal	EQV	491,7178	-49,1718	-	-	-
Gempa Arah x	EQX	-	-	9932,3913	-	1742,525
Gempa Arah y	EQY	-	9932,391	-	1742,525	-
Tanah Aktif	TA	-	3858,798	-	1568,514	-
Tekanan Tanah Gempa	PEQ	-	9694,932	-	2138,588	-

13) Kombinasi beban

Kombinasi beban yang digunakan pada tepi pile cap abutment adalah kombinasi ekstrem yang mempertimbangkan gaya gempa dan kombinasi daya layan. Hal ini dikarenakan tepi *pile cap* (fondasi) direncanakan dalam kondisi elastik atau tidak boleh mengalami kegagalan sama sekali. Adapun kombinasi beban tersebut adalah sebagai berikut.

Tabel 5.18 Kombinasi Beban dan Faktor Beban Pada Abutment

Keadaan batas	<i>MS</i>		<i>TD</i>				
	<i>MA</i>		<i>TB</i>	<i>EW_s</i>	<i>EW_L</i>	<i>BF</i>	<i>EQ</i>
	<i>TA</i>		<i>TP</i>				
Ekstrem I	γ_p		γ_{EQ}	-	-	1,00	1,00
Daya Layan I	1,00		1,00	0,30	1,00	1,00	-
Daya Layan II	1,00		1,30	-	-	1,00	-
Daya Layan III	1,00		0,80	-	-	1,00	-
Daya Layan IV	1,00		-	0,70	-	1,00	-

Adapun faktor beban γ_p pada keadaan batas ekstrem I diambil dari kondisi batas layan pada masing- masing beban sedangkan faktor beban hidup kondisi gempa (γ_{EQ}) pada keadaan batas ekstrem I ditentukan berdasarkan Tabel 5.17 Untuk kategori jembatan lainnya. Sehingga diperoleh nilai faktor beban γ_p dan γ_{EQ} sebagai berikut.

Tabel 5.19 Faktor Beban Pada Abutment

Keadaan batas	γ_{MS}	γ_{MA}	γ_{TA} <i>aktif</i>	γ_{TA} <i>pasif</i>	γ_{EQ}
Kondisi batas layan	1,00	1,00	1,00-	1,00	-
Kondisi batas ekstrem	1,00	1,00	1,00-	1,00	0

Dari tabel di atas didapatkan kombinasi beban sebagai berikut

$$\text{Ekstrem I} = MS + MA + TA + BF + EQ$$

$$\text{Layan I} = MS + MA + TA + TD + TB + TP + 0,3 EW_s + EWL + BF$$

$$\text{Layan II} = MS + MA + TA + 1,3TD + 1,3TB + 1,3 TP + BF$$

$$\text{Layan III} = MS + MA + TA + 0,8 TD + 0,8 TB + 0,8 TP + BF$$

$$\text{Layan IV} = MS + MA + TA + 0,7 EW_s + BF$$

Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat

dilihat pada tabel di bawah ini

Tabel 5.20 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem 1 Pada Abutment

Beban	Koef	P (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Hx (kN)	Hy (kN)
MS	1	12372,81	-8854,431			
MA	1	455,006	-45,501			
TD	0,3	565,068	-56,507			
TP	0,3	112,5	-11,25			
TB	0,3		491,167		57,1125	
BF	1		13049,438		2289,375	
EWS	0					
EWL	0					
EQV	1	491,7178	-49,178			
EQX	1			9932,391		1742,525
EQY	1		9932,391		1742,525	
TA	1		3858,798		1568,513	
PEQ	1		9694,932		2138,588	
Total		13997,1	28009,866	9932,391	7796,114	1742,525

Tabel 5.21 Rekapitulasi Kombinasi Layan 1 Pada Abutment

Beban	Koef	P (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Hx (kN)	Hy (kN)
MS	1	12372,81	-8854,431			
MA	1	455,0063	-45,501			
TD	1	1883,56	-188,356			
TP	1	375	-37,5			
TB	1		1637,225		190,375	
BF	1		13049,438		2289,375	
EWS	0,3	90,712		2333,781		260,7576
EWL	1	244,0286	-24,40286			
EQV	0					
EQX	0					
EQY	0					
TA	1		3858,7984		1568,514	
PEQ	0					
Total		15421,12	9395,27	2333,781	4048,264	260,758

Tabel 5.22 Rekapitulasi Kombinasi Layan 2 Pada Abutment

Beban	Koef	P (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Hx (kN)	Hy (kN)
MS	1	12372,81	-8854,431			
MA	1	455,006	-45,501			
TD	1,3	2448,628	-244,863			
TP	1,3	487,5	-48,75			
TB	1,3		2128,392		247,4875	
BF	1		13049,438		2289,375	
EWS	0					
EWL	0					
EQV	0					
EQX	0					
EQY	0					
TA	1		3858,7984		1568,514	
PEQ	0					
Total		15763,94	9843,0835	0	4105,376	0

Tabel 5.23 Rekapitulasi Kombinasi Layan 3 Pada Abutment

Beban	Koef	P (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Hx (kN)	Hy (kN)
MS	1	12372,81	-8854,431			
MA	1	455,006	-45,501			
TD	0,8	1506,848	-150,685			
TP	0,8	300	-30			
TB	0,8		1309,78		152,3	
BF	1		13049,438		2289,375	
EWS	0					
EWL	0					
EQV	0					
EQX	0					
EQY	0					
TA	1		3858,798		1568,513562	
PEQ	0					
Total		14634,66	9137,399	0	4010,189	0

Tabel 5.24 Rekapitulasi Kombinasi Layan 4 Pada Abutment

Beban	Koef	P (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Hx (kN)	Hy (kN)
MS	1	12372,81	-8854,431			
MA	1	455,006	-45,501			
TD	0					
TP	0					
TB	0					
BF	1		13049,438		2289,375	
EWS	0,7	211,663		5445,489		608,434
EWL	0					
EQV	0					
EQX	0					
EQY	0					
TA	1		3858,798		1568,514	
PEQ	0					
Total		13039,48	8008,304	5445,489	3857,889	608,434

b. Pembebanan pada *Breastwall*

Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui gaya- gaya yang bekerja pada pangkal *breast wall*

1) Berat sendiri (*MS*)

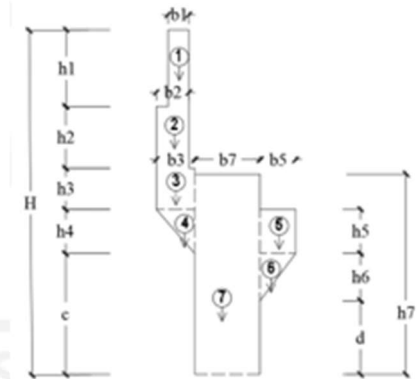
Pada perhitungan pembebanan pada tepi bawah *pile cap*, telah didapatkan berat sendiri struktur atas

$$P_{MS \text{ struktur atas}} = 4462,171 \text{ kN}$$



Gambar 5.60 Reaksi Berat Sendiri Struktur Atas pada *Breast Wall*

Dimensi *breast wall* dapat dilihat pada gambar bawah ini



Gambar 5.61 Notasi *Breast Wall*

Perhitungan berat sendiri *breast wall* dapat dilihat pada table di bawah ini

Tabel 5.25 Perhitungan Gaya dan Momen Pada *Breast Wall*

No	Parameter Bagian <i>Breast Wall</i>				arah	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	by	shape f				
1	0,35	0,4	10,7	1	-1	35,952	0,875	-31,458
2	0,55	0,7	10,7	1	-1	98,868	0,975	-96,3963
3	0,75	0,7	10,7	1	-1	134,82	0,875	-117,968
4	0,75	0,7	10,7	0,5	-1	67,41	0,75	-50,5575
5	0,6	0,75	10,7	1	1	115,56	0,8	92,448
6	0,6	0,8	10,7	0,5	1	61,632	0,7	43,1424
7	1	3,25	10,7	1	-1	834,6	0	0
Total						1348,842		-160,789

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, hasil perhitungan berat sendiri dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Berat Mati Sendiri *Breast Wall*

Rekapitulasi berat Mati Sendiri	Pms (kN)	Mms (kN)
Berat Mati Sendiri Struktur Atas	4462,171	0
Berat Mati Sendiri Struktur Bawah	1348,842	-160,789
Jumlah	5811,013	-160,789

Gaya akibat berat sendiri (P_{MS}) = 5811,0133 kN

Momen akibat berat sendiri (M_{MS}) = -160,789 kNm

2) Beban mati tambahan (MA)

Pada perhitungan pembebanan pada tepi bawah *pile cap*, diperoleh nilai beban mati tambahan

$P_{MA} = 455,006$ kN

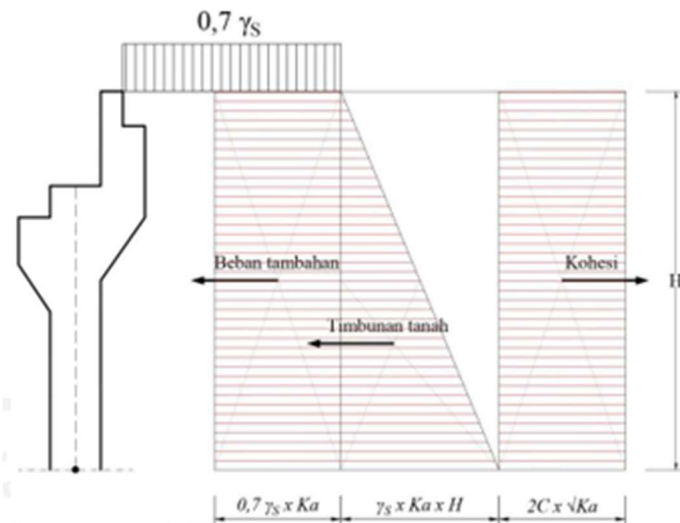


Gambar 5.62 Reaksi Beban Mati Tambahan pada *Breast Wall*

Pada *breast wall*, beban P_{MA} tidak memiliki momen karena bertumpu tepat pada titik tengah *breast wall*

3) Tekanan tanah aktif (TA)

Berdasarkan SNI 1725 (2016) tanah pada belakang dinding penahan menerima beban tambahan yang nilainya setara dengan tanah setebal 0,7 m dan bekerja secara merata pada bagian tanah yang terlewati oleh beban lalu lintas. Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.63 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada *Breast Wall*

Tinggi timbunan (H) = 5 m

Lebar timbunan (B_y') = 9,7 m

Berat volume timbunan (γ_s) = 17 kN/m

Kohesi (c) = 0

Nilai Koefisien tekanan tanah aktif telah didapatkan pada perhitungan sebelumnya, yaitu sebesar

$$k_a = 0,341$$

Adapun perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut

a) Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned} TA_1 &= 0,7 \times \gamma_s \times k_a \times B_y' \times H \\ &= 0,7 \times 17 \times 0,341 \times 9,7 \times 5 \\ &= 196,908 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned} TA_2 &= 0,5 \times \gamma_s \times k_a \times B_y' \times H^2 \\ &= 0,5 \times 17 \times 0,341 \times 9,7 \times 5^2 \\ &= 703,243 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned} TA_3 &= 2c \times \sqrt{k_a} \times B_y' \times H \\ &= 2 \times 0 \times \sqrt{0,341} \times 9,7 \times 5 \end{aligned}$$

$$= 0 \text{ kN}$$

Perhitungan rekapitulasi gaya dan momen akibat tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.27 Rekapitulasi Gaya dan Momen Akibat Tanah Aktif *Abutment*

Gaya Akibat Tanah Aktif	P_{TA} (kN)	Lengan (m)	M_{TA} (kNm)
Akibat Beban Tambahan	196,908	2,5	1172,072
Akibat Timbunan Tanah	703,243	1,667	492,27
Akibat Kohesi	0	2,5	0
$\Sigma P_{TA} =$	900,151	$\Sigma M_{TA} =$	1664,342

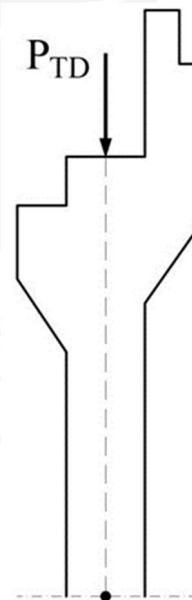
$$\text{Gaya akibat tekanan tanah aktif (TA)} = 900,151 \text{ kN}$$

$$\text{Momen akibat gaya tekanan tanah aktif (M_{TA})} = 1664,342 \text{ kNm}$$

4) Beban lajur “D” (TD)

Pada perhitungan pembebanan pada tepi bawah *pile cap* didapatkan

$$P_{TD} = 1883,56 \text{ kN}$$



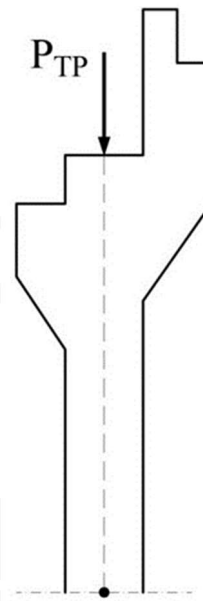
Gambar 5.64 Reaksi Perletakan Beban Lajur “D” pada *Breast Wall*

Pada *breast wall*, beban P_{TD} tidak memiliki momen karena bertumpu tepat pada titik tengah *breast wall*

5) Beban pejalan kaki

Pada perhitungan pembebanan pada tepi bawah *pile cap* didapatkan

$$P_{TP} = 375 \text{ kN}$$



**Gambar 5.65 Reaksi Perletakan Beban Pejalan kaki pada
*Breast Wall***

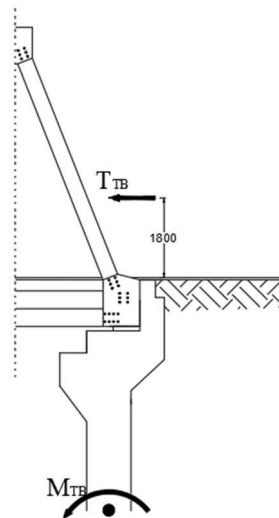
Pada *breast wall*, beban P_{TP} tidak memiliki momen karena bertumpu tepat pada titik tengah *breast wall*

6) Beban rem (*TB*)

Pada perhitungan pembebanan pada tepi bawah *pile cap* diperoleh

$$T_{TB} = 190,375 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 1725 (2016), gaya rem harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing- masing arah longitudinal



Gambar 5.66 Reaksi Perletakan Beban Rem pada *Breast Wall*

Beban T_{TB} bertumpu pada titik tengah breast wall yang tidak sejajar dengan titik tengah pile cap sehingga beban P_{TP} menghasilkan momen.

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap titik berat pile cap } (L_{TB}) &= 1,8 + 5 \\ &= 6,8 \text{ m} \end{aligned}$$

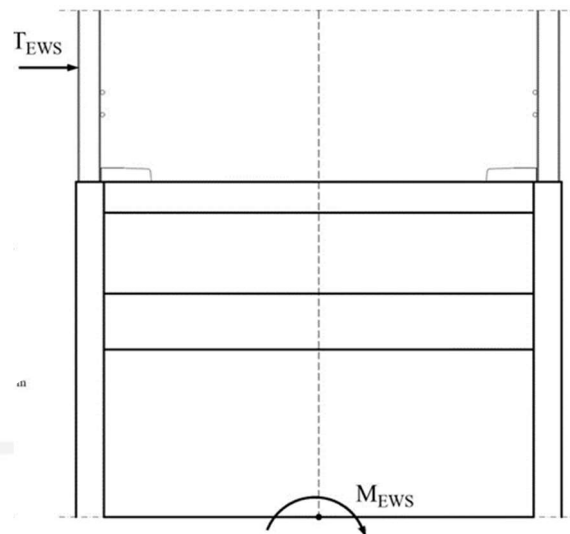
$$\begin{aligned} \text{Momen akibat beban gaya rem } (M_{TB}) &= T_{TB} \times L_{TB} \\ &= 190,375 \times 6,8 \\ &= 1294,55 \text{ kNm} \end{aligned}$$

7) Beban angin (EW)

a) Beban angin Struktur (EW_s)

Pada perhitungan pembebanan pada tepi bawah pile cap diperoleh

$$T_{EWS} = 869,192 \text{ kN}$$



Gambar 5.67 Reaksi Perletakan Beban Angin Struktur pada *Breast Wall*

Lengan terhadap titik berat *pile cap*

$$\begin{aligned} L_{EW} &= \frac{1}{2} H_{abutment} + Z \\ &= \frac{1}{2} 6,5 + 3,9 \\ &= 7,15 \text{ m} \end{aligned}$$

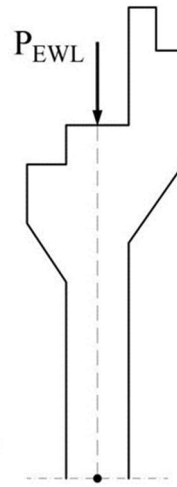
Momen akibat gesekan perletakan

$$\begin{aligned} M_y &= T_{EW} \times L_{EW} \\ &= 869,192 \times 7,15 \\ &= 6214,724 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Beban angin kendaraan (EW_L)

Pada perhitungan pembebanan pada tepi bawah *pile cap* diperoleh

$$P_{EWL} = 244,029 \text{ kN}$$



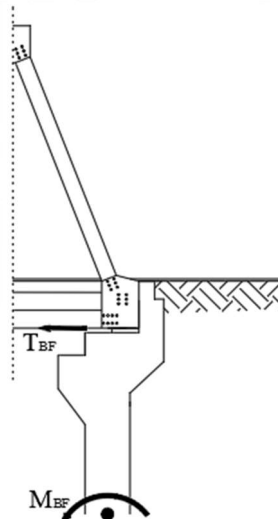
Gambar 5.68 Reaksi Perletakan Beban Angin Kendaraan pada *Breast Wall*

Pada *breast wall*, beban P_{EWL} tidak memiliki momen karena bertumpu tepat pada titik tengah breast wall

8) Beban gesekan perletakan (BF)

Pada perhitungan pembebanan pada tepi bawah pile cap diperoleh

$$T_{BF} = 2289,375 \text{ kN}$$



Gambar 5.69 Reaksi Beban Gesekan Perletakan pada *Breast Wall*

Lengan terhadap titik berat *breast wall* (y) = 3,9 m

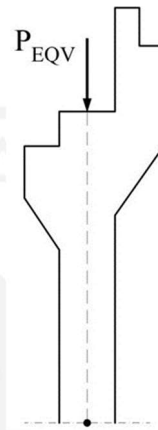
Momen akibat gesekan perletakan

$$\begin{aligned}
 M_{BF} &= T_{BF} \times y \\
 &= 2289,375 \times 3,9 \\
 &= 8928,562 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

9) Beban gempa vertical (EQv)

Pada perhitungan pembebanan pada tepi bawah pile cap diperoleh

$$P_{EQV} = 491,718 \text{ kN}$$



Gambar 5.70 Reaksi Beban Gempa Vertikal pada *Breast Wall*

Pada *breast wall*, beban P_{EWL} tidak memiliki momen karena bertumpu tepat pada titik tengah breast wall

10) Beban gempa lateral

Pada perhitungan 5.1.4 diperoleh data sebagai berikut

$$PGA = 0,225 \text{ g}$$

$$S_s = 0,45 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,225 \text{ g}$$

$$F_{PGA} = 1,575$$

$$F_a = 1,86$$

$$F_v = 3,1$$

$$A_s = 0,354 \text{ g}$$

$$S_{DS} = 0,837 \text{ g}$$

$$S_{D1} = 0,698 \text{ g}$$

$$T_s = 0,833 \text{ detik}$$

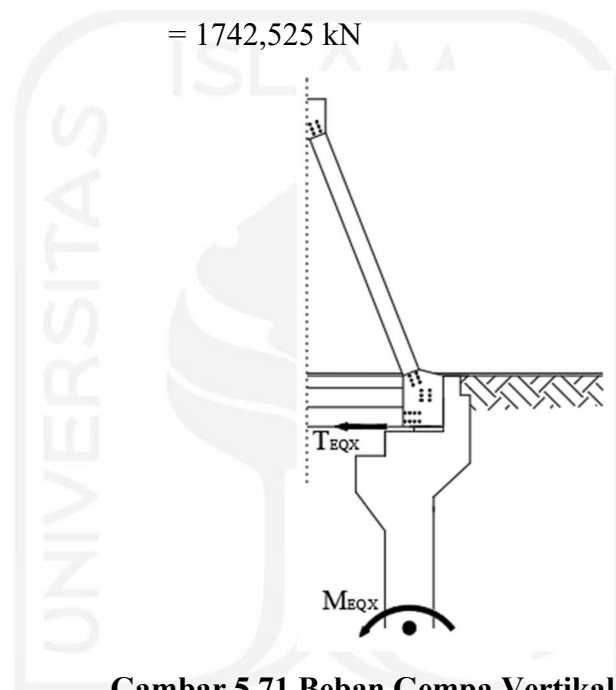
$$T_0 = 0,167 \text{ detik}$$

a) Beban gempa horizontal arah x (EQx)

Beban gempa horizontal arah x (EQX) merupakan beban gempa yang bekerja secara memanjang jembatan. Adapun perhitungan nilai EQx adalah sebagai berikut.

Gaya gempa arah x

$$\begin{aligned} P_{EQx} &= A_s \times (P_{MS \text{ struktur atas}} + P_{MA}) \\ &= 0,354 \times (4462,171 + 455,006) \\ &= 1742,525 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5.71 Beban Gempa Vertikal Arah X pada Breast Wall

Momen gempa arah x

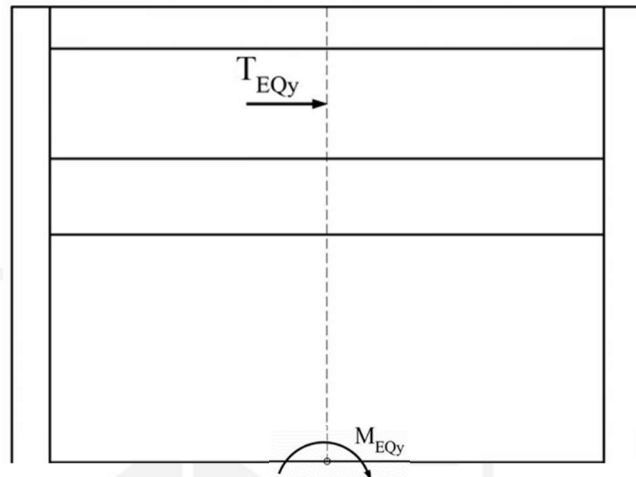
$$\begin{aligned} M_{EQx} &= P_{EQx} \times Z \\ &= 1742,525 \times 3,9 \\ &= 6795,847 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Beban gempa horizontal arah y (EQy)

Beban gempa horizontal arah y (EQy) merupakan beban gempa yang bekerja secara memanjang jembatan. Adapun perhitungan nilai EQy adalah sebagai berikut.

Gaya gempa arah y

$$\begin{aligned}
 P_{EQy} &= A_s \times (P_{MS \text{ struktur atas}} + P_{MA}) \\
 &= 0,354 \times (4462,171 + 455,006) \\
 &= 1742,525 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.72 Beban Gempa Vertikal Arah Y pada
*Breast Wall***

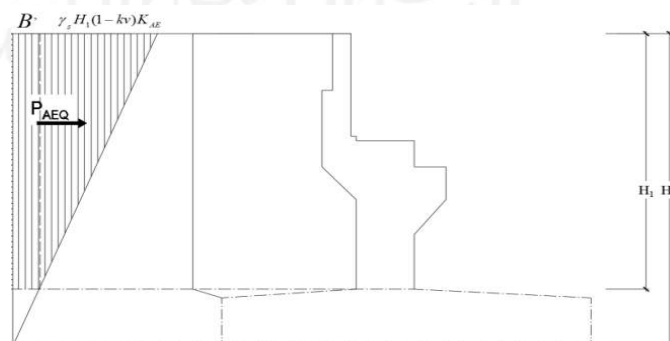
Momen gempa arah y

$$\begin{aligned}
 M_{EQy} &= P_{EQy} \times z \\
 &= 1742,525 \times 3,9 \\
 &= 6795,847 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

11) Tekanan tanah akibat gempa

Pada perhitungan pembebanan pada tepi bawah pile cap diperoleh

$$K_{AE} = 0,561$$



Gambar 5.73 Tekanan Tanah Akibat Gempa pada *Breast Wall*

$$\begin{aligned}
 B' &= \frac{(\gamma_s \times H_2 \times (1-k_v) \times K_{AE}) \times (H_2 - H_1)}{H_2} \\
 &= \frac{(17 \times 6,8 \times (1-0) \times 0,561) \times (6,8-5)}{6,8} \\
 &= 17,165 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

Tekanan tanah aktif akibat gempa.

$$\begin{aligned}
 T_{TEQ1} &= \frac{1}{2} \times [(\gamma_s \times H_2 \times (1-k_v) \times K_{AE}) - B'] \times H_1 \times B_y \\
 &= \frac{1}{2} \times [(17 \times 6,8 \times (1-0) \times 0,561) - 17,165] \times 5 \times 9,7 \\
 &= 1156,243 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{TEQ2} &= B' \times H \times B_y \\
 &= 17,165 \times 5 \times 9,7 \\
 &= 832,495 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif.

$$\begin{aligned}
 M_{TEQ} &= (T_{TEQ1} \times \frac{2}{3} H_1) + (T_{TEQ2} \times \frac{1}{2} H_1) \\
 &= (1156,243 \times \frac{2}{3} \times 5) + (832,495 \times \frac{1}{2} \times 5) \\
 &= 5935,383 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

12) Rekapitulasi pembebanan

Berikut adalah rekapitulasi hasil perhitungan pembebanan pada *breast wall*.

Tabel 5.28 Rekapitulasi Pembebanan *Abutment*

Beban	Kode	P (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	T_x (kN)	T_y (kN)
Berat Sendiri	MS	5811,013	-160,789	-	-	-
Mati Tambahan	MA	455,006	-	-	-	-
Lajur "D"	TD	1883,56	-	-	-	-
Pejalan Kaki	TP	375	-	-	-	-
Rem	TB	-	1294,55	-	190,375	-
Gesekan Perletakan	BF	-	8928,562	-	2289,375	-
Angin Struktur	EWS	302,375	-	6214,724	-	869,192
Angin Kendaraan	EWL	244,029	-	-	-	-
Gempa Vertikal	EQV	491,718	-	-	-	-
Gempa Arah x	EQX	-	-	6795,847	-	1742,525
Gempa Arah y	EQY	-	6795,847	-	1742,525	-
Tanah Aktif	TA	-	1664,342	-	900,151	-
Tekanan Tanah Gempa	PEQ	-	5935,383	-	1988,739	-

13) Kombinasi pembebanan

Kombinasi beban yang digunakan pada pangkal *breast wall* adalah kombinasi kuat dan kombinasi ekstrem yang mempertimbangkan gaya gempa. Adapun kombinasi beban tersebut adalah sebagai berikut.

Tabel 5.29 Kombinasi Beban dan Faktor Beban pada *Breast Wall*

Keadaan batas	<i>MS</i>	<i>TD</i>	<i>EW_s</i>	<i>EW_L</i>	<i>BF</i>	<i>EQ</i>
	<i>MA</i> <i>TA</i>	<i>TB</i> <i>TP</i>				
Kuat I	γ_p	1,8	-	1,00	0,5/1,20	-
Kuat II	γ_p	1,4	-	1,00	0,5/1,20	-
Kuat III	γ_p	-	1,40	-	1,00	-
Kuat IV	γ_p	-	-	-	0,5/1,20	-
Kuat V	γ_p	-	0,40	1,00	1,00	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	-	-	1,00	1,00

Dengan nilai masing-masing factor beban γ_p adalah

Tabel 5.30 Faktor Beban

Keadaan batas	γ_{MS}	γ_{MA}	$\gamma_{TAaktif}$	$\gamma_{TApasif}$	γ_{EQ}
Kondisi Batas Ultimit	1,3	2	1,25-	1,40	-
Kondisi batas ekstrem	1,00	1,00	1,00-	1,00	0

Dari table diatas, kombinasi beban yang digunakan sebagai berikut.

$$\text{Kuat I} = 1,3MS + 2MA + \gamma_{TA} TA + 1,8TD + 1,8TB + 1,8TP + EWL + BF$$

$$\text{Kuat II} = 1,3MS + 2MA + \gamma_{TA} TA + 1,4TD + 1,4TB + 1,4TP + EWL + BF$$

$$\text{Kuat III} = 1,3MS + 2MA + \gamma_{TA} TA + 1,4 EW_s + BF$$

$$\text{Kuat IV} = 1,3MS + 2MA + \gamma_{TA} TA + BF$$

$$\text{Kuat V} = 1,3MS + 2MA + \gamma_{TA} TA + 0,4 EW_s + EWL + BF$$

$$\text{Ekstrem I} = MS + MA + TA + BF + EQ$$

Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.31 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I pada *Breast wall*

Beban	Faktor	P (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (Kn)	V_y (Kn)
MS	1,3	7554,32	-209,026			
MA	1,4	637,009				
TD	1,8	3390,41				
TP	1,8	675				
TB	1,8		2330,19		342,675	
BF	1		8928,563		2289,375	
EW _s	0					
EW _L	0					
EQ _v	0					
EQ _x	0					
EQ _y	0					
TA	1,25		2080,428		1125,189	
P _{EQ}	0					
TOTAL		12256,7	13130,15	0	3757,239	0

Tabel 5.32 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II pada *Breast wall*

Beban	Faktor	P (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (Kn)	V_y (Kn)
MS	1,3	7554,317	-209,026			
MA	1,4	637,009				
TD	1,4	2636,984				
TP	1,4	525				
TB	1,4		1812,37		266,525	
BF	1		8928,563		2289,375	
EW _s	0					
EW _L	0					
EQ _v	0					
EQ _x	0					
EQ _y	0					
TA	1,25		2080,428		1125,189	
P _{EQ}	0					
TOTAL		11353,31	12612,335	0	3681,089	0

Tabel 5.33 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III pada *Breast wall*

Beban	Faktor	P (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (Kn)	V_y (Kn)
MS	1,3	7554,317	-209,026			
MA	1,4	637,009				
TD	0					
TP	0					
TB	0					
BF	1		8928,563		2289,375	
EW _s	1,4	423,325		8700,613		1216,869
EW _L	0					
EQ _v	0					
EQ _x	0					
EQ _y	0					
TA	1,25		2080,428		1125,189	
P _{EQ}	0					
TOTAL		8614,651	10799,965	8700,613	3414,564	1216,869

Tabel 5.34 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV pada *Breast wall*

Beban	Faktor	P (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (Kn)	V_y (Kn)
MS	1,3	7554,317	-209,0256			
MA	1,4	637,0088				
TD	0					
TP	0					
TB	0					
BF	1		8928,5625		2289,375	
EW _s	0					
EW _L	0					
EQ _v	0					
EQ _x	0					
EQ _y	0					
TA	1,25		2080,428		1125,189	
P _{EQ}	0					
TOTAL		8191,326	10799,965	0	3414,564	0

Tabel 5.35 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V pada *Breast wall*

Beban	Faktor	P (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (Kn)	Vy (Kn)
MS	1,3	7554,317	-209,02557	0	0	0
MA	1,4	637,009	0	0	0	0
TD	0	0	0	0	0	0
TP	0	0	0	0	0	0
TB	0	0	0	0	0	0
BF	0	0	0	0	0	0
EWs	0,4	120,950	0	2485,889	0	347,677
EW _L	0	0	0	0	0	0
EQv	0	0	0	0	0	0
EQx	0	0	0	0	0	0
EQy	0	0	0	0	0	0
TA	1,25	0	2080,428	0	1125,189	0
P _{EQ}	0	0	0	0	0	0
TOTAL		8312,276	1871,402	2485,889	1125,189	347,676

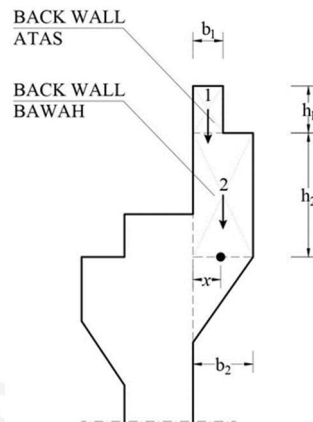
Tabel 5.36 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem 1 pada *Breast wall*

Beban	Faktor	P (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (Kn)	Vy (Kn)
MS	1,3	7554,317	-209,026	0	0	0
MA	1,4	637,009	0	0	0	0
TD	0,3	565,068	0	0	0	0
TP	0,3	112,5	0	0	0	0
TB	0,3	0	388,365	0	57,1125	0
BF	1	0	8928,563	0	2289,375	0
EWs	0	0	0	0	0	0
EW _L	0	0	0	0	0	0
EQv	1	491,718	0	0	0	0
EQx	1	0	0	6795,847	0	1742,525
EQy	1	0	6795,847	0	1742,525	0
TA	1,25	0	2080,428	0	1125,189	0
P _{EQ}	1	0	5935,383	0	2485,889	0
TOTAL		9360,612	23919,560	6795,847	7700,091	1742,525

c. Pembebanan pada *Backwall*

Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui gaya- gaya yang bekerja pada pangkal *backwall*. Titik berat *back wall* dihitung

menggunakan tabel di bawah ini.



Gambar 5.74 Titik Berat Back Wall

Tabel 5.37 Titik Berat Back Wall

No	b (m)	h (m)	A (m ²)	X ₀ (m)	A*X ₀ (m ³)
1	0,35	0,4	0,14	0,175	0,0245
2	0,55	0,7	0,385	0,275	0,10588
		Total	0,525		0,13038

Titik berat

$$\begin{aligned}
 X_0 &= \frac{\sum A \cdot X_0}{\sum A} \\
 &= \frac{0,130038}{0,525} \\
 &= 0,248 \text{ m}
 \end{aligned}$$

1) Berat sendiri (*MS*)

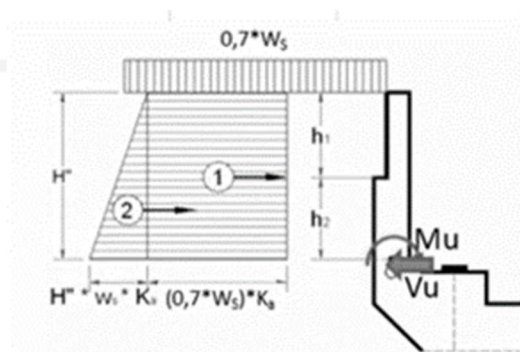
Perhitungan berat sendiri *back wall* dapat dilihat pada tabel di berikut ini.

Tabel 5.38 Berat Sendiri pada Back Wall

No	b (m)	h (m)	By (m)	Berat Volume (kN/m ³)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
1	0,35	0,4	10,7	24	35,952	0,073	2,637
2	0,55	0,7	10,7	24	98,868	-0,027	-2,637
				P _{MS} =	134,82	M _{MS} =	0

2) Tekanan tanah aktif (TA)

Berdasarkan SNI 1725 (2016) tanah di belakang dinding penahan mendapatkan beban tambahan yang besarnya setara dengan tanah setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas. Diagram tekanan tanah aktif dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.75 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada *Back Wall*

$$\begin{aligned} \text{Tinggi timbunan tanah } back \text{ wall } (H'') &= h_1 + h_2 \\ &= 0,4 + 0,7 \\ &= 1,1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien Tanah Aktif } (K_a) = 0,341$$

Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned} TA_1 &= 0,7 \times \gamma_s \times K_a \times H'' \times B_y \\ &= 0,7 \times 17 \times 0,341 \times 1,1 \times 9,7 \\ &= 43,320 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned} TA_2 &= 0,5 \times \gamma_s \times K_a \times H''^2 \times B_y \\ &= 0,5 \times 17 \times 0,341 \times 1,1^2 \times 9,7 \\ &= 34,037 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya akibat tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} T_{TA} &= TA_1 + TA_2 \\ &= 43,320 + 34,037 \\ &= 77,357 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen akibat tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} M_{TA} &= (TA_1 \times \frac{1}{2} H'') + (TA_2 \times \frac{2}{3} H'') \\ &= (43,320 \times \frac{1}{2} \times 1,1) + (34,037 \times \frac{2}{3} \times 1,1) \\ &= 36,306 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3) Tekanan tanah akibat gempa

Perhitungan tekanan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh parameter- parameter berikut ini.

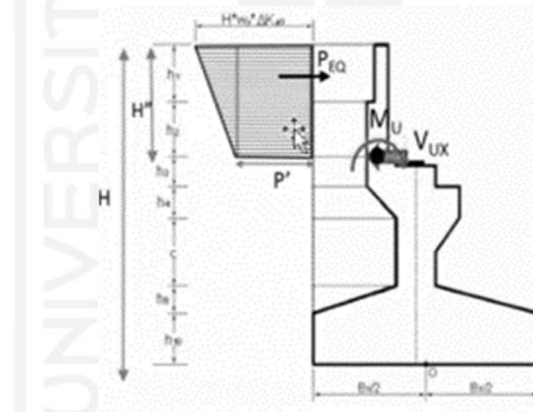
$$\text{Tinggi tanah timbunan (H'')} = 1,1 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Abutment (H)} = 6,8 \text{ m}$$

$$\text{Lebar timbunan tanah (By)} = 9,7 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Koefisien tanah dinamis (K_{AE})} = 0,561$$



Gambar 5.76 Diagram Tekanan Tanah akibat gempa pada Back Wall

Tekanan tanah akibat gempa pada pangkal bawah *back wall*

$$\begin{aligned} P' &= (H'' \times \gamma_s \times K_{AE}) \times \frac{(H - H'')}{H} \\ &= (1,1 \times 17 \times 0,561) \times \frac{(6,8 - 1,1)}{6,8} \\ &= 54,355 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tekanan tanah akibat gempa pada pangkal atas *back wall*

$$\begin{aligned} P &= H'' \times \gamma_s \times K_{AE} \\ &= 1,1 \times 17 \times 0,561 \\ &= 64,845 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya tekanan tanah akibat gempa pada *back wall*

$$\begin{aligned} T_{TEQ} &= \frac{1}{2} (P+P') \times H'' \times B_y \\ &= \frac{1}{2} (64,845+54,355) \times 1,1 \times 9,7 \\ &= 635,934 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen tekanan tanah akibat gempa pada *back wall*

$$\begin{aligned} M_{TEQ} &= (P' \times H'' \times B_y \times \frac{1}{2} H'') + (\frac{1}{2}(P-P') \times H'' \times B_y \times \frac{2}{3} H'') \\ &= (54,355 \times 1,1 \times 9,7 \times \frac{1}{2} \times 1,1) + (\frac{1}{2}(635,934 - 54,355) \times \\ &\quad 1,1 \times 9,7 \times \frac{2}{3} \times 1,1) \\ &= 360,023 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Rekapitulasi pembebanan

Hasil dari analisis pembebanan pada *back wall* dapat dilihat pada table dibawah ini.

Tabel 5.39 Rekapitulasi Pembebanan pada *Back Wall*

beban	Kode	P (kN)	M _x (kNm)	V _x (kN)
Berat sendiri	MS	134,82		
Tekanan tanah aktif	TA		36,306	77,357
Tekanan Tanah akibat gempa	PEQ		360,023	635,9339

5) Kombinasi pembebanan

Kombinasi beban yang digunakan pada pangkal back wall adalah kombinasi kuat I dan ekstrem I sebagai berikut.

$$\text{Kuat I} = 1,3\text{MS} + 1,25 \text{ TA}$$

$$\text{Ekstrem I} = \text{MS} + \text{TA} + \text{PEQ}$$

Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.40 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I pada *Back Wall*

Kode	Faktor	P (kN)	M _x (kNm)	V _x (kN)
MS	1,3	175,266		
TA	1,25		45,383	96,696
PEQ	0			
Total		175,266	45,383	96,696

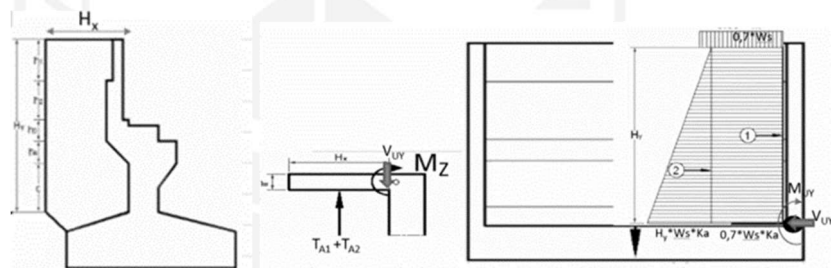
Tabel 5.41 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I pada *Back Wall*

Kode	Faktor	P (kN)	M _x (kNm)	V _x (kN)
MS	1	134,82	0	0
TA	1	0	36,306	77,357
PEQ	1	0	360,023	635,9341
Total		134,82	396,329	713,291

d. Pembebanan pada *Wingwall*

Pembebanan *wing wall* hanya menggunakan beban tekanan tanah aktif (*TA*) dan tekanan tanah akibat gempa (*T_{EQ}*)

1) Tekanan tanah aktif (*TA*)

**Gambar 5.77 Diagram Tekanan Tanah aktif pada *Wing Wall***

$$\begin{aligned}\text{Lebar wing wall (Hx)} &= b_8 + b_0 \\ &= 2,9 + 0,5 \\ &= 3,4 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tinggi wing wall (Hy)} &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c \\ &= 0,4 + 0,7 + 0,7 + 0,7 + 2,7 \\ &= 5,2 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Koefisien tanah aktif (K}_a\text{)} = 0,341$$

$$\text{Berat volume tanah timbunan (}\gamma_s\text{)} = 17 \text{ kN/m}^3$$

Gaya tekanan tanah akibat beban tambahan

$$\begin{aligned}TA_1 &= 0,7 \times \gamma_s \times K_a \times H_y \times H_x \\ &= 0,7 \times 17 \times 0,341 \times 5,2 \times 3,4 \\ &= 69,019 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned}
 TA_2 &= 0,5 \times \gamma_s \times Ka \times Hy^2 \times Hx \\
 &= 0,5 \times 17 \times 0,341 \times 5,2^2 \times 3,4 \\
 &= 246,498 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya akibat tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}
 T_{TA} &= TA_1 + TA_2 \\
 &= 69,019 + 246,498 \\
 &= 315,517 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen akibat tekanan tanah aktif sumbu x

$$\begin{aligned}
 M_{TAx} &= (TA_1 \times \frac{1}{2} Hy) + (TA_2 \times \frac{1}{3} Hy) \\
 &= (69,019 \times \frac{1}{2} \times 5,2) + (246,498 \times \frac{1}{3} \times 5,2) \\
 &= 583,378 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen akibat tekanan tanah aktif sumbu y

$$\begin{aligned}
 M_{TAy} &= (TA_1 + TA_2) \times \frac{1}{2} Hx \\
 &= (69,019 + 246,498) \times \frac{1}{2} \times 3,4 \\
 &= 536,379 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Tekanan tanah akibat gempa (T_{EQ})

Berikut data yang digunakan dalam perhitungan tekanan tanah akibat gempa.

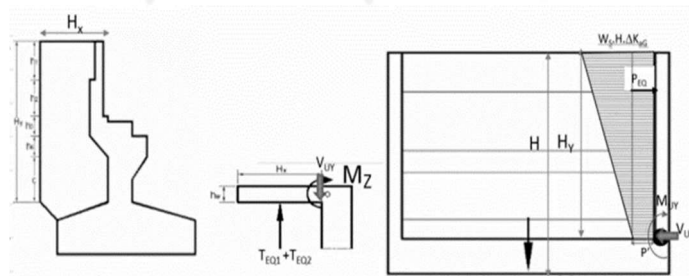
Tinggi *abutment* (H) = 6,8 m

Tinggi timbunan pada pangkal *wing wall* (H_y) = 5 m

Lebar *wing wall* (H_x) = 3,4 m

Koefisien tanah dinamis (K_{AE}) = 0,561

Berat volume tanah timbunan (γ_s) = 17 kN/m³



Gambar 5.78 Diagram Tekanan Tanah aktif pada *Wing Wall*

Tekanan tanah akibat gempa pada pangkal bawah *wing wall*

$$\begin{aligned} P' &= (H \times \gamma_s \times KAE) \times \frac{(H - H_y)}{H} \\ &= (6,8 \times 17 \times 0,561) \times \frac{(6,8 - 5)}{6,8} \\ &= 17,165 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tekanan tanah akibat gempa pada pangkal atas *wing wall*

$$\begin{aligned} P &= H \times \gamma_s \times KAE \\ &= 6,8 \times 17 \times 0,561 \\ &= 64,845 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya tekanan tanah akibat gempa pada *wing wall*

$$\begin{aligned} T_{TEQ} &= \frac{1}{2} (P + P') \times H_y \times H_x \\ &= \frac{1}{2} (64,845 + 17,165) \times 5 \times 3,4 \\ &= 697,084 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen sumbu x tekanan tanah akibat gempa pada *wing wall*

$$\begin{aligned} M_{TEQx} &= (P' \times H_y \times H_x \times \frac{1}{2} H_y) + (\frac{1}{2}(P - P') \times H_y \times H_x \times \frac{2}{3} H_y) \\ &= (17,165 \times 5 \times 3,4 \times \frac{1}{2} \times 5) + (\frac{1}{2}(64,845 - 17,165) \times 5 \times 3,4 \times \frac{2}{3} \times 5) \\ &= 2080,443625 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen sumbu y tekanan tanah akibat gempa pada *wing wall*

$$\begin{aligned} M_{TEQy} &= T_{TEQ} \times \frac{1}{2} H_x \\ &= 697,084 \times \frac{1}{2} \times 3,4 \\ &= 1185,042 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Rekapitulasi pembebanan

Hasil dari analisis pembebanan pada *back wall* dapat dilihat pada table dibawah ini.

Tabel 5.42 Rekapitulasi Pembebanan pada *Wing Wall*

Beban	Kode	Mx (kNm)	My (kNm)	Vx (kN)
Tekanan tanah aktif	TA	583,37767	536,379	315,5169
Tekanan tanah akibat gempa	PEQ	2080,4436	1185,04	697,0837

4) Kombinasi pembebanan

Kombinasi beban yang digunakan pada pangkal back wall adalah kombinasi kuat I dan ekstrem I sebagai berikut.

Kuat I = 1,25 TA

Ekstrem I = TA

Perhitungan untuk masing- masing kombinasi beban dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.43 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I pada *Wing Wall*

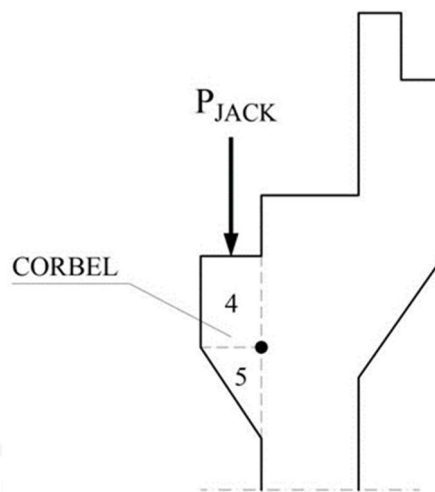
Kode	Faktor	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kN)
TA	1,25	729,222	670,473	394,396
PEQ	0			
Total		729,222	670,473	394,396

Tabel 5.44 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrem I pada *Wing Wall*

Kode	Faktor	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kN)
TA	1	583,3777	536,379	315,517
PEQ	0			
Total		583,3777	536,379	315,517

e. Pembebanan pada *Corbel*

Corbel berfungsi sebagai dudukan *hydraulic jacking* ketika jembatan perlu untuk dilakukan pergantian *elastomer bearing* sehingga *corbel* direncanakan harus mampu menahan gaya *jacking* tersebut. Gaya *jacking* (P_{JACK}) sendiri terdiri dari berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan berat alat *jacking* itu sendiri. Gaya *jacking* tersebut menyebabkan adanya gaya geser pada *corbel*.



Gambar 5.79 Pembebanan pada Corbel

Pada perhitungan sebelumnya, didapatkan

Gaya berat sendiri struktur atas (P_{MS}) = 4462,171

Gaya beban mati tambahan (P_{MA}) = 455,00625

Berat *toe jack* (W_{jack}), asumsi = 50 kN

Eksentrisitas (e) = $\frac{b^4}{2}$
 = $\frac{0,6}{2}$
 = 0,3

Dari data diatas, dapat dilihat perhitungan pembebanan corbel pada table dibawah ini.

Tabel 5.45 Rekapitulasi Gaya Geser dan Momen Ultimit Kombinasi Kuat I
Pada Corbel

Beban	Kode	P (Kn)	e (m)	Mx (P.e)	V (kn)	Kuat 1	Mx (kNm)	V (kN)
MS	MS	4462,171	0,3	1338,651	4462,17	1,3	1740,25	5800,823
MA	MA	455,006	0,3	136,502	455,006	1,8	245,703	819,011
Wjack	Wjack	50	0,3	15	50	1,8	27	90
Total							2012,95	6709,834

3. Desain Tulangan *Abutment*

Perencanaan tulangan *abutment* dilakukan berdasarkan pembebanan yang telah dilakukan. Desain dilakukan dengan cara merencanakan penulangan

tiap segmen *abutment*

Desain penulangan pada *breast wall* berdasarkan SNI 2847 tahun 2019 dan RSNI T12 tahun 2004. Desain dilakukan pada sumbu lemah *breast wall* yakni sumbu X, berikut langkah dalam mendesain penulangan *abutment*.

a. Breast wall

1) Rekap momen dan gaya tekan

Momen dan gaya tekan menggunakan nilai terbesar berdasarkan kombinasi yang telah dihitung.

Tabel 5.46 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Breast Wall*

Kombinasi	Lebar = BE=10,7			Lebar = 1 m		
	P	T _x	M _x	P	T _x	M _x
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Ekstrem I	9360,61	7700,09	23919,6	874,823	719,635	2235,473
Kuat I	12256,7	3757,24	13130,2	1145,489	351,144	1227,117
Kuat II	11353,3	3681,09	12612,3	1061,057	344,027	1178,723
Kuat III	8614,65	3414,56	10800	805,108	319,118	1009,342
Kuat IV	8191,33	3414,56	10800	765,545	319,118	1009,342
Kuat V	8312,28	1125,19	1871,4	776,848	105,158	174,897
Maksimum				874,823	719,635	2235,473

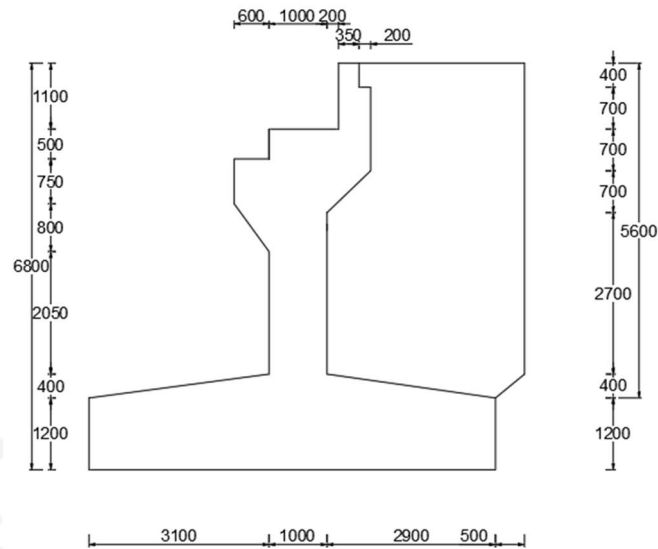
$$P_u = 874,823 \text{ kN}$$

$$V_u = 719,635 \text{ kN}$$

$$M_u = 2235,473 \text{ kNm}$$

2) Perhitungan sifat penampang

Dimensi *breast wall* dapat dilihat pada gambar dibawah ini



Gambar 5.80 Dimensi *Breast Wall*

Modulus Elastisitas beton (E_c) = 234529529,1 kN/m²

Luas penampang (A_c) = $B_y \times t_w$
 = 10,7 x 1
 = 10,7 m²

Momen inersia (I_c) = $\frac{1}{12} \times B_y \times t_w^3$
 = $\frac{1}{12} \times 10,7 \times 1^3$
 = 0,89167 m⁴

Jari-jari girasi (r_c) = $\sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$
 = $\sqrt{\frac{0,89167}{10,7}}$
 = 0,2887 m

3) Cek kelangsingan

Berdasarkan RSNI T-12 tahun 2004, nilai factor panjang efektif (K) dapat diperoleh dari gambar dibawah ini

	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 5.81 Faktor Panjang Efektif

(Sumber : RSNI T-12, 2004)

$$\text{Faktor Panjang efektif (K)} = 2,2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai kelangsingan} &= \frac{K L}{r} \\
 &= \frac{2,2 \cdot 3,9}{0,2887} \\
 &= 29,722 > 22
 \end{aligned}$$

Jika nilai kelangsingan > 22 , maka factor pembesaran momen perlu diperhitungkan.

a) Beban mati *breast wall*

$$\begin{aligned}
 DL &= P_{MS} + P_{MA} \\
 &= 5811,0133 + 455,00625 \\
 &= 6266,019 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Beban lalu lintas *breast wall*

$$\begin{aligned}
 LL &= P_{TD} + P_{TP} \\
 &= 1712,06 + 750 \\
 &= 2258,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Perbandingan beban mati terhadap beban tetap

$$\begin{aligned}
 B_d &= \frac{DL}{DL+L} \\
 &= \frac{6266,019}{6266,019 + 2258,56} \\
 &= 0,735
 \end{aligned}$$

d) Kekauan lentur *breast wall*

$$\begin{aligned}
 EI &= \frac{0,4 E_c I_c}{1+B_d} \\
 &= \frac{0,4 \times 25742,960 \times 0,892}{1+0,735} \\
 &= 5291,858
 \end{aligned}$$

e) Beban tekuk

$$\begin{aligned}
 P_c &= \frac{\pi^2 EI}{(K \times L)^2} \\
 &= \frac{\pi^2 \times 5291,858}{(2,2 \times 3,9)^2} \\
 &= 632609,795 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

f) Faktor pembesaran momen

$$\begin{aligned}
 \delta &= \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u}{0,75 \times P_c}\right)} \\
 &= \frac{1}{\left(1 - \frac{874,823}{0,75 \times 632609,795}\right)} \\
 &= 1,001847
 \end{aligned}$$

g) Momen ultimit desain

$$\begin{aligned}
 M_u &= \delta \times M_u \\
 &= 1,001847 \times 2235,473 \\
 &= 2239,602 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

4) Desai tulangan pokok

Perhitungan tulangan pokok dilakukan menggunakan metode diagram $\phi M_n - \phi P_n$ dengan faktor reduksi masing-masing sebesar $\phi = 0,9$ untuk M_u dan $\phi = 0,65$ untuk P_u . Berdasarkan RSNI T-12 (2004) untuk dinding dengan ketebalan lebih besar dari 200 mm tulangan horizontal dan vertikal harus dipasang dalam dua lapis masing-masing dekat muka dinding.

$$\text{Gaya tekan ultimit } (P_u) = 874,823 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit desain } (M_u) = 2239,602 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Lebar } (b) = 1000 \text{ mm (ditinjau selebar 1 m)}$$

$$\begin{aligned}
\text{Tinggi } (h) &= 1000 \text{ mm} \\
\text{Luas penampang breast wall } (A) &= b \times h \\
&= 1000 \times 1000 \\
&= 1000000 \text{ mm}^2 \\
\text{Selimut beton } (sb) &= 40 \text{ mm} \\
\text{Diameter tulangan pokok } (dp) &= 25 \text{ mm} \\
\text{Diameter tulangan geser } (dg) &= 13 \text{ mm} \\
\text{Jarak tulangan ke luar beton } (d') &= sb + dg + dp + 1,5 dp \\
&= 40 + 13 + 25 + 1,5 \times 25 \\
&= 115,5 \text{ mm} \\
\text{Tinggi efektif } (d) &= h - d' \\
&= 1000 - 115,5 \\
&= 884,5 \text{ mm} \\
\text{Luas tulangan pokok } (Ad) &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times dp^2 \\
&= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \\
&= 981,748 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Adapun perhitungan diagram interaksi $\phi M_n - \phi P_n$ yang ditunjukkan di bawah ini merupakan contoh perhitungan dengan rasio tulangan minimum yakni 1% pada kondisi balance.

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
A_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times h \\
&= 1\% \times 1000 \times 1000 \\
&= 10000 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Luas tulangan tarik dan tekan

$$\begin{aligned}
A_{\text{S(Tarik)}} &= A_{\text{S'(tekan)}} = \frac{1}{2} A_{\text{perlu}} \\
&= \frac{1}{2} 10000 \\
&= 5000 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
S &= \frac{Ad \times b}{As} \\
&= \frac{981,748 \times 1000}{5000}
\end{aligned}$$

$$= 196,349 \text{ mm}$$

$$\approx 190 \text{ mm}$$

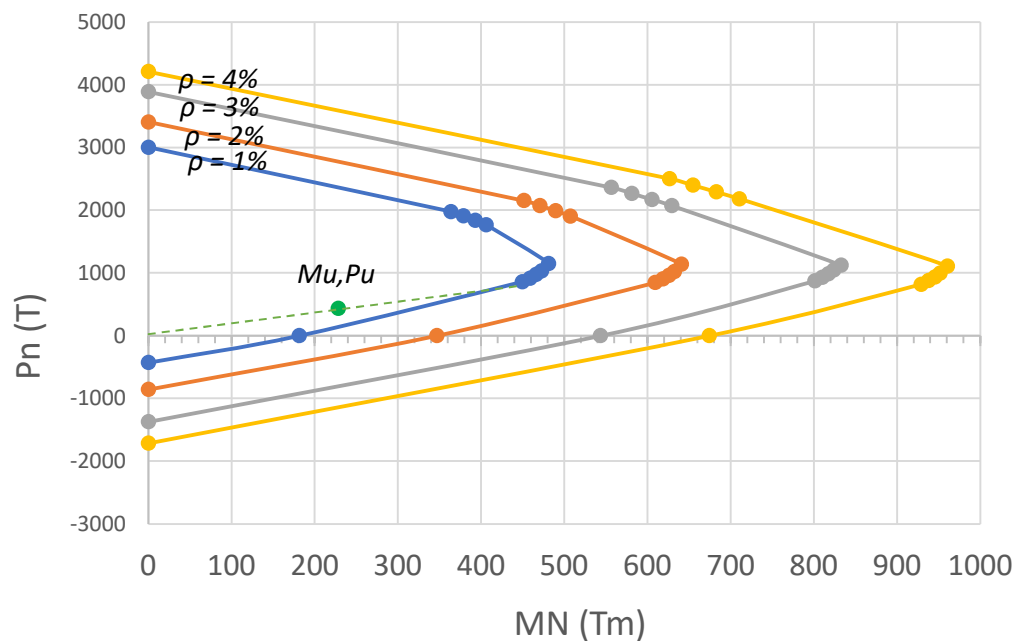
Jumlah tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} n &= \frac{b}{s} \\ &= \frac{1000}{190} \\ &= 5,2631 \text{ buah} \\ &\approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Luas tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_{\text{Sterpasang}} &= n \times A_d \\ &= 6 \times 981,748 \\ &= 5890,486 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diagram interaksi $\phi M_n - \phi P_n$ dapat dilihat pada tabel dan gambar di bawah ini.



Gambar 5.82 Diagram Interaksi $\phi M_n - \phi P_n$

Dari diagram di atas dapat dilihat bahwa beban berada di dalam kurva rasio tulangan 1%. Dapat dikatakan bahwa beban yang bekerja masih mampu ditahan oleh *breast wall* pada kondisi

kegagalan tarik yang dominan. Berdasarkan gambar diatas, didapatkan nilai momen lentur nominal sebesar 4411,662 kNm dan gaya tekan nominal sebesar 8436,450 kN

Cek tulangan

$$\begin{aligned}
 \rho_{pakai} &= 1\% \\
 A_{S_{perlu}} &= \rho \times b \times h \\
 &= 1\% \times 1000 \times 1000 \\
 &= 10000 \text{ mm}^2 \\
 A_{S_{(Tarik)}} &= A_{S'_{(tekan)}} = \frac{1}{2} A_{S_{perlu}} \\
 &= \frac{1}{2} 10000 \\
 &= 5000 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_d b}{A_s} \\
 &= \frac{981,748 \times 1000}{5000} \\
 &= 196,349 \text{ mm} \\
 &\approx 190 \text{ mm} \\
 n &= \frac{b}{s} \\
 &= \frac{1000}{190} \\
 &= 5,2631 \text{ buah} \\
 &\approx 6 \text{ buah} \\
 A_{S_{terpasang}} &= n \times A_d \\
 &= 6 \times 981,748 \\
 &= 5890,486 \text{ mm}^2 \\
 A_{S_{min1}} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 1000 \times 884,5 \\
 &= 2883,694 \text{ mm} \\
 A_{S_{min2}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 1000 \times 884,5 \\
 &= 2948,333 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\max}} &= 0,85 \times \frac{3}{7} \times \beta_1 \times b \times d \\
 &= 0,85 \times \frac{3}{7} \times 0,85 \times 1000 \times 884,5 \\
 &= 19562,793 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$A_{S_{\min}} < A_{S_{\text{stepasang}}} < A_{S_{\max}}$$

$$2948,333 < 5890,486 < 19562,793 \text{ OK!}$$

Maka digunakan tulangan pokok **D25-190**

5) Cek stabilitas $P-\Delta$

Berdasarkan SNI 2833 (2016) perpindahan lateral kolom atau pilar baik dalam arah longitudinal atau melintang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut

$$\Delta P_u < 0,25 \phi M_n$$

Data yang digunakan sebagai berikut.

Gaya tekan ultimit (P_u)	= 874,823 kN
Momen ultimit (M_u)	= 2239,602 kNm
Momen lentur nominal (M_n)	= 4411,662 kNm
Factor reduksi lentur (ϕ)	= 0,9
Momen inersia penampang (I)	= 0,8917 m ⁴
Modulus elastisitas beton (E)	= 25742,9602 MPa
Faktor modifikasi respon (R)	= 3,5
Periode Panjang (T_s)	= 0,833
Periode mode getar arah x (T_x)	

$$\begin{aligned}
 W^* &= P_{MS} + P_{MA} \\
 &= 5811,013 + 455,006 \\
 &= 6266,0195 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{3EI}{L} \\
 &= \frac{3 \times 25742,9602 \times 10^3 \times 0,8917}{3,9} \\
 &= 1160882,998
 \end{aligned}$$

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{W^*}{g \cdot K}}$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{6266,0195}{9,81 \times 1160882,998}}$$

$$= 0,147 \text{ detik}$$

$$T_x < 1,25 T_s$$

$$0,147 < 1,0417$$

Dikarenakan $T_x < 1,25 T_s$, maka

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{1,25 T_s}{T_x} + \frac{1}{R}$$

$$= \left(1 - \frac{1}{3,5}\right) \frac{1,0417}{0,147} + \frac{1}{3,5}$$

$$= 5,334$$

Perpindahan berdasarkan gempa elastis

$$\Delta_e = \frac{M_u \times L^2}{EI}$$

$$= \frac{2239,602 \times 3,9^2}{25742,9602 \times 10^3 \times 0,8917}$$

$$= 0,001484018$$

Perpindahan titik breast wall terhadap dasar fondasi

$$\Delta = R_d \Delta_e$$

$$= 5,334 \times 0,0015$$

$$= 0,0201$$

Sehingga:

$$\Delta P_u < 0,25 \phi M_n$$

$$0,0201 \times 874,823 < 0,25 \times 0,9 \times 4411,662$$

$$17,56444135 \text{ kNm} < 716,8951599 \text{ kNm} \quad \mathbf{OK!}$$

6) Desain tulangan geser

Gaya geser rencana diambil dari nilai gaya horizontal hasil pembebanan breast wall pada kombinasi ekstrem I sebagai berikut.

$$\text{Gaya geser rencana (Vur)} = 719,635 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya tekan ultimit (Pu)} = 874,823 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser (dg)} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Luas satu tulangan (A}_{1D}) = \frac{1}{4} \times \pi \times dg^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 265,4646 \text{ mm}^2 \\
 \text{Lebar (b)} &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi (h)} &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Luas Penampang} &= 1000000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

a) Jarak tulangan ke luar beton

$$\begin{aligned}
 d' &= sb + dg + dp + 1,5 dp \\
 &= 40 + 13 + 25 + 1,5 \times 25 \\
 &= 115,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b) Tinggi efektif

$$\begin{aligned}
 d &= h - d' \\
 &= 1000 - 115,5 \\
 &= 884,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) Gaya geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \times b \times d \\
 &= 0,75 \times \left(1 + \frac{874,823}{14.1000000}\right) \times \left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right) \times 1000 \times 884,5 \times 10^{-3} \\
 &= 8690,002 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dikarenakan $\phi V_c > V_u$ maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

d) Jarak tulangan geser minimum

Berdasarkan RSNI T-12 (2004) jarak antara sengkang diambil nilai terkecil dari :

$$\begin{aligned}
 (1) \quad 0,5 h_c &= 0,5 \times 1000 \\
 &= 500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$(2) \quad 300 \text{ mm.}$$

Maka digunakan tulangan geser **D13- 300**

7) Desain tulangan pengekang

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut.

$$\text{Gaya tekan ultimit (Pu)} = 874,8235328 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya tekan nominal (Pn)} = 8436,449 \text{ kN}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 P_u &\leq 0,5 \phi P_n \\
 874,823 &< 0,5 \times 0,65 \times 8436,449 \\
 874,823 &< 2741,846 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dikarenakan persamaan di atas terpenuhi maka ketentuan berdasarkan RSNI T-12 (2004) tidak perlu digunakan. Sehingga digunakan tulangan pengekaang D13-360/360.

b. *Wing wall*

Desain tulangan *wing wall* dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

Tabel 5.47 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Wing Wall*

Kombinasi	Lebar = BE			Lebar = 1 m		
	P	T _x	M _x	P	T _x	M _x
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	0	394,396	729,222	0	36,8595	68,1516
Ekstrem I	0	315,517	583,378	0	29,4876	54,5213
Maksimum				0	36,8595	68,1516

1) Tulangan pokok

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser ultimit (V}_u\text{)} &= 36,8595 \text{ kN} \\
 \text{Momen ultimit (M}_u\text{)} &= 68,1516 \text{ kNm} \\
 \text{Diameter tulangan pokok (d}_p\text{)} &= 16 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan bagi (d}_b\text{)} &= 13 \text{ mm} \\
 \text{Kuat tekan beton (f}'_c\text{)} &= 30 \text{ MPa} \\
 \text{Kuat leleh baja} &= 420 \text{ MPa} \\
 \text{Faktor reduksi lentur (}\phi\text{)} &= 0,9 \\
 \text{Faktor reduksi tegang beton (}\beta_1\text{)} &= 0,85 \\
 \text{Tebal } wing \text{ wall (h)} &= 500 \text{ mm} \\
 \text{Lebar yang diamati (b)} &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton (s}_b\text{)} &= 40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

a) Momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{68,1516}{0,9} \\
 &= 75,724 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b) Menentukan tinggi efektif *wing wall* (d)

$$\begin{aligned} d &= h - sb - \frac{1}{2}dp \\ &= 500 - 40 - \frac{1}{2}16 \\ &= 452 \text{ mm} \end{aligned}$$

c) Menghitung nilai R_n

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b.d^2} \\ &= \frac{75,724}{1000.452^2} \\ &= 0,371 \text{ MPa} \end{aligned}$$

d) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85.f'c} \\ &= \frac{420}{0,85.30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

e) Menghitung rasio tulangan ρ

Berdasarkan SNI 2847 (2019), jika $f_y < 420 \text{ MPa}$, maka nilai

$$\rho_{min} = 0,0020$$

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0,85.\beta.f'c}{f_y} \times \frac{600}{600+f} \\ &= \frac{0,85..30}{420} \times \frac{600}{600+420} \\ &= 0,02985 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_{balance} \\ &= 0,75 \cdot 0,02985 \\ &= 0,01903 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1,4}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1,4}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.16,471.0,3402}{420}} \right) \\ &= 0,00081 \end{aligned}$$

$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$, maka rasio tulangan yang digunakan merupakan

$$\rho_{pakai} = \rho_{perlu} = 0,002$$

f) Menghitung luas tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 452 \\ &= 904,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

g) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned} 3h &= 3 \times 500 \\ &= 1500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $3h > 450 \text{ mm}$, maka digunakan batas maksimum 450 mm

$$\begin{aligned} S_{\text{pokok}} &= \frac{A_1 d \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \cdot 1000}{904} \\ &= 222,414 \text{ mm} \\ &\approx 220 < 450 \text{ mm, OK} \end{aligned}$$

h) Kontrol

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{pakai}}} &= \frac{b}{S_{\text{pakai}}} \times A_1 d \\ &= \frac{1000}{220} \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 \\ &= 913,918 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{S_{\text{pakai}}} > A_s, \text{ OK}$$

Maka penulangan pokok pelat yang digunakan ialah **D16 - 220**

2) Tulangan bagi

a) Menghitung luas tulangan

$$\begin{aligned} A_{s'} &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 904 \\ &= 452 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b) Menhitung jarak tulangan

$$\begin{aligned} 5h &= 5 \times 500 \\ &= 2500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $5h > 450 \text{ mm}$, maka digunakan batas maksimum 450 mm

$$\begin{aligned}
 S_{\text{bagi}} &= \frac{b}{A_s} x A_1 d \\
 &= \frac{1000}{452} x \frac{\pi}{4} x 13^2 \\
 &= 293,656 \text{ mm} \\
 &\approx 290 \text{ mm} < 450 \text{ mm, OK}
 \end{aligned}$$

c) Kontrol

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\text{perlu}}} &= \frac{b}{S_{\text{pakai}}} x A_1 d \\
 &= \frac{1000}{290} x \frac{\pi}{4} x 13^2 \\
 &= 457,697 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} > A_s,$$

$$457,697 > 452 \text{ OK}$$

Maka penulangan pokok pelat yang digunakan ialah

D13 – 290

3) Tulangan geser

a) Gaya geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{f'_c} x b x d \\
 &= \frac{1}{6} x \sqrt{30} x 1000 x 452 x 10^{-3} \\
 &= 412,618 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 x V_c \\
 &= 0,75 x 412,618 \\
 &= 309,463 \text{ kN} > 36,8595 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dikarenakan $\phi V_c > V_u$ maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

c) Jarak tulangan geser minimum

$$\begin{aligned}
 (1) 0,5 h_c &= 0,5 x 500 \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$(2) 300 \text{ mm.}$$

Maka digunakan tulangan geser **D13- 250**

c. Rekapitulasi desain penulangan pada *abutment*

Desain penulangan pada *back wall* dan *corbel* memiliki langkah-langkah yang sama, sehingga hasil dari desain penulangan tersebut dapat dilihat pada tabel dibawah ini

Tabel 5.48 Rekapitulasi Desain Tulangan *abutment*

No	Jenis struktur	Jenis Tulangan			
		Tul. Pokok	Tul. Bagi	Tul. Geser	Tul Pengekang
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	<i>Breast wall</i>	D25-190	-	D16-300	D13-360/360
2	<i>Wing Wall</i>	D16-220	D13-290	D13-250	-
3	<i>Back Wall</i>	D16-300	D13-300	D13-175	-
4	<i>Corbel</i>	D16-170	D13-230	D13-300	-

5.2.2 Desain Pondasi *Abutment*

Fondasi berfungsi untuk meneruskan beban dari struktur atas jembatan ke tanah dasar. Jenis fondasi yang digunakan pada perencanaan Jembatan Panjang-Pegunungan adalah fondasi tiang bor (*bored pile*). Jenis fondasi ini dipilih dengan pertimbangan lokasi jembatan berada di kawasan lingkungan padat penduduk sehingga digunakan pondasi *bored pile* yang memiliki proses pengeboran yang tidak mengganggu atau merusak bangunan sekitar

1. Data Teknis

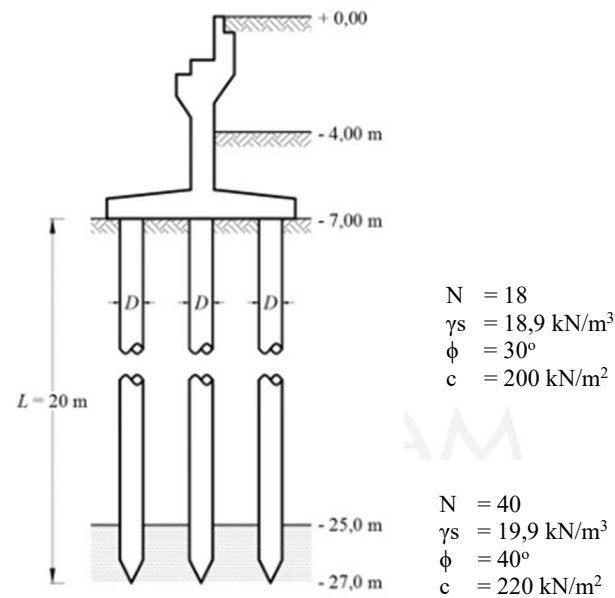
a. Material *bored pile*

$$\begin{aligned}
 \text{Berat volume beton } (\gamma_c) &= 24 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Mutu beton } (f'_c) &= 28 \text{ MPa} \\
 \text{Mutu baja } (f_y) &= 420 \text{ MPa} \\
 \text{Modulus elastisitas beton } (E_c) &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\
 &= 4700 \times \sqrt{28} \\
 &= 24870,062 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

b. Data tanah

Data tanah yang digunakan untuk desain pondasi *abutment* merupakan data tanah dengan kondisi paling kritis yaitu data pada titik BM2. Tanah keras titik BM2 berada pada kedalaman 25 m dari

permukaan tanah.



Gambar 5.83 Data Tanah Sekitar Abutment

c. Dimensi *pile cap*

Lebar arah memanjang (Bx) = 7 m

Lebar arah melintang (By) = 10,7 m

Tinggi *pile cap* (Hp) = 1,2 m

d. Dimensi *bored pile*

Diameter *bored pile* (D) = 0,8 m

Luas penampang *bored pile* (A) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

= $\frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2$

= 0,503 m²

Panjang *bored pile* (L) = 20 m

e. Susunan *bored pile*

Jumlah *bored pile* arah X (nx) = 3 buah

Jumlah *bored pile* arah Y (ny) = 4 buah

Jarak *bored pile* arah X (ax) = 2,4 m $\geq 3D$

= 2,4 m $\geq 3 \times 0,8$

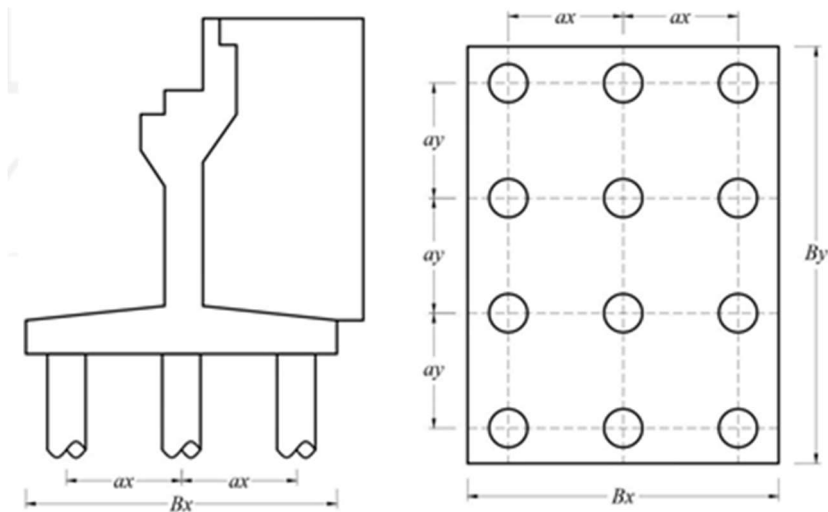
= 2,4 m $\geq 2,4 \text{ m}$ OK

Jarak *bored pile* arah Y (ay) = 2,4 m $\geq 3D$

$$= 2,4 \text{ m} \geq 3 \times 0,8$$

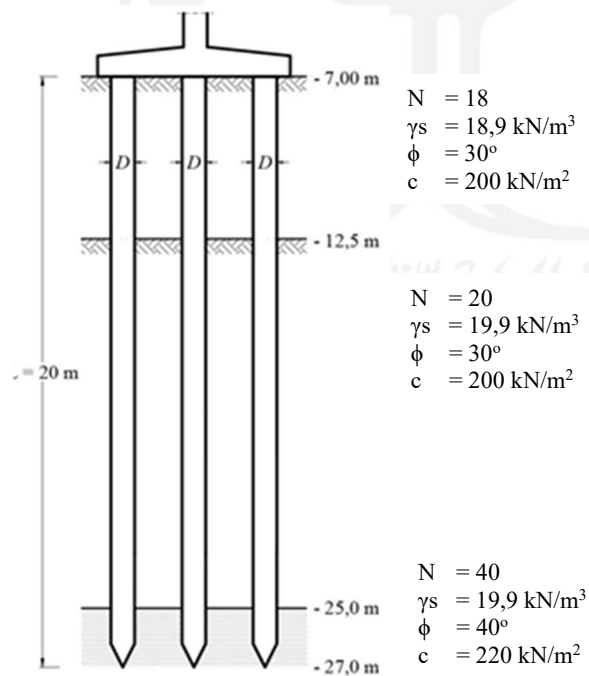
$$= 2,4 \text{ m} \geq 2,4 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Susunan *bored pile* pada *abutment* dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5.84 Susunan Bored Pile pada Abutment

2. Kapasitas Tahanan Ujung Tiang



Gambar 5.85 Pondasi Bored Pile pada Abutment

a. Berdasarkan kekuatan beton

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu beton } (f'c) &= 28 \text{ MPa} \\
 \text{Berat volume beton } (\gamma_c) &= 24 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Diameter bored pile } (D) &= 0,8 \text{ m} \\
 \text{Luas Penampang bored pile } (A_p) &= 0,503 \text{ m}^2 \\
 \text{Panjang bored pile } (L) &= 20 \text{ m} \\
 \text{Berat 1 bored pile } (W) &= \gamma_c \times A \times L \\
 &= 24 \times 0,503 \times 20 \\
 &= 241,274 \text{ kN} \\
 \text{Tegangan izin beton } (f_c) &= 0,45 f'c \\
 &= 0,45 \times 28 \\
 &= 12,6 \text{ MPa} \\
 &= 12600 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Kapasitas dukung izin } (P_{izin}) &= (A \times f_c) - W \\
 &= (0,503 \times 12600) - 241,274 \\
 &= 6092,176 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Metode Reese dan Wright (1977)

$$\begin{aligned}
 N \text{ kedalaman 25 m } (N) &= 40 \\
 \text{Faktor aman } (SF) &= 2 \\
 T_{sf} &= 105,6 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Luas Penampang bored pile } (A_p) &= 0,503 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas selimut bored pile } (A_s) &= \pi \times D \times L \\
 &= \pi \times 0,8 \times 20 \\
 &= 50,265 \text{ m}^2 \\
 \text{Tahanan ujung per satuan luas } (f_p) &= \frac{2}{3} \times N \\
 &= \frac{2}{3} \times 40 \\
 &= 26,667 \text{ tsf} \\
 &= 2816 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Tahanan gesek per satuan luas } (f_s) &= \frac{N}{34} \\
 &= \frac{40}{34}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,176 \text{ tsf} \\
 &= 124,235 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Tahanan ujung tiang bor } (Q_p) &= A_p \times f_p \\
 &= 0,503 \times 2816 \\
 &= 1415,476 \text{ kN} \\
 \text{Tahanan gesek tiang bor } (Q_s) &= Q_s \times f_s \\
 &= 50,265 \times 124,235 \\
 &= 6244,747 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas dukung ultimit } (Q_u) &= Q_p + Q_s - W \\
 &= 1415,476 + 6244,747 - 241,274 \\
 &= 7418,949 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas dukung izin } (P_{izin}) &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{7418,949}{2} \\
 &= 3709,474 \text{ kN} \\
 \text{c. Metode O'niel dan Reese (1989)} \\
 N \text{ kedalaman 25 m } (N) &= 40 \\
 \text{Faktor aman } (SF) &= 2 \\
 \text{Tegangan referensi } (\sigma_r) &= 100 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Nilai } \beta \text{ untuk tanah pasir} &= 0,25 \\
 \text{Efisiensi pemukul } (Ef) &= 0,6 \text{ (asumsi)} \\
 \text{Koreksi diameter lubang bor } (Cb) &= 1,15 \text{ (asumsi)} \\
 \text{Koreksi tipe tabung SPT } (Cs) &= 1 \text{ (asumsi)} \\
 \text{Koreksi untuk Panjang batang } (Cr) &= 1 \text{ (asumsi)} \\
 \text{N-SPT terkoreksi } (N_{60}) &= \frac{1}{60} Ef \cdot Cb \cdot Cs \cdot Cr \cdot N \\
 &= \frac{1}{60} 0,6 \times 1,15 \times 1 \times 1 \times 40 \\
 &= 46 \\
 \text{Tahanan ujung } \textit{bored pile} &= A_p \times (0,6 \sigma_r N_{60}) \\
 &= 0,503 \times (0,6 \times 100 \times 46) \\
 &= 1387,327 \text{ kN} \\
 \text{Tahanan gesek tiang bor } (Q_s) &= A_s \times (\beta L \gamma_s)
 \end{aligned}$$

$$= 50,265 \times (0,25 \times 20 \times 18,9)$$

$$= 4750,1 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas dukung ultimit } (Q_u) &= Q_p + Q_s - W \\ &= 1387,327 + 4750,1 - 241,274 \\ &= 5896,141 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas dukung izin } (P_{izin}) &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{5896,141}{2} \\ &= 2948,071 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Metode Skempton (1966)

$$\text{Faktor aman (SF)} = 2$$

$$\text{Factor koreksi } (\mu) = 0,8$$

$$\text{Kohesi di bawah } \textit{bored pile} (c) = 220 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Faktor kapasitas dukung } (N_c) = 9$$

$$\text{Faktor adhesi } (a) = 0,45$$

$$\begin{aligned} \text{Tahanan ujung } \textit{bored pile} (Q_p) &= A_p \times (\mu \times c \times N_c) \\ &= 0,503 \times (0,8 \times 220 \times 9) \\ &= 796,205 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tahanan gesek } \textit{bored pile} (Q_s) &= A_s \times (a \times c) \\ &= 50,265 \times (0,45 \times 220) \\ &= 4976,283 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas dukung ultimit } (Q_u) &= Q_p + Q_s - W \\ &= 796,205 + 4976,283 - 241,274 \\ &= 5531,214 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas dukung izin } (P_{izin}) &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{5531,214}{2} \\ &= 2765,607 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Rekapitulasi kapasitas dukung izin *bored pile*

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan, kapasitas dukung *bored pile* dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.49 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Izin Satu Bored Pile

Kapasitas dukung	P_{izin} (kN)
Kapasitas dukung bored pile	6092,176
Metode Reese dan Wright (1977)	3709,474
Metode O'Neil dan Reese (1989)	2948,070
Metode Skempton (1966)	2765,607
Kapasitas Dukung Izin Satu Bored Pile	2765,607

3. Kapasitas Dukung Kelompok Bored Pile

$$\text{Kapasitas dukung satu pile } (P_{izin}) = 2765,607 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah pile } (n) = 12 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah baris pile } (m) = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah pile tiap satu baris } (n') = 4 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak as ke as tiang } (s) = 2,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{s} \\ &= \tan^{-1} \frac{0,8}{2,4} \\ &= 18,435^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Efisiensi kelompok pile } (E_g) &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn} \\ &= 1 - 18,435 \frac{(4-1)3 + (3-1)4}{90 \times 3 \times 4} \\ &= 0,710 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas dukung kelompok } (Q_g) &= E_g \times n \times Q \\ &= 0,710 \times 12 \times 2765,607 \\ &= 23557,005 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Kapasitas Lateral Bored Pile

$$\text{Overlap bored pile pada pile cap } (L_a) = 1,8 \text{ m}$$

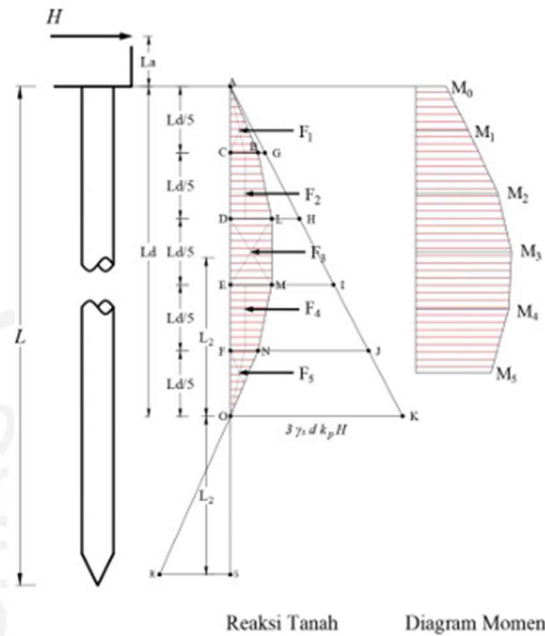
$$\begin{aligned} \text{Panjang jepitan bored pile } (L_d) &= 1/3 L \\ &= 1/3 \times 20 \\ &= 6,667 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Sudut gesek dalam } (\phi) = 25^\circ$$

$$\text{Koefisien tanah pasif } (K_p) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left(45^\circ + \frac{25}{2} \right)$$

$$= 2,691$$



Gambar 5.86 Diagram Gaya Lateral *Bored Pile*

- a. Menghitung tekanan dan momen akibat tanah pasif

Perhitungan tekanan dan momen akibat tanah pasif dapat dilihat pada Tabel 5.49 dan Tabel 5.50 di bawah ini.

Tabel 5.50 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif *Bored Pile*

Kedalaman			Lebar ($3.75 \cdot d \cdot H \cdot K_p$)		Lebar P		
Kode	Notasi	(m)	Kode	(kN/m ²)	Kode	Notasi	(kN/m ²)
AC	$1/5 L_d =$	1,333	CG	162,768	CB	$4/5 CG =$	130,214
AD	$2/5 L_d =$	2,667	DH	325,535	DL	$3/5 DH =$	195,321
AE	$3/5 L_d =$	4	EI	488,303	EM	$2/5 EI =$	195,321
AF	$4/5 L_d =$	5,333	FJ	651,071	FN	$1/5 FJ =$	130,214
AO	$L_d =$	6,667	OK	813,839	O	$O =$	0

Tabel 5.51 Perhitungan Momen Akibat Tanah Pasif *Bored Pile*

Kode	P1	P2	Kedalaman		F	Lengan thd titik O	Momen
			H		$(P1+P2) \times \frac{H}{2}$		M
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	Notasi	(m)	(kN)	(m)	(kNm)
F1	130,21	0	Ld/5 =	1,333	86,81	5,78	501,57
F2	195,32	130,21	Ld/5 =	1,333	217,02	4,67	1012,58
F3	195,32	195,32	Ld/5 =	1,333	260,42	3,33	868,09
F4	130,21	195,32	Ld/5 =	1,333	217,02	2,001	434,24
F5	0	130,21	Ld/5 =	1,333	86,81	0,89	77,16
Jumlah					868,09		2893,65

b. Menghitung kapasitas dukung lateral izin

Dari hasil perhitungan Tabel 5.49 dan Tabel 5.50, gaya lateral yang terjadi dapat dihitung

$$\begin{aligned}
 \text{Kedalaman } (L_2) &= \frac{\sum M}{\sum F} \\
 &= \frac{2893,65}{868,09} \\
 &= 3,333 \text{ m} \\
 \text{Gaya lateral } (H) &= \frac{\sum F \times 2 L_2}{L_2 + L_d + L_a} \\
 &= \frac{868,09 \times 2 \times 3,333}{3,333 + 6,667 + 1,8} \\
 &= 490,449 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung lateral izin total

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor aman } (SF) &= 3 \\
 H_{izin \text{ total}} &= \frac{H}{SF} \\
 &= \frac{490,449}{3} \\
 &= 163,483 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung lateral izin satu *bored pile*

$$\begin{aligned}
 H_{izin \text{ 1 pile}} &= \frac{H_{izin}}{n} \\
 &= \frac{163,483}{12} \\
 &= 13,624 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung momen akibat gaya lateral

Gaya lateral (H) menyebabkan terjadinya momen pada *bored pile*.

berikut contoh perhitungan momen M_1

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak gaya lateral terhadap F1 } (h_1) &= La + \frac{2}{3} \times AC \\
 &= 1,8 + \frac{2}{3} \times 1,333 \\
 &= 2,689 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen akibat gaya lateral H pada F1 } (M_{h1}) &= H \times h_1 \\
 &= 490,449 \times 2,689 \\
 &= 1318,762 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen di titik F1 } (M_1) &= M_{h1} - \sum (F_i \times y_i) \\
 &= 1318,762 - 0 \\
 &= 1318,762 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan momen pada titik lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.51.

Tabel 5.52 Perhitungan Momen Akibat Tanah Pasif *Bored Pile*

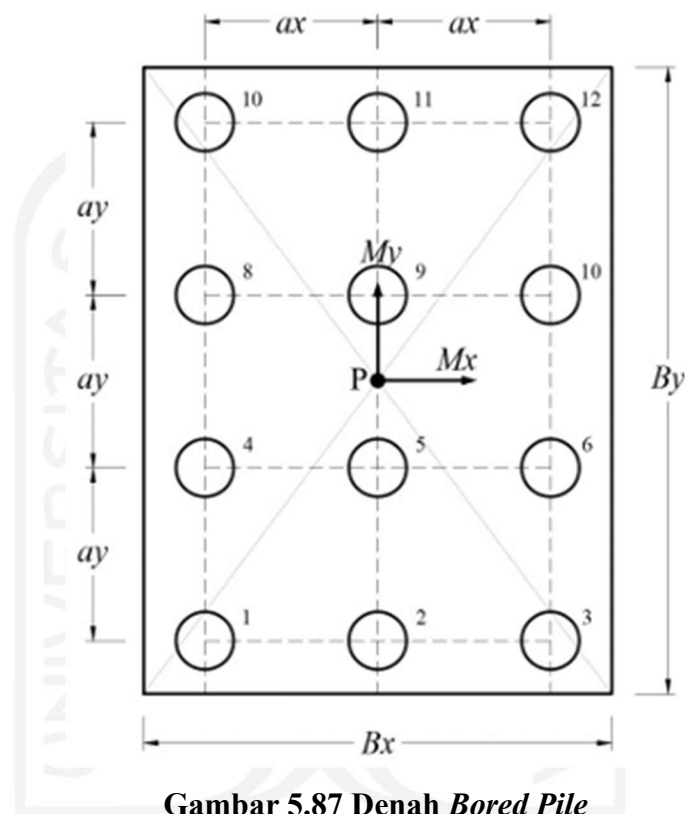
Kode	hi	Mhi	yi	$\sum F \times y_i$					Momen
		H x hi		F1yi	F2yi	F3yi	F4yi	F5yi	M
	(m)	(kNm)	(m)	(kNm)					(kNm)
M0	1,8	882,808							882,808
M1	2,689	1318,762	0	0					1318,76
M2	3,801	1864,150	1,112	96,534	0				1767,62
M3	5,133	2517,637	1,332	212,201	289,168	0			2016,27
M4	6,466	3171,124	1,332	327,868	578,336	347,002	0		1917,92
M5	7,578	3716,512	1,112	424,402	819,67	636,603	241,334	0	1594,5
Maksimum									2016,27

$$\text{Momen maksimum } (M_{max}) = 2016,27 \text{ kNm}$$

Momen maksimum yang diizinkan satu *bored pile*

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= \frac{\sum M}{n \times SF} \\
 &= \frac{2016,27}{12 \times 3} \\
 &= 56,007 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5. Beban pada *Bored Pile*



- a. Jarak tiap *bored pile* ke titik berat *pile cap*

Perhitungan jarak tiap *bored pile* ke titik berat *pile cap* dapat dilihat pada Tabel 5.52

Tabel 5.53 Jarak Tiap *Bored Pile* ke Titik Berat *Pile Cap*

No	x_i (m)	y_i (m)	x^2	y^2
1.	-2,4	-3,6	5,76	12,96
2.	0	-3,6	0	12,96
3.	2,4	-3,6	5,76	12,96
4.	-2,4	-1,2	5,76	1,44
5.	0	-1,2	0	1,44
6.	2,4	-1,2	5,76	1,44
7.	-2,4	1,2	5,76	1,44
8.	0	1,2	0	1,44
9.	2,4	1,2	5,76	1,44
10.	-2,4	3,6	5,76	12,96
11.	0	3,6	0	12,96
12.	-2,4	3,6	5,76	12,96
Jumlah			46,08	86,4

b. Beban yang diterima *bored pile*

Bored pile yang menerima beban paling besar adalah *bored pile* no. 12, sehingga perhitungan yang digunakan berdasarkan *bored pile* no. 12. Beban pada *bored pile* yang digunakan merupakan beban pada kombinasi ekstrem I.

$$P_{izin} = 2765,607 \text{ kN}$$

$$P = 13997,1 \text{ kN}$$

$$M_x = 28009,866 \text{ kNm}$$

$$M_y = 9932,391 \text{ kNm}$$

Beban maksimum yang diterima satu *bored pile*

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= \frac{P}{n} + \frac{M_y \times x_i}{\sum x^2} + \frac{M_x \times y_i}{\sum y^2} \\
 &= \frac{2765,607}{12} + \frac{9932,391 \times 2,4}{46,08} + \frac{28009,866 \times 3,6}{86,4} \\
 &= 1816,191 \text{ kN} < P_{izin} = 2765,607 \text{ kN} \quad \text{AMAN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan beban pada kombinasi yang lain dapat dilihat pada Tabel 5.54 berikut.

Tabel 5.54 Rekapitulasi Beban *Bored Pile*

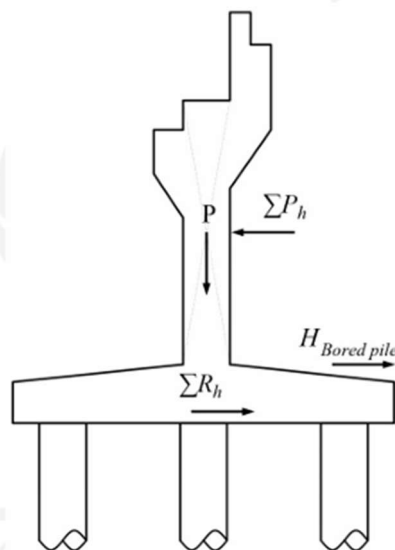
Kombinasi	P	M _x	M _y	P _{max}
	kN	kNm	kNm	kN
Ekstrem I	13997,1	28009,866	9932,39	1816,19
Layan 1	15421,12	9395,27	2333,78	1555,01
Layan 2	15763,94	9843,0835	0	1723,79
Layan 3	14634,66	9137,399	0	1600,28
Layan 4	13039,48	8008,3038	5445,49	1136,68

6. Stabilitas *Abutment* dan Pondasi

Analisis stabilitas pada abutment dan fondasi dilakukan sebagai satu kesatuan hal ini dikarenakan keduanya bekerja secara bersamaan. Menurut Hardiyatmo (2018) analisis stabilitas abutment ditinjau terhadap hal-hal berikut ini :

- Faktor aman terhadap pergeseran harus mencukupi
- Faktor aman terhadap penggulingan harus mencukupi
- Tekanan yang terjadi pada tanah dasar fondasi tidak boleh melebihi kapasitas dukung izin.

a. Stabilitas *abutment* terhadap pergeseran



Gambar 5.88 Stabilitas Abutment Terhadap Geser Arah Memanjang

Perhitungan stabilitas terhadap pergeseran pada arah x adalah sebagai berikut.

$$\text{Jumlah gaya vertikal ekstrem I (P)} = 13997,100 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah gaya horizontal } (\sum P_h) = 7796,114 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitas dukung lateral izin (H}_{izin}) = 163,483 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar } abutment \text{ arah memanjang (Bx)} = 7 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } abutment \text{ arah melintang (By)} = 10,7 \text{ m}$$

$$\text{Sudut gesek dalam } pile \text{ cap } (\phi) = 30^\circ$$

$$\text{Koheesi tanah } pile \text{ cap } (C) = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Faktor adhesi (a}_d) = 2/3$$

$$\text{Faktor aman (SF)} = 2$$

$$\text{Persen kelebihan beban yang diijinkan (k)} = 50\%$$

Sudut gesek antara tanah dan dasar *abutment*

$$\begin{aligned} \delta_b &= 2/3 \phi \\ &= 2/3 \cdot 30^\circ \\ &= 20^\circ \end{aligned}$$

Adhesi antara tanah dan dasar *abutment*

$$\begin{aligned} c_a &= a_d \times c \\ &= 2/3 \times 200 \\ &= 133,333 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tahanan terhadap geser

$$\begin{aligned} \sum R_h &= c_a \times B + P \times \tan \delta_b (1+k) + H_{izin} \\ &= 133,333 (7 \times 10,7) + 13997,1 \times \tan(20^\circ) \times (1+50\%) \\ &\quad + 163,483 \\ &= 17791,941 \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap geser

$$\begin{aligned} SF_{gs} &= \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \\ &= \frac{17791,941}{7796,114} \\ &= 2,282 > 2 \quad \text{AMAN} \end{aligned}$$

Tabel 5.55 Stabilitas Terhadap Pergeseran Abutment Arah Memanjang

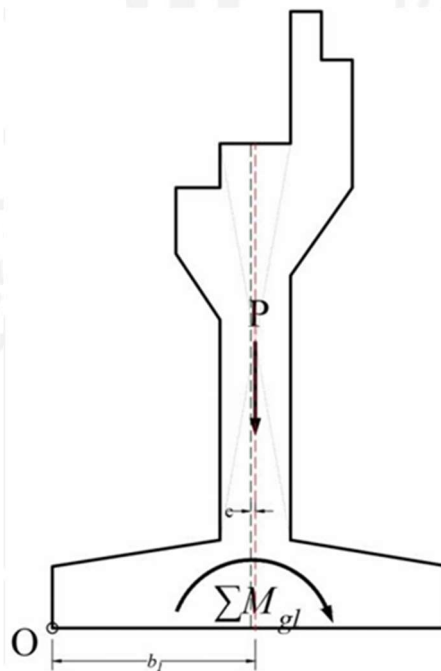
Kombinasi	P	T _x	K	$\sum R_h$	SF _{gs}
	kN	kN		kN	
Ekstrem I	13997,1	7796,1138	50%	17791,9	2,28216
Layan 1	15421,12	4048,2636	0%	15763	3,89376
Layan 2	15763,94	4105,3761	25%	17322,2	4,21938
Layan 3	14634,66	4010,1886	25%	16808,4	4,19142
Layan 4	13039,48	3857,8886	40%	16794,5	4,35329

Tabel 5.56 Stabilitas Terhadap Pergeseran Abutment Arah Melintang

Kombinasi	P	T _y	K	$\sum R_h$	SF _{gs}
	kN	kN		kN	
Ekstrem I	13997,1	1742,5248	50%	17791,9	10,2104
Layan 1	15421,12	260,75764	0%	15763	60,4507
Layan 2	15763,94	0	25%	17322,2	-
Layan 3	14634,66	0	25%	16808,4	-
Layan 4	13039,48	608,4345	40%	16794,5	27,6028

b. Stabilitas *abutment* terhadap penggulingan

1) Arah X (memanjang jembatan)

**Gambar 5.89 Stabilitas Terhadap Guling Arah Memanjang**

Perhitungan stabilitas terhadap penggulingan pada arah x adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah gaya vertical ekstrem I (P)} &= 13997,100 \text{ kN} \\
 \text{Eksentrisitas (e)} &= 0,1 \text{ m} \\
 \text{Lebar abutment arah memanjang (Bx)} &= 7 \text{ m} \\
 \text{Momen penyebab guling ekstrem I } (\Sigma M_{gl}) &= 28009,866 \text{ kNm} \\
 \text{Momen maksimum bored pile } (M_{max}) &= 2016,268 \text{ kNm} \\
 \text{Faktor aman (SF)} &= 2 \\
 \text{Persen kelebihan beban yang diijinkan (k)} &= 50\% \\
 \text{Jarak titik guling terhadap titik O}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_1 &= e + \frac{Bx}{2} \\
 &= 0,1 + \frac{7}{2} \\
 &= 3,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen penahan guling

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_w &= (P \times b_1) \times (1+k) + M_{max} \\
 &= (13997,100 \times 3,6) \times (1 + 50\%) + 2016,268 \\
 &= 77600,610 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

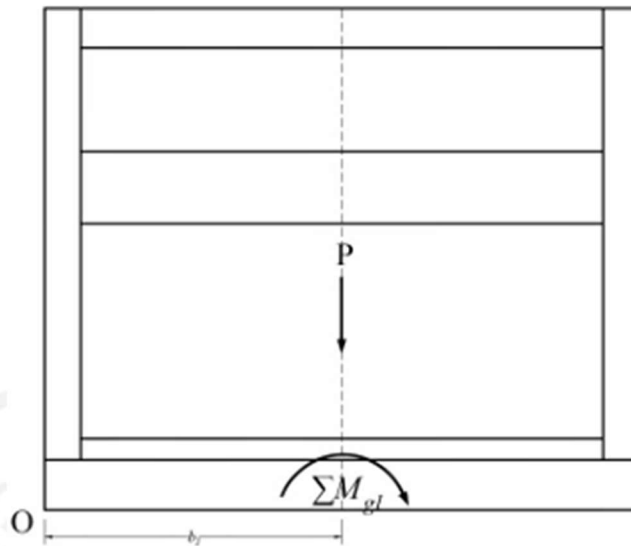
Stabilitas terhadap guling arah memanjang

$$\begin{aligned}
 SF_{gl} &= \frac{\Sigma M_w}{\Sigma M_{gl}} \\
 &= \frac{77600,610}{28009,866} \\
 &= 2,77 > 2 \quad \text{AMAN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.57 Stabilitas Terhadap Penggulingan Abutment Arah Memanjang

Kombinasi	P	Mx	K	ΣM_w	SF _{gl}
	kN	kNm		kNm	
Ekstrem I	13997,1	28009,866	50%	77600,6	2,77047
Layan 1	15421,12	9395,27	0%	57532,3	6,12354
Layan 2	15763,94	9843,0835	25%	72954	7,4117
Layan 3	14634,66	9137,399	25%	67872,2	7,42796
Layan 4	13039,48	8008,3038	40%	67735,2	8,45812

2) Arah Y (melintang jembatan)

**Gambar 5.90 Stabilitas Terhadap Guling Arah Melintang**

Perhitungan stabilitas terhadap penggulingan pada arah y adalah sebagai berikut

Jumlah gaya vertikal ekstrem I (P) = 13997,100 kN

Lebar abutment arah memanjang (By) = 10,7 m

Momen penyebab guling ekstrem I (ΣM_{gi}) = 9932,391 kNm

Faktor aman (SF) = 2

Persen kelebihan beban yang diijinkan (k) = 50%

Jarak titik guling terhadap titik O

$$\begin{aligned} b_1 &= \frac{By}{2} \\ &= \frac{10,7}{2} \\ &= 5,35 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen penahan guling

$$\begin{aligned} \Sigma M_w &= (P \times b_1) \times (1+k) \\ &= (13997,100 \times 5,35) \times (1 + 50\%) \\ &= 112326,73 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Stabilitas terhadap guling arah melintang

$$\begin{aligned}
 SF_{gl} &= \frac{\sum Mw}{\sum Mgl} \\
 &= \frac{112326,73}{9932,391} \\
 &= 11,309 > 2 \quad \text{AMAN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.58 Stabilitas Terhadap Penggulingan Abutment Arah Melintang

Kombinasi	P	Mx	K	$\sum Mw$	SFgl
	kN	kNm		kNm	
Ekstrem I	13997,100	9932,391	50%	112326,73	11,309
Layan 1	15421,116	2333,781	0%	82502,969	35,352
Layan 2	15763,942	0	25%	105421,366	-
Layan 3	14634,662	0	25%	97869,306	-
Layan 4	13039,477	5445,489	40%	97665,684	17,935

c. Stabilitas terhadap kapasitas dukung izin

Kontrol stabilitas terhadap kapasitas dukung izin pada satu *bored pile* dan kelompok *bored pile* dapat dilihat pada tabel dibawah ini

Tabel 5.59 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Satu Bored Pile

Kombinasi	P	Mx	My	P_{max}	Q_{izin}	Keterangan
	kN	kNm	kNm	kN	kN	$P_{maks} < Q_{izin}$
Ekstrem I	13997,1	28009,866	9932,39	1816,19	2765,61	AMAN
Layan I	15421,12	9395,27	2333,78	1555,01	2765,61	AMAN
Layan II	15763,94	9843,083	0	1723,79	2765,61	AMAN
Layan III	14634,66	9137,399	0	1600,28	2765,61	AMAN
Layan IV	13039,48	8008,304	5445,49	1136,68	2765,61	AMAN

Tabel 5.60 Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Kelompok *Bored Pile*

Kombinasi	P	M_x	M_y	P_{max}	Q_{izin}	Keterangan
	kN	kNm	kNm	kN	kN	P_{maks} < Q_{izin}
Ekstrem I	13997,1	28009,866	9932,39	14536,8	23557	AMAN
Layan I	15421,12	9395,27	2333,78	15580,5	23557	AMAN
Layan II	15763,94	9843,0835	0	15877,9	23557	AMAN
Layan III	14634,66	9137,399	0	14740,4	23557	AMAN
Layan IV	13039,48	8008,304	5445,49	13250,3	23557	AMAN

7. Desain Tulangan *Bored Pile* dan *Pile Cap*

a. *Bored Pile*

1) Tulangan pokok

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser ultimit (V}_u\text{)} &= 13,624 \text{ kN} \\
 \text{Momen ultimit (M}_u\text{)} &= 56,007 \text{ kNm} \\
 \text{Diameter tulangan pokok (d}_p\text{)} &= 16 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan bagi (d}_b\text{)} &= 13 \text{ mm} \\
 \text{Kuat tekan beton (f}'_c\text{)} &= 28 \text{ MPa} \\
 \text{Kuat leleh baja} &= 420 \text{ MPa} \\
 \text{Faktor reduksi lentur (}\phi\text{)} &= 0,9 \\
 \text{Faktor reduksi tegang beton (}\beta_1\text{)} &= 0,85 \\
 \text{Tebal } \textit{bored pile} \text{ (h)} &= 800 \text{ mm} \\
 \text{Lebar yang diamati (b)} &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton (s}_b\text{)} &= 75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

i. Momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{56,007}{0,9} \\
 &= 62,231 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

ii. Menentukan tinggi efektif *wing wall* (d)

$$\begin{aligned}
 d &= h - s_b - \frac{1}{2}d_p \\
 &= 800 - 75 - \frac{1}{2}16 \\
 &= 717 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

iii. Menghitung nilai R_n

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{62,231}{1000 \cdot 717^2} \\ &= 0,121 \text{ MPa} \end{aligned}$$

iv. Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{f}{0,85 \cdot f'_c} \\ &= \frac{420}{0,85 \cdot 28} \\ &= 17,647 \end{aligned}$$

v. Menghitung rasio tulangan ρ

Berdasarkan SNI 2847 (2019), jika $f_y < 420 \text{ MPa}$, maka nilai

$$\rho_{min} = 0,0020$$

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 28}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,02833 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_{balance} \\ &= 0,75 \cdot 0,02833 \\ &= 0,01806 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1,4}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1,4}{17,647} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 17,647 \cdot 0,121}{420}} \right) \\ &= 0,00029 \end{aligned}$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min} < \rho_{max}$, maka rasio tulangan yang digunakan merupakan

$$\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,002$$

vi. Menghitung luas tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 717 \\ &= 1434,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

vii. Menhitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned} 3h &= 3 \times 800 \\ &= 1800 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $3h > 450 \text{ mm}$, maka digunakan batas maksimum 450 mm

$$\begin{aligned} S_{\text{pokok}} &= \frac{A_1 d \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \cdot 1000}{1434} \\ &= 140,211 \text{ mm} \\ &\approx 140 < 450 \text{ mm, OK} \end{aligned}$$

viii. Kontrol

$$\begin{aligned} A_{\text{pakai}} &= \frac{b}{S_{\text{pakai}}} \times A_1 d \\ &= \frac{1000}{140} \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 \\ &= 1436,157 \text{ mm} \end{aligned}$$

$A_{\text{pakai}} > A_s$, OK

Maka penulangan pokok *bored pile* digunakan ialah **D16 - 140**

2) Tulangan geser

a) Gaya geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 1000 \times 717 \times 10^{-3} \\ &= 632,336 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 632,336 \\ &= 474,251 \text{ kN} > 13,624 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dikarenakan $\phi V_c > V_u$ maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

c) Jarak tulangan geser minimum

$$\begin{aligned} (1) 0,5 h_c &= 0,5 \times 800 \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

(2) 300 mm.

Maka digunakan tulangan geser **D13- 300**

b. *Pile cap*

1) Rekapitulasi beban

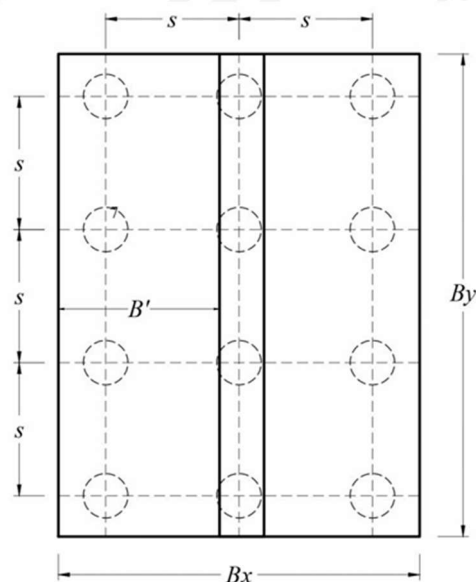
Kombinasi beban yang digunakan pada perhitungan tulangan pile cap pilar adalah kombinasi kuat dan ekstrem I.

Tabel 5.61 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Tepi *Pile Cap*

Kombinasi	P (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	H _x (kN)	H _y (kN)
Kuat I	20787,1	8838,938	0	4592,69	0
Kuat II	19883,6	8274,39	0	4516,54	0
Kuat III	17145	6298,474	10891	4250,02	1216,87
Kuat IV	16721,7	6298,474	0	4250,02	0
Kuat V	16842,6	6750,964	3111,71	1960,64	347,677
Ekstrem I	13997,1	28009,87	9932,39	7796,11	1742,52

2) Perhitungan momen dan gaya geser

a) Momen ultimit rencana



Gambar 5.91 Momen Ultimit *Pile Cap*

Gaya tekan ultimit (P_u) = 20787,1 kN

Lebar Penampang kritis (B') = 2,9 m

Berat *pile cap* pada penampang kritis 1

$$\begin{aligned} q_1 &= 24 \times \left(\frac{1+7}{2}\right) \times 0,6 \\ &= 57,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berat *pile cap* pada penampang kritis 2

$$\begin{aligned} q_2 &= 24 \times 7 \times 1,2 \\ &= 201,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Total berat *pile cap* pada penampang kritis

$$\begin{aligned} q &= q_1 + q_2 \\ &= 57,6 + 201,6 \\ &= 259,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Momen ultimit rencana

$$\begin{aligned} M_u &= 2 \times \left(\frac{P_u}{n} \times s\right) \times \frac{1}{2} q \times B' \\ &= 2 \times \left(\frac{20787,1}{12} \times 2,4\right) \times \frac{1}{2} \times 259,2 \times 2,9 \\ &= 7938,987 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen ultimit rencana per meter

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{7938,987}{10,7} \\ &= 741,9614036 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Gaya geser rencana

$$\text{Gaya tekan ultimit (Pu)} = 20787,1 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang } \textit{pile cap} (A) &= 7 \times 10,7 \\ &= 74,9 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} (Bx) = 7 \text{ m}$$

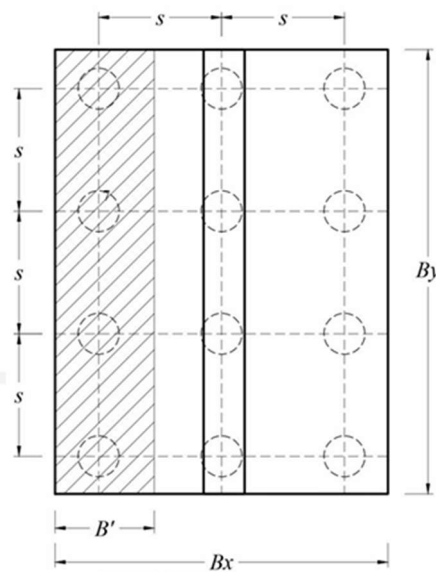
$$\text{Tinggi } \textit{pile cap} (h) = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Selimut beton (sb)} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok (dp)} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif } \textit{pile cap} (d) &= h - sb - \frac{1}{2}dp \\ &= 1,8 - 0,075 - \frac{1}{2} \times 0,019 \\ &= 1,7125 \end{aligned}$$

i. Satu arah



Gambar 5.92 Gaya Geser Ultimit Satu Arah

Lebar penampang kritis

$$\begin{aligned} B' &= Bx - \left(\frac{Bx}{2} + \frac{\text{Leba kolom}}{2} + d \right) \\ &= 7 - \left(\frac{7}{2} + \frac{1}{2} + 1,7125 \right) \\ &= 1,2875 \text{ m} \end{aligned}$$

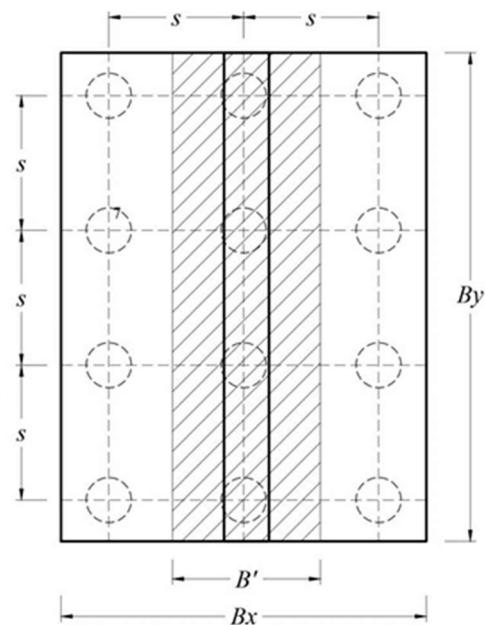
Gaya geser ultimit rencana

$$\begin{aligned} V_{u1} &= \frac{P_u}{A} \times B_y \times B' \\ &= \frac{20787,068}{74,9} \times 10,7 \times 1,2875 \\ &= 3823,336 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit per meter

$$\begin{aligned} V_{ux} &= \frac{3823,336}{10,7} \\ &= 357,321 \text{ kN} \end{aligned}$$

ii. Dua arah

**Gambar 5.93 Gaya Geser Ultimit Dua Arah**

Lebar penampang kritis

$$\begin{aligned}(B') &= \text{Lebar kolom} + d \\ &= 1 + 1,7125 \\ &= 2,7125 \text{ m}\end{aligned}$$

Gaya geser ultimit rencana

$$\begin{aligned}V_{u2} &= \frac{P_u}{A} \times (B_x \cdot B_y - B' \cdot B_y) \\ &= \frac{20787,068}{74,9} \times (10,7 \times 7 - 2,7125 \times 10,7) \\ &= 12732,07887 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya geser ultimit per meter

$$\begin{aligned}V_{uy} &= \frac{12732,07887}{10,7} \\ &= 1189,914 \text{ kN}\end{aligned}$$

3) Tulangan pokok

$$\text{Momen ultimit (Mu)} = 741,961 \text{ kNm}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok (dp)} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan bagi (db)} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

Kuat leleh baja	= 420 MPa
Faktor reduksi lentur (ϕ)	= 0,9
Faktor reduksi tegang beton (β_1)	= 0,836
Tebal <i>pile cap</i> (h)	= 1800 mm
Lebar yang diamati (b)	= 1000 mm
Selimut beton (sb)	= 75 mm

a) Momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{741,961}{0,9} \\
 &= 824,402 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b) Menentukan tinggi efektif *wing wall* (d)

$$\begin{aligned}
 d &= h - sb - \frac{1}{2}dp \\
 &= 1800 - 75 - \frac{1}{2}25 \\
 &= 1712,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) Menghitung nilai R_n

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{824,402}{1000 \cdot 1712,5^2} \\
 &= 0,281 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

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

Berdasarkan SNI 2847 (2019), jika $f_y < 420 \text{ MPa}$, maka nilai

$$\rho_{min} = 0,0020$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{balance} &= \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \cdot 0,836 \cdot 30}{420} \times \frac{600}{600 + 4}
 \end{aligned}$$

$$= 0,02985$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_{balance}$$

$$= 0,75 \cdot 0,02985$$

$$= 0,01613$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1,4}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f}} \right)$$

$$= \frac{1,4}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 16,471 \cdot 0,281}{420}} \right)$$

$$= 0,00067$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min} < \rho_{max}$, maka rasio tulangan yang digunakan

merupakan $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,002$

f) Menghitung luas tulangan pokok

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 1712,5$$

$$= 3425,00 \text{ mm}^2$$

g) Menhitung jarak tulangan pokok

$$3h = 3 \times 1800$$

$$= 5400 \text{ mm}$$

Karena $3h > 450 \text{ mm}$, maka digunakan batas maksimum 450

mm

$$S_{pokok} = \frac{A_1 d \cdot b}{A_s}$$

$$= \frac{\frac{\pi}{4} 25^2 \cdot 1000}{3425}$$

$$= 143,321 \text{ mm}$$

$$\approx 140 < 450 \text{ mm, OK}$$

h) Kontrol

$$A_{Spakai} = \frac{b}{S_{pakai}} \times A_1 d$$

$$= \frac{1000}{140} \times \frac{\pi}{4} \times 25^2$$

$$= 3506,242 \text{ mm}$$

$A_{Spakai} > A_s$, OK

Maka penulangan pokok pelat yang digunakan ialah

D25 - 140

4) Tulangan geser

a) Satu arah

Gaya geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1712,5 \times 10^{-3} \\ &= 1172,469 \text{ kN} > V_{ux} = 357,321 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena $\phi V_c > V_{ux}$, maka tulangan geser satu arah digunakan tulangan geser minimum yaitu D19-140

b) Dua arah

$$\begin{aligned}\text{Kelling kritis } (b_0) &= (2 \times B') + (2 \times b) \\ &= (2 \times 2,712) + (2 \times 1000) \\ &= 7425 \text{ mm} \\ \text{Panjang kolom arah x } (b_7) &= 1000 \text{ mm} \\ \text{Panjang kolom arah y } (h_7) &= 10700 \text{ mm} \\ \text{Perbandingan sisi kolom } (\beta_c) &= \frac{b_7}{h_7} \\ &= \frac{1000}{10700} \\ &= 0,093457944\end{aligned}$$

$$\text{Nilai } \lambda \text{ beton normal} = 1$$

$$\text{Nilai } \lambda_s = 40$$

Gaya geser yang mampu ditahan beton:

- $$\begin{aligned}V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_0 \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{0,0935} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 7425 \times 1712,5 \times 10^{-3} \\ &= 265206,769 \text{ kN}\end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}V_{c2} &= 0,083 \left(2 + \frac{\lambda_s \times d}{b_0} \right) \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_0 \times d \\ &= 0,083 \left(2 + \frac{40 \times 1712,5}{7425} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 7425 \times 1712,5 \times 10^{-3} \\ &= 64889,571 \text{ kN}\end{aligned}$$

- $$V_{c3} = 0,33 \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_0 \times d$$

$$= 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 7425 \times 1712,5 \times 10^{-3}$$

$$= 22982,729 \text{ kN}$$

Digunakan $V_c = 22982,729 \text{ kN}$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c > V_{uy}$$

$$= 0,75 \times 22982,729$$

$$= 17237,04712 \text{ kN} > 1189,914$$

Karena $\phi V_c > V_{uy}$, maka tulangan geser dua arah digunakan tulangan geser minimum yaitu **D19-140**

8. Rekapitulasi Penulangan *Bored Pile* dan *Pile Cap*

Berikut ini merupakan hasil desain penulangan *bored pile* dan *pile cap*

Tabel 5.62 Rekapitulasi Penulangan *Bored Pile* dan *Pile Cap*

No	Jenis struktur	Jenis Tulangan	
		Tul. Pokok	Tul. Geser
		(mm)	(mm)
1	<i>Bored pile</i>	D16 - 140	D13 - 140
2	<i>Pile cap</i>	D25 - 140	D19 - 140

5.2.3 Rekapitulasi Penulangan *Abutment*

Rekapitulasi desain tulangan abutment dan fondasi abutment dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.63 Rekapitulasi Penulangan pada Abutment

No	Jenis struktur	Jenis Tulangan			
		Tul. Pokok	Tul. Bagi	Tul. Geser	Tul Pengekang
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	<i>Breast wall</i>	D25-190		D16-300	D13-360/360
2	<i>Wing Wall</i>	D16 - 220	D13 - 290	D13-250	
3	<i>Back Wall</i>	D16 - 300	D13 - 300	D13-175	
4	<i>Corbel</i>	D16 - 180	D13 - 240	D13-300	
5	<i>Bored pile</i>	D16 - 140		D13 - 140	
6	<i>Pile cap</i>	D25 - 140		D19 - 140	

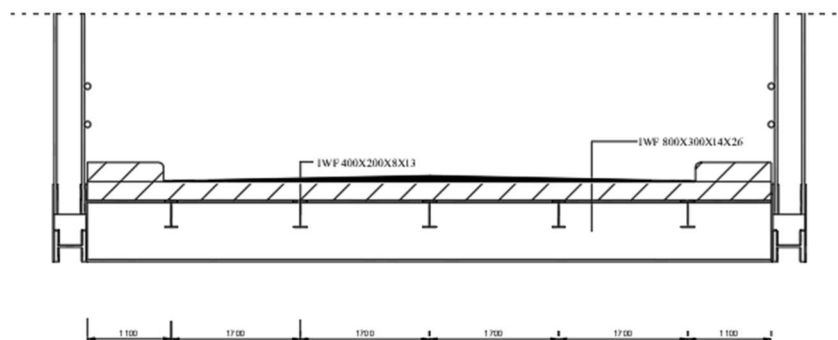
5.3 Pembahasan

Perencanaan struktur atas jembatan dilakukan berdasarkan pada beban-beban kerja yang dipikul di atasnya. Semua bagian pada struktur atas dihitung menggunakan metode LRFD yang telah dibahas sebelumnya sehingga kekuatan komponen pada struktur atas dapat dipastikan mampu menahan beban yang dipikul.

Adapun pada fondasi perhitungan dilakukan dalam kondisi batas layan. Hal ini dikarenakan fondasi harus direncanakan dalam kondisi elastik atau tidak boleh mengalami kegagalan sama sekali.

5.3.1 Gelagar Jembatan

Perencanaan profil dan dimensi gelagar jembatan diambil dari nilai kapasitas lentur dan kapasitas geser paling besar dari hasil analisis beban. Dengan demikian profil yang digunakan memiliki dimensi yang seragam yang tentu akan memudahkan proses pekerjaan.



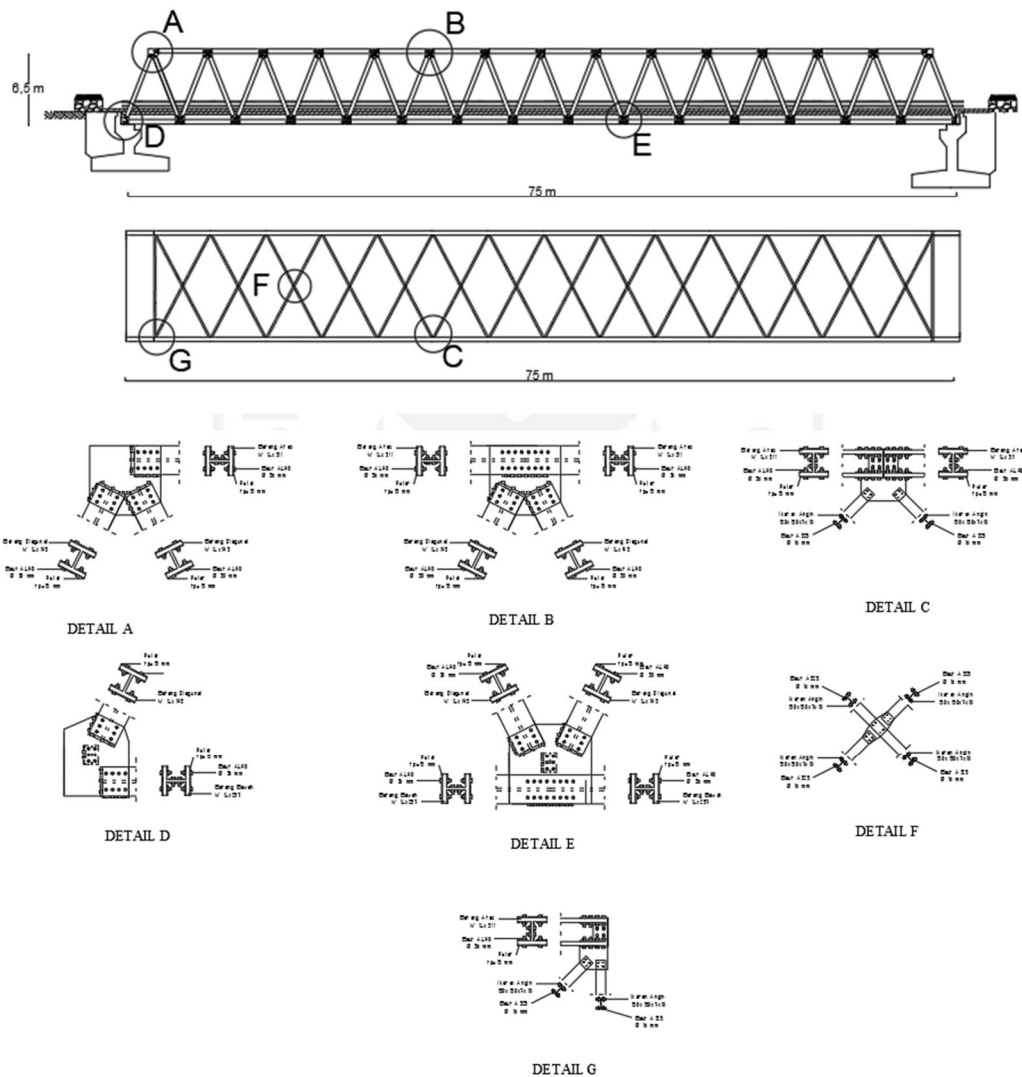
Gambar 5. 94 Gelagar Jembatan

5.3.2 Rangka Jembatan dan Sambungan Rangka

Rangka utama dan ikatan angin direncanakan berdasarkan kapasitas tarik dan kapasitas tekan. Adapun dalam perencanaan profil dan dimensi pada rangka utama juga diambil dari nilai kapasitas tarik dan tekan terbesar dari hasil analisis beban. Profil baja yang digunakan adalah profil IWF dan W dengan tinggi dan lebar yang sama. Dipilihnya profil IWF dan W yang memiliki tinggi dan lebar yang sama diharapkan dapat menghasilkan luasan tarik/tekan yang lebih besar sehingga mampu menahan beban yang bekerja.

Sistem sambungan yang digunakan adalah sambungan baut. Dipilihnya

tipe sambungan ini dikarenakan batang-batang yang terdapat pada sistem rangka baja hanya menghasilkan kapasitas tarik atau tekan saja sehingga cukup digunakan sambungan sederhana. Adapun tipe baut yang digunakan adalah baut mutu tinggi A490 dan A325 dengan diameter lubang standar. Detail sambungan dapat dilihat pada Lampiran 4 Gambar Detail Struktur.



Gambar 5. 95 Rangka Jembatan dan Sambungan Rangka

5.3.3 Abutment

Pada perencanaan Jembatan Panjang-Pegunungan, abutment yang digunakan memiliki dimensi yang berbeda antara abutment kiri dan kanan. Hal ini dikarenakan topografi di kedua lokasi abutment berbeda. Adapun perhitungan dilakukan pada abutment yang memiliki dimensi paling besar yakni abutment kanan. Tipe abutment

Technical drawing of a building section showing structural details and dimensions. The drawing includes a cross-section of a building with a complex roofline and internal structure. Key dimensions and labels are as follows:

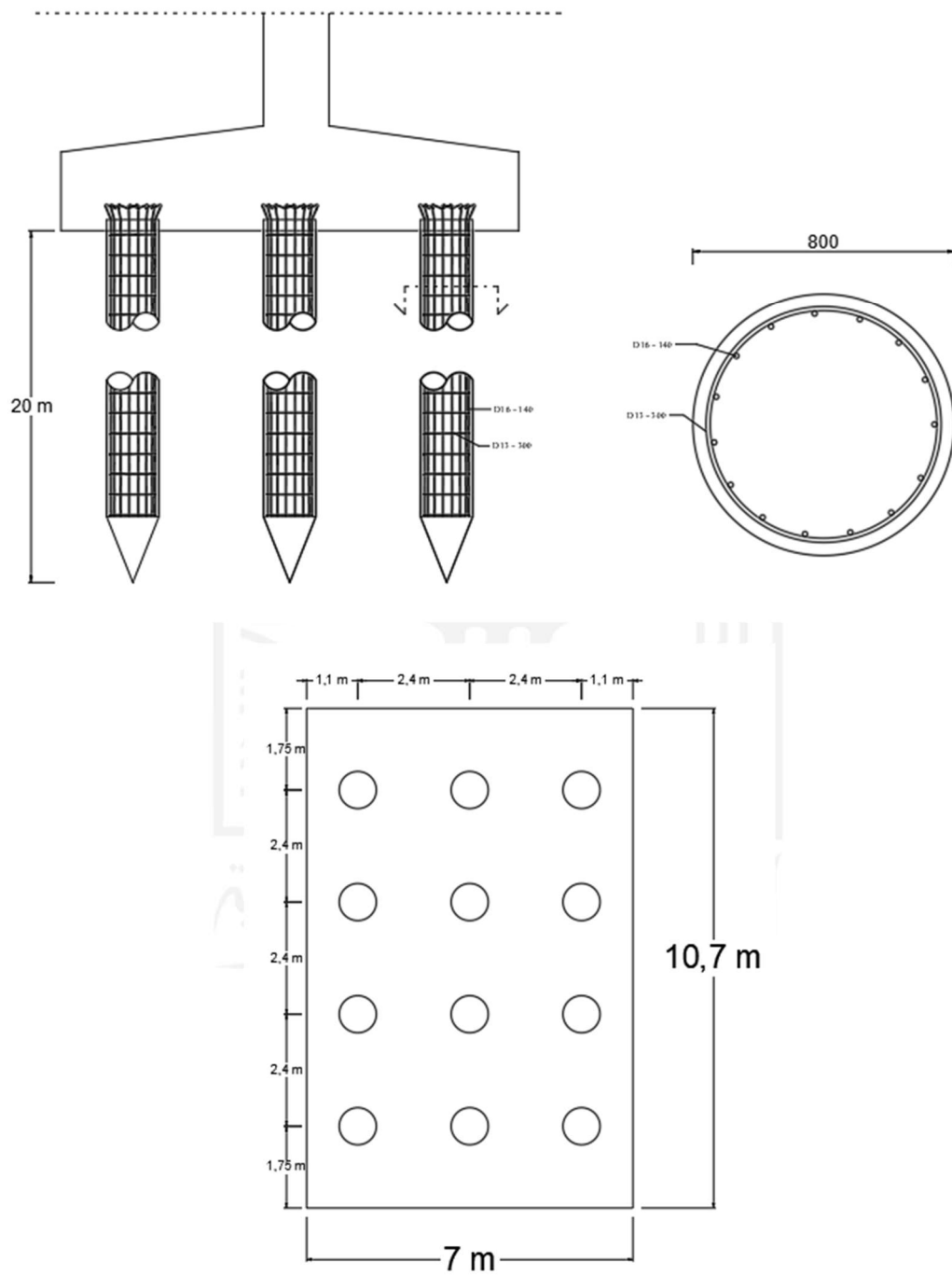
- Horizontal Dimensions (Top):** 600, 1000, 200, 350, 200.
- Vertical Dimensions (Left):** 1100, 500, 750, 800, 6800, 2050, 400, 1200.
- Vertical Dimensions (Right):** 400, 700, 700, 700, 5600, 2700, 400, 1200.
- Horizontal Dimensions (Bottom):** 3100, 1000, 2900, 500.
- Labels and Callouts:**
 - D13 - 350
 - D13 - 300
 - D16 - 300
 - D16 - 220
 - D13 - 300
 - D13 - 350
 - D16 - 300
 - D13 - 300
 - D13 - 350
 - D16 - 300
 - D13 - 300
 - D16 - 220
 - D13 - 250
 - D13 - 360/360
 - D25 - 190
 - D16 - 300
 - D25 - 140
 - D25 - 140
 - D16 - 360/360
 - D13 - 180
 - D13 - 300
 - D13 - 240
 - D13 - 250

Gambar 5. 96 *Abutment*

Gambar 5. 96 *Abutment*

Tipe fondasi yang digunakan dalam perencanaan Jembatan Panjang-Peganjaran adalah tipe bored pile. Selain mempertimbangkan lokasi jembatan yang berada di tengah-tengah pemukiman warga, pemilihan tipe fondasi bored pile juga dikarenakan tanah keras yang cukup dalam. Data pengujian tanah yang diperoleh pada perencanaan Jembatan Panjang-Peganjaran sebanyak tiga titik yakni; BM1 pada area abutment 2, BM2 pada area abutment 1. Adapun data tanah yang digunakan adalah data dengan kondisi tanah paling kritis yakni pada titik BM2 sehingga perencanaan struktur bawah Jembatan Panjang-Peganjaran mengacu pada data tanah di titik BM2. Adapun dari hasil pengujian didapatkan bahwa nilai N-SPT terbesar yang diperoleh yakni 40 pada kedalaman 25 meter. Mengingat bahwa berdasarkan teori, suatu propertis tanah dikatakan sebagai tanah keras apabila mencapai nilai N-SPT sebesar 60. Dengan demikian fondasi direncanakan memiliki

kedalaman melebihi 25 meter dengan harapan fondasi tersebut dapat mencapai tanah keras.



Gambar 5. 97 Pondasi

BAB VI

PENUTUPAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis dan perencanaan yang telah dilakukan dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut.

1. Struktur Atas Jembatan

- a. Pelat lantai yang digunakan adalah pelat beton bertulang dengan tebal 250 mm menggunakan tulangan pokok dan tulangan bagi masing- masing D16-190 dan D13-260.
- b. Gelagar memanjang menggunakan profil baja IWF 350x175x7x11 dipasang secara komposit dengan pelat lantai menggunakan shear stud diameter 19 mm sebanyak 28 buah pada masing- masing gelagar memanjang.
- c. Gelagar melintang menggunakan profil baja IWF 800x300x14x26
- d. Rangka utama menggunakan 3 jenis profil baja
 - 1) Batang atas menggunakan profil W 14x311
 - 2) Batang bawah menggunakan profil W 14x257
 - 3) Batang diagonal menggunakan profil W 14x193
- e. Ikatan angin menggunakan profil baja IWF 150x150x7x10
- f. Masing- masing komponen di atas dihubungkan menggunakan sistem sambungan baut mutu tinggi tipe A490 dan A325 dan disatukan pada pelat buhul dengan tebal 15 mm. Adapun diameter dan jumlah baut yang digunakan adalah :
 - 1) Batang atas : 36 mm (20 buah) mutu A490
 - 2) Batang bawah : 36 mm (20 buah) mutu A490
 - 3) Batang diagonal : 30 mm (12 buah) mutu A490
 - 4) Ikatan angin : 16 mm (8 buah) mutu A325
 - 5) Gelagar memanjang : 30 mm (6 buah) mutu A490

2. Struktur Bawah Jembatan

- a. Abutment yang digunakan adalah tipe T terbalik dengan lebar 7 x 10,7 m. Tinggi abutment kiri adalah 5 m dan abutment kanan adalah 7 m.
- b. Fondasi pada abutment menggunakan bored pile dengan diameter 0,8 m sebanyak 12 buah dengan panjang 20 meter.

6.2 Saran

Dari kesimpulan di atas dapat diusulkan beberapa saran guna melengkapi kekurangan yang ada dalam penelitian ini dan sebagai acuan untuk penelitian di masa mendatang.

1. Perlu dilakukan penelitian untuk tipe jembatan yang lain guna mengetahui tipe jembatan yang paling efektif untuk dibangun dan digunakan
2. Penelitian ini tidak mempertimbangkan perhitungan biaya sehingga diperlukan perhitungan menyeluruh untuk mengetahui perbandingan biaya yang digunakan.
3. Penelitian ini tidak mempertimbangkan perhitungan gempa di sekitar lokasi sesar sehingga perlu adanya perhitungan tersebut untuk mendapatkan hasil analisis yang lebih optimal.

DAFTAR PUSTAKA

- Asiyanto. 2005. Metode Konstruksi Jembatan Rangka Baja. UI-Press. Jakarta.
- Fahrudin, Kharis Alif. 2021. Perencanaan Jembatan Tanggulangin Pada Ruas Jalan Demak Kudus Dengan Sistem Rangka Baja. *Tugas Akhir*. Universitas Muhammadiyah Surakarta, Sukoharjo.
- Hardiyatmo, Hary Christandy. 2014. Analisis dan Perancangan Fondasi I. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, Hary Christandy. 2017. Mekanika Tanah I. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, Hary Christandy. 2018. Analisis dan Perancangan Fondasi II. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hidayat, Hastian Khoirul. 2022. Studi Perencanaan Jembatan Krandegan Desa Kalidawir Menggunakan Sistem Gelagar Baja IWF. *Tugas Akhir*. Universitas Kadiri, Kediri.
- Oentoeng. 1999. Konstruksi Baja. Andi. Yogyakarta..
- Rancangan Standarisasi Nasional. 2005. Perencanaan Stuktur Baja Untuk Jembatan (RSNI-T-03-2005). Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Safitri, Anis Matha. 2021. Studi Alternatif Perencanaan Jembatan Bongkot Dengan Menggunakan Struktur Rangka Baja Tipe Warren Truss Di Kabupaten Jombang. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Malang, Malang.
- Standar Nasional Indonesia. 2015. Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729:2015). Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia. 2016. Pembebanan Untuk Jembatan (SNI 1725:2016). Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia. 2016. Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833:2016). Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Supriyadi, Bambang dan Agus Setyo Muntohar. 2007. Jembatan. Beta Offset. Yogyakarta.

Yoga Afri Sugara, Wardi, dan Afrizal Naumar. 2022. Perencanaan Jembatan Rangka Baja Tipe Warren Truss Di Kota Padang. *Tugas Akhir*. Universitas Bung Hatta, Padang.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Surat Izin KESBANGPOL Kabupaten Kudus

PEMERINTAH KABUPATEN KUDUS
BADAN KESATUAN BANGSA DAN POLITIK
 Jalan. Simpang Tujuh No. 1 Kudus Kode Pos 59313
 Telepon (0291) 435010 Faks (0291) 435010
 E-mail : kesbangkds@gmail.com

REKOMENDASI PENELITIAN
 Nomor : 070/397/39.00/2022

Dasar : a. Peraturan Menteri Dalam Negeri Nomor 64 Tahun 2011 Tanggal 20 Desember 2011 tentang Pedoman Penerbitan Rekomendasi Penelitian sebagaimana telah diubah dengan Peraturan Menteri Dalam Negeri Nomor 7 Tahun 2014 Tanggal 21 Januari 2014 tentang Perubahan Atas Peraturan Menteri Dalam Negeri Nomor 64 Tahun 2011 tentang Pedoman Penerbitan Rekomendasi Penelitian;
 b. Peraturan Bupati Kabupaten Kudus Nomor 14 Tahun 2015 Tanggal 30 Maret 2015 tentang Pedoman Penerbitan Rekomendasi Penelitian di Kabupaten Kudus.

Memperhatikan : Surat Sekretaris Prodi Sarjana Teknik Sipil
 Nomor: 310/Sek. Prodi PSTS/20/TA/XII/2022 Tanggal 22 Desember 2022
 Perihal : Permohonan Izin Penelitian dan Pengambilan Data

Kepala Badan Kesatuan Bangsa dan Politik Kabupaten Kudus, memberikan rekomendasi kepada :

1. Nama : Bagus Andriansyah
2. Alamat : Dusun Demangan RT 008 RW 008, Desa Mijen, Kecamatan Kaliwungu, Kabupaten Kudus
3. Pekerjaan : Mahasiswa
 Untuk : Melakukan Penelitian dalam rangka menyusun karya ilmiah (Skripsi/Tesis/Tugas akhir, dsb) dengan rincian sebagai berikut :
 - a. Nama proposal : Kajian Ulang Struktur Bawah Jembatan Pengantaran Berdasarkan SNI 1725-2016 dan Beban Gempa 2833-2016
 - b. Tempat/Lokasi : Kabupaten Kudus
 - c. Bidang Penelitian : Teknik Sipil
 - d. Waktu Penelitian : Tanggal 23 Desember 2022 s/d 23 Juni 2023
 - e. Penanggungjawab : Dinia Anggraheni, M. Eng
 - f. Status Penelitian : Baru
 - g. Anggota Peneliti : -
 - h. Nama Lembaga : Universitas Islam Indonesia

Ketentuan yang harus ditaati adalah :

- a. Sebelum melakukan kegiatan terlebih dahulu melaporkan kepada Pejabat setempat / Lembaga Swasta yang akan dijadikan obyek lokasi penelitian;
- b. Pelaksanaan kegiatan dimaksud tidak disalahgunakan untuk tujuan yang dapat mengganggu kestabilan pemerintahan;
- c. Setelah pelaksanaan kegiatan dimaksud menyerahkan hasilnya kepada Kepala Kantor Kesatuan Bangsa dan Politik Kabupaten Kudus;
- d. Apabila masa berlaku Surat Rekomendasi ini sudah berakhir, sedang pelaksanaan kegiatan belum selesai, perpanjangan waktu harus diajukan kepada instansi pemohon dengan menyertakan hasil penelitian sebelumnya;
- e. Surat rekomendasi ini dapat diubah apabila di kemudian hari terdapat kekeliruan dan akan diadakan perbaikan sebagaimana mestinya.

Demikian rekomendasi ini dibuat untuk dipergunakan seperlunya.

Kudus, 23 Desember 2022
 Kepala Badan Kesatuan Bangsa dan Politik


MOHAMMAD FITRIYANTO, SSTE, MM
 Pembina Tk.1
 NIP. 19800812 200003 1 001

Gambar L-1. 1 Surat Izin KESBANGPOL Kabupaten Kudus

Lampiran 2 Lembar Disposisi Izin PUPR Kabupaten Kudus

PEMERINTAH KABUPATEN KUDUS
DINAS PEKERJAAN UMUM DAN PENATAAN RUANG

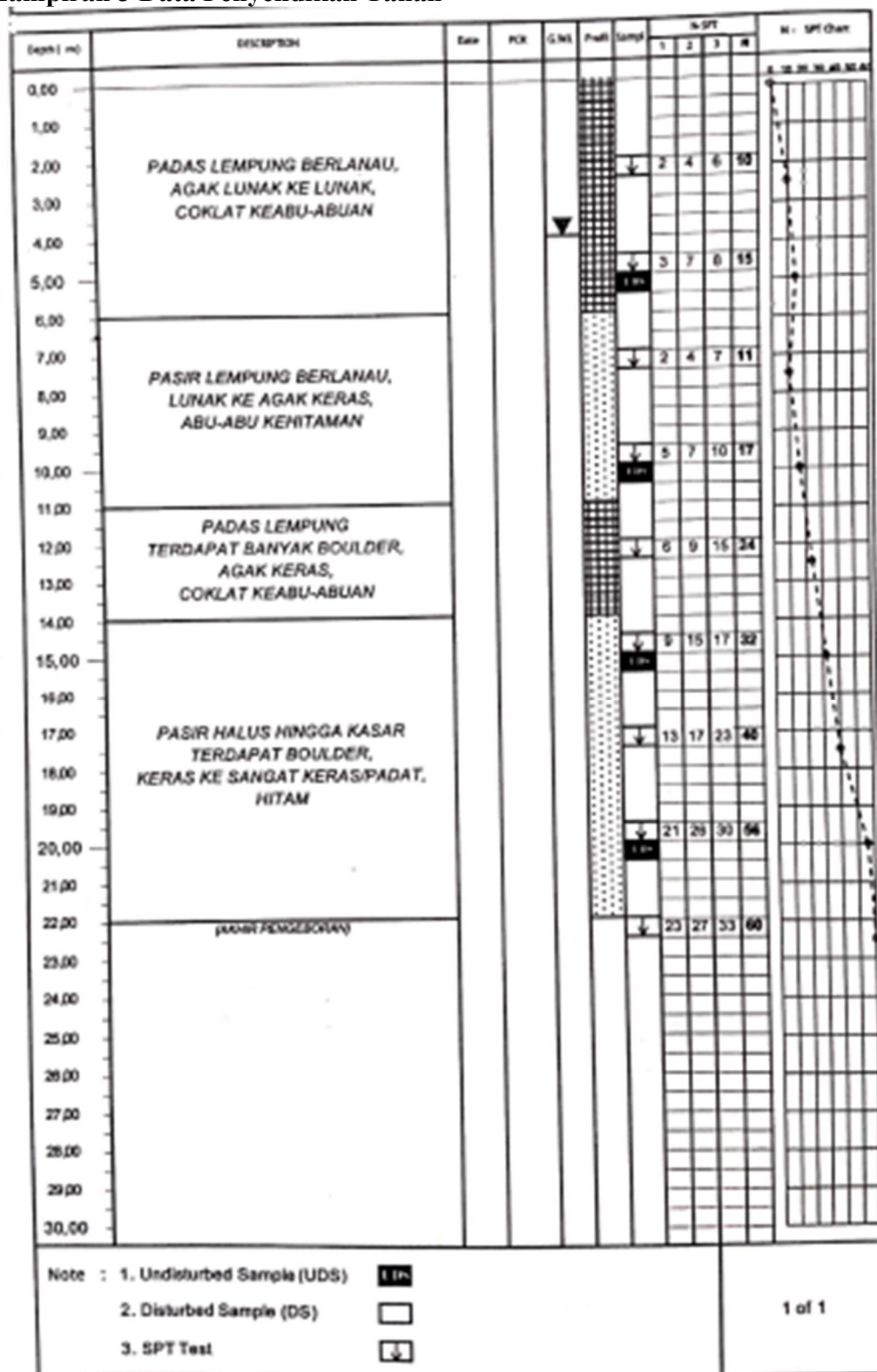
LEMBAR DISPOSISI

CATATAN						ISI DISPOSISI
No. Surat : 070 / 397 / 39.00 / 2022						1. Sekretaris Dinas 2. Bidang Bina Marga 3. Bidang SDA 4. Tata Bangunan dan Drainase 5. Bidang Penataan Ruang dan Pertanahan
Tanggal Surat : 23.12.2022						
Dari : 011						
Hal : 1210 penelitian						
Terima Tanggal : 28.12.22						
No. Agenda : 402						
Diteruskan kepada	Tanggal	Paraf	Diterima dari	Tanggal	Paraf	
						<i>Sekdin UPR</i> <i>D. Purno</i> <i>Ah. Kurniawan Wungu</i> <i>- Dg. Bismar</i> <i>- Hm</i>

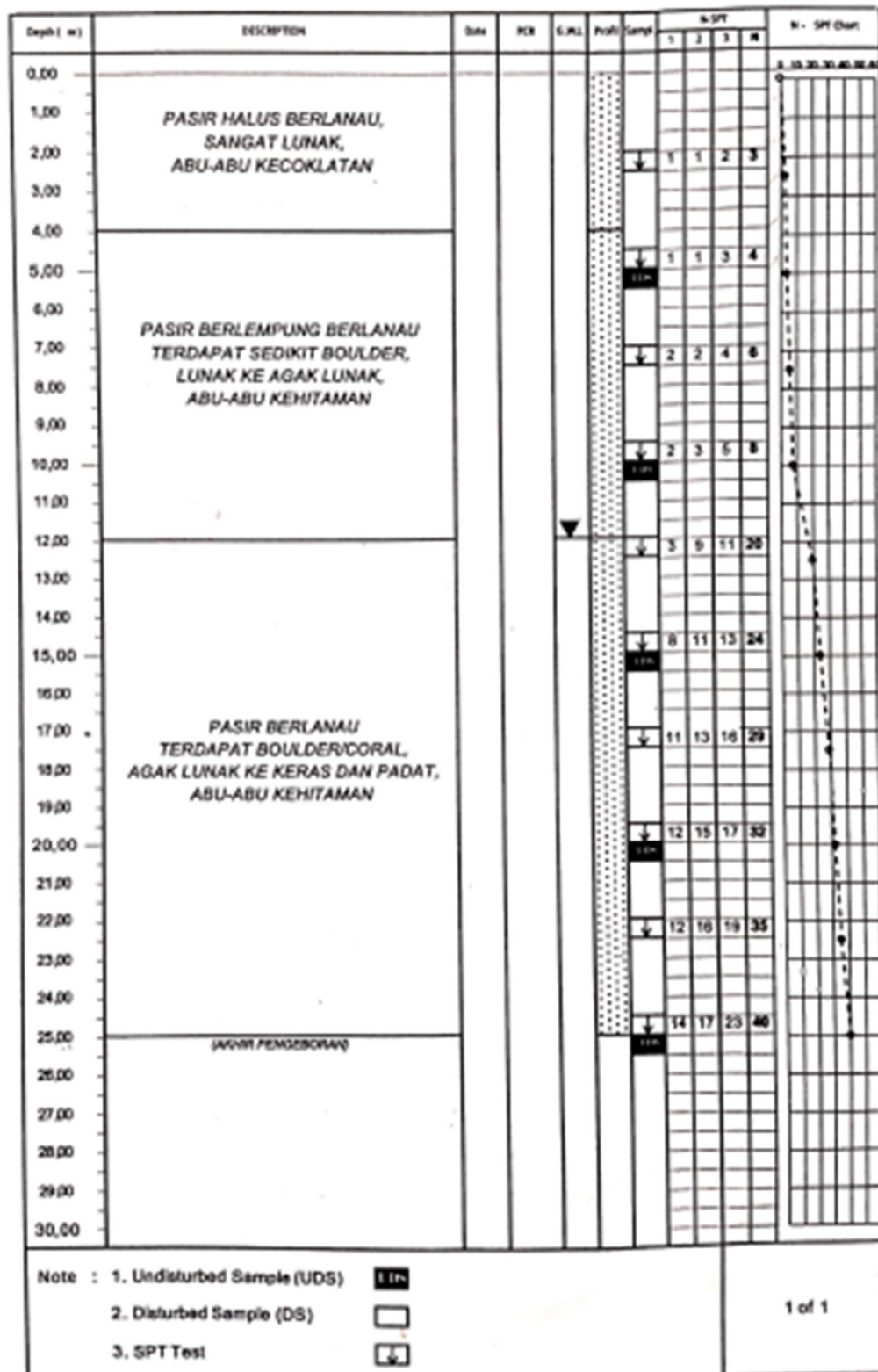
Ah. P. Supriyanto
Tg. Bambang Samai
Eksp. Hm

Gambar L-2.1 Lembar Disposisi Izin PUPR Kabupaten Kudus

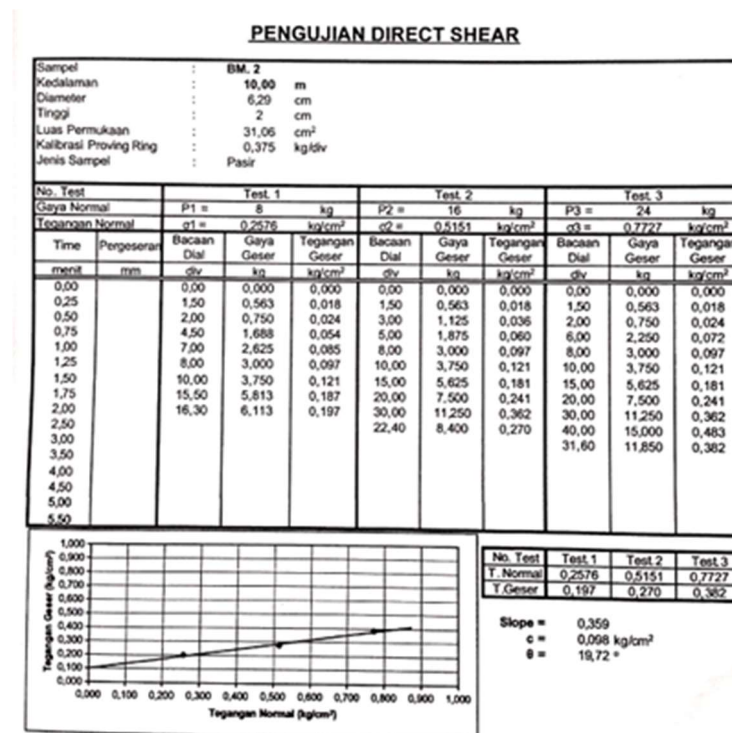
Lampiran 3 Data Penyelidikan Tanah



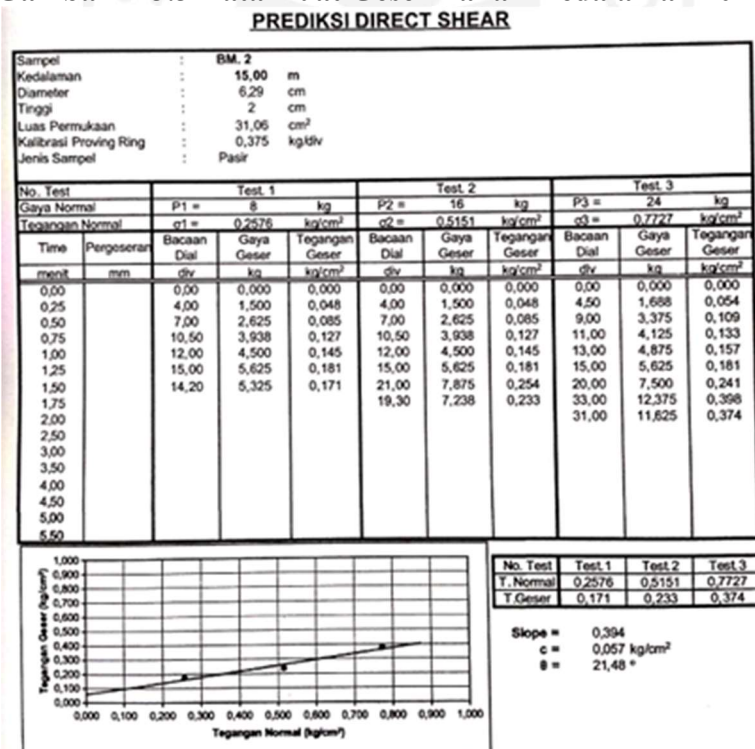
Gambar L-3.1 N-SPT Titik BM1



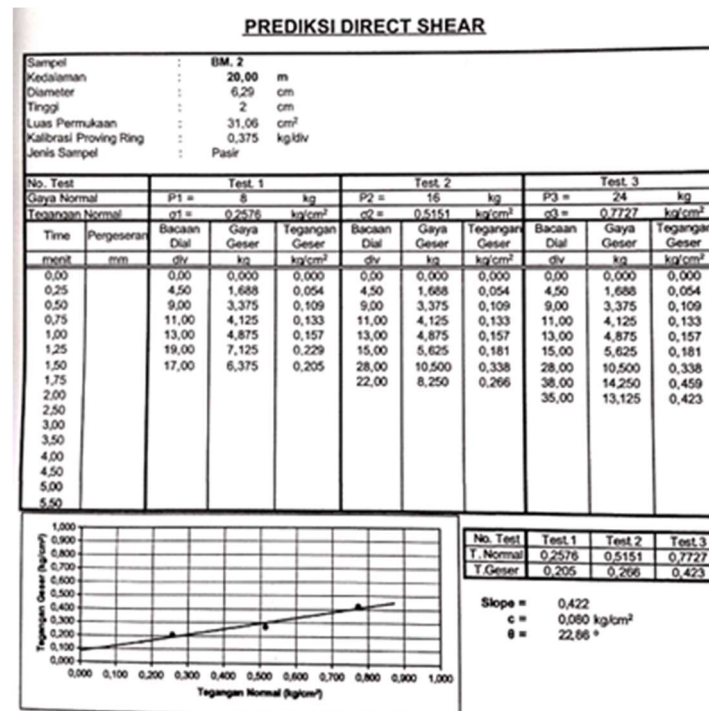
Gambar L-3.2 N-SPT Titik BM2



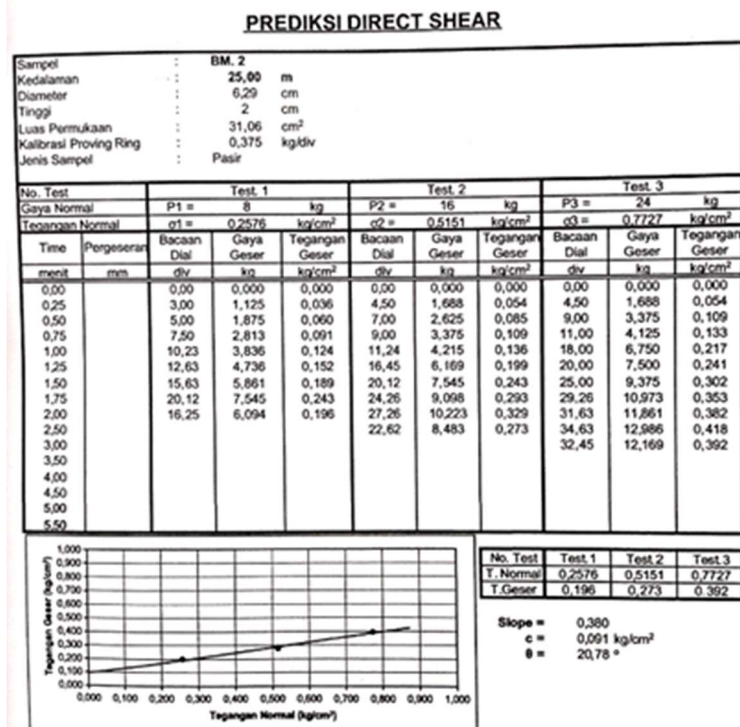
Gambar L-3.3 Data Kuat Geser Tanah Kedalaman 10 m



Gambar L-3.4 Data Kuat Geser Tanah Kedalaman 15 m

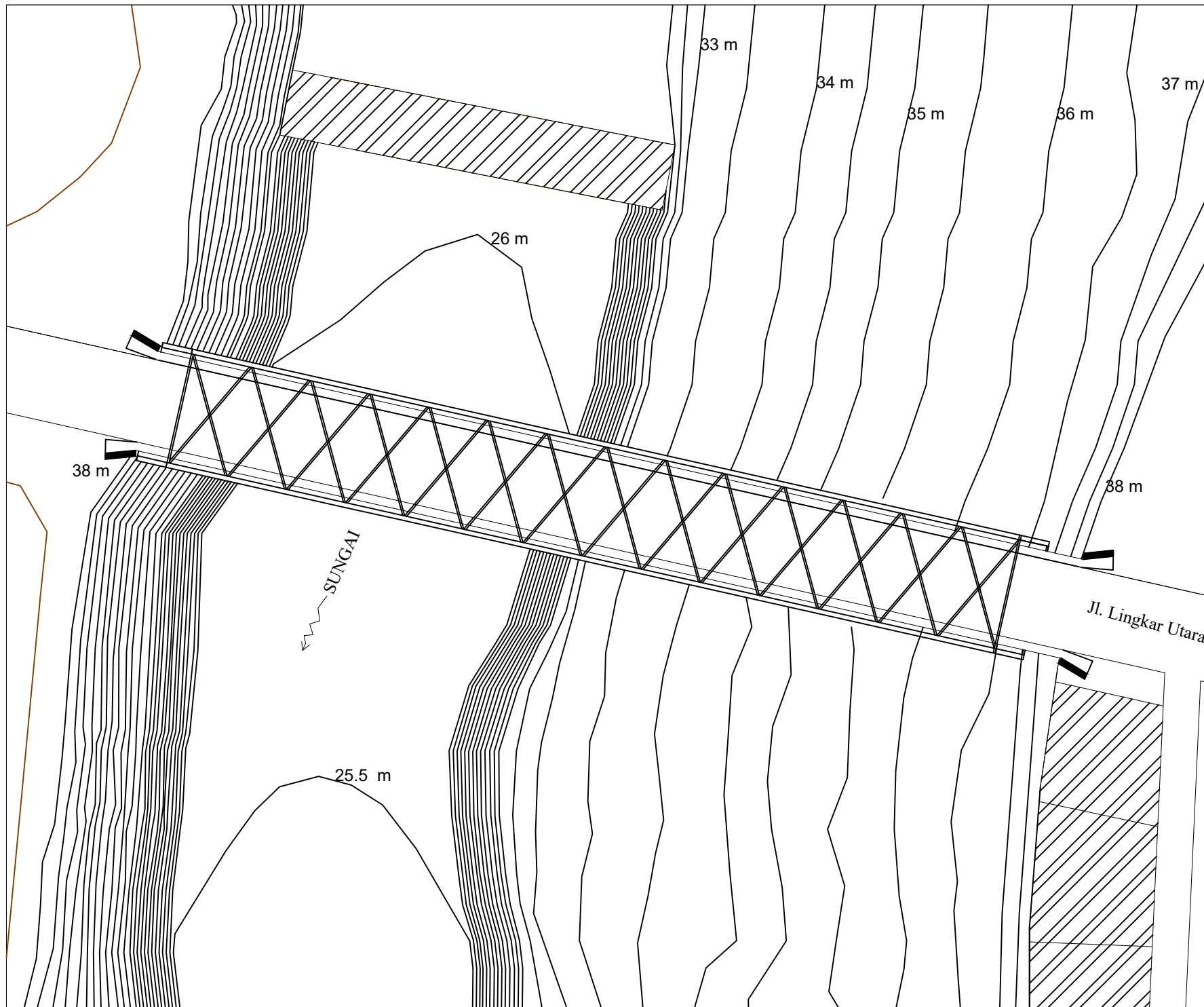


Gambar L-3.5 Data Kuat Geser Tanah Kedalaman 20 m



Gambar L-3.3 Data Kuat Geser Tanah Kedalaman 25 m

Lampiran 4 Gambar Detail Struktur



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN PANJANG-PEGANJARAN
KABUPATEN KUDUS MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA BAJA TIPE WARREN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :
TUGAS AKHIR

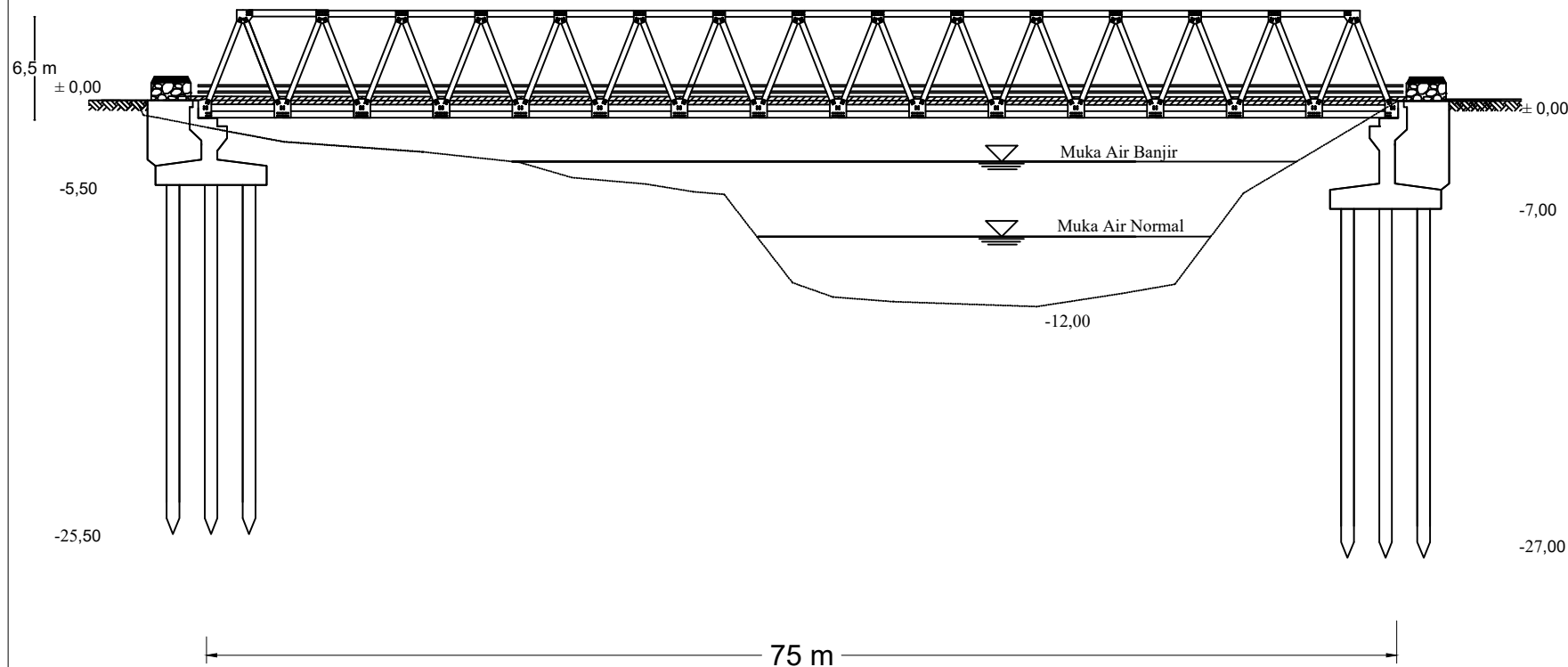
DIBUAT OLEH :

BAGUS ANDRIANSYAH 17511099

JUDUL GAMBAR :

SITE PLAN PERENCANAAN

HALAMAN :



POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN PANJANG-PEGANJARAN
KABUPATEN KUDUS MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA BAJA TIPE WARREN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :

TUGAS AKHIR

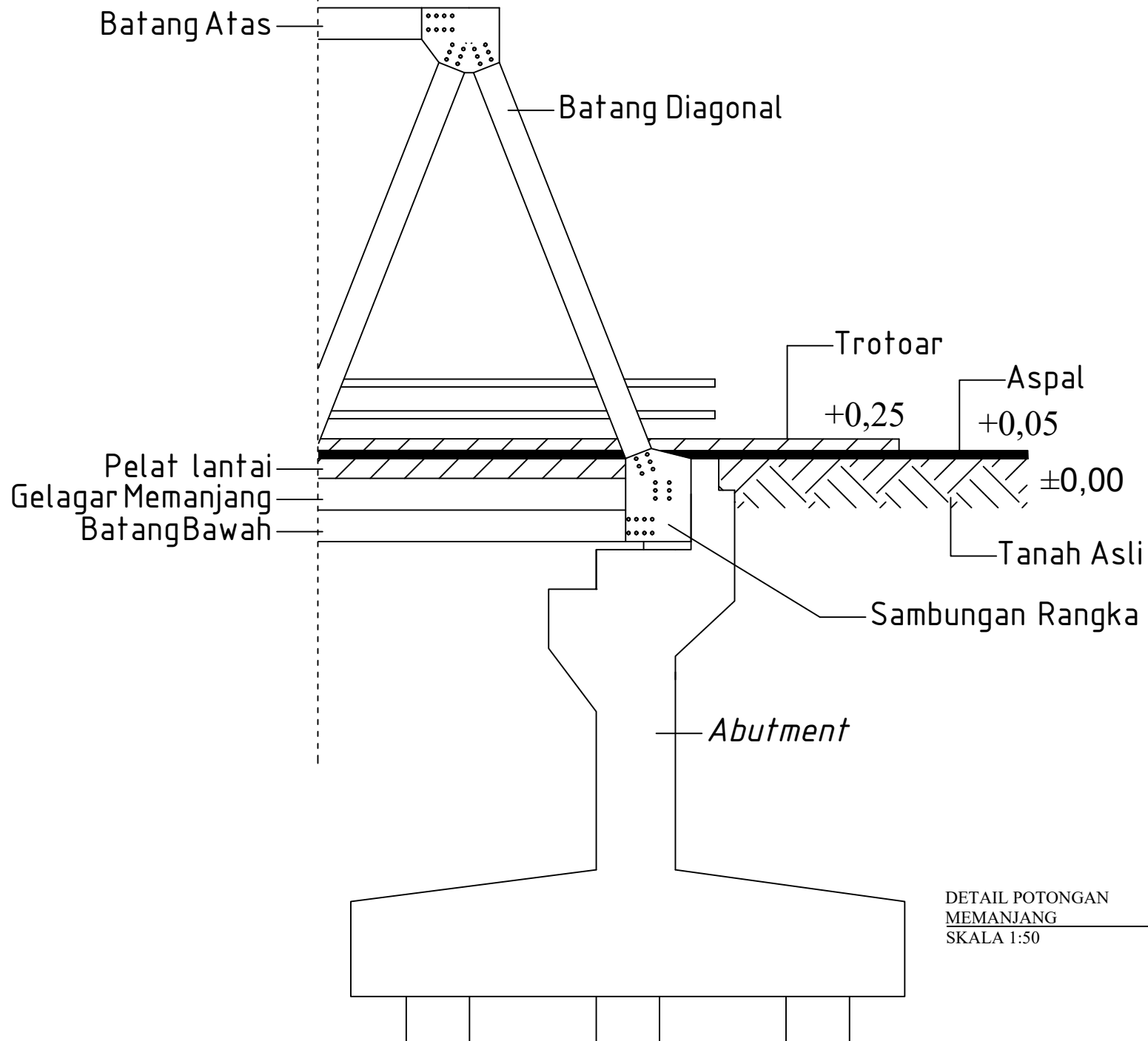
DIBUAT OLEH :

BAGUS ANDRIANSYAH 17511099

JUDUL GAMBAR :

POTONGAN MEMANJANG

HALAMAN :



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN PANJANG-PEGANJARAN
KABUPATEN KUDUS MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA BAJA TIPE WARREN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :

TUGAS AKHIR

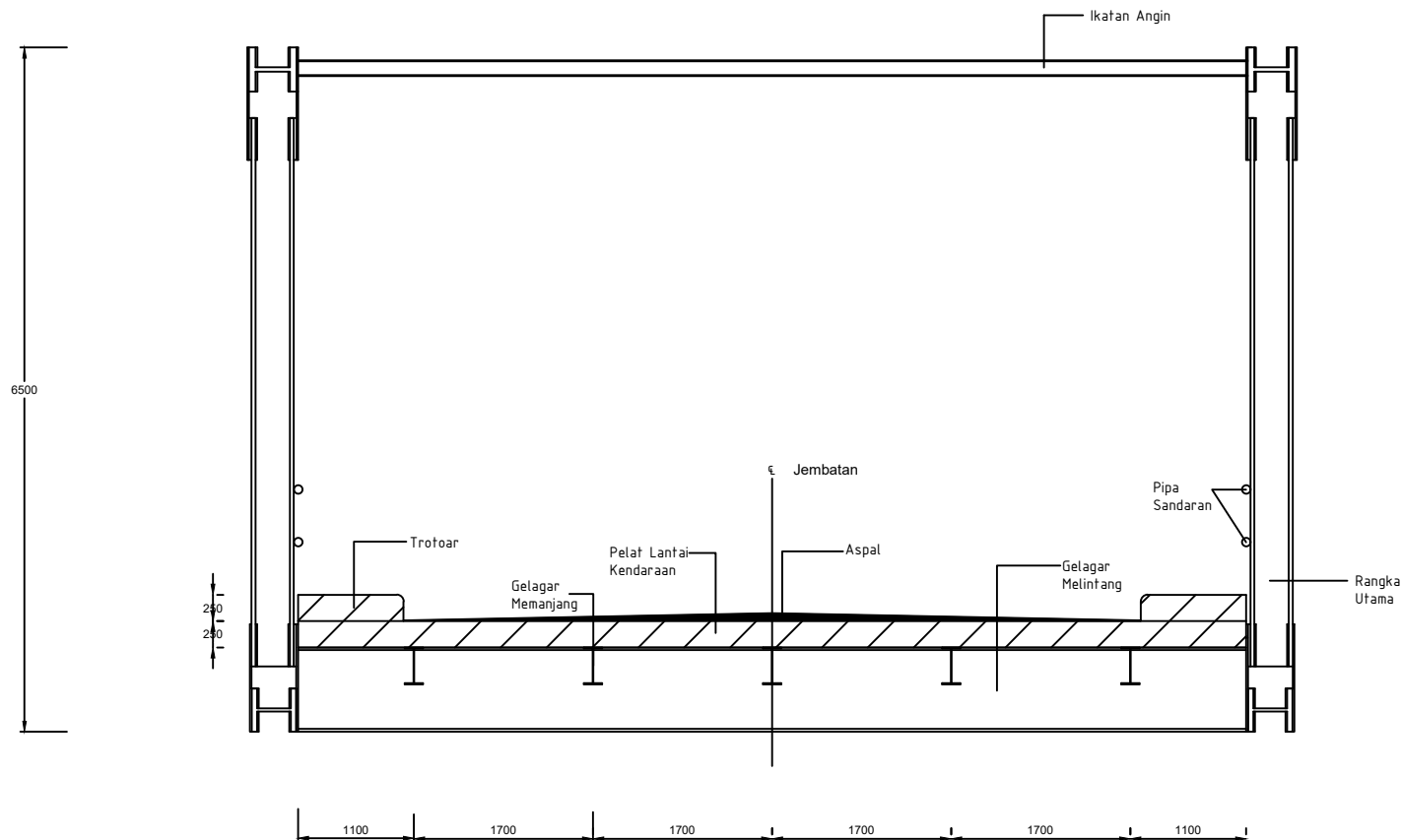
DIBUAT OLEH :

BAGUS ANDRIANSYAH 17511099

JUDUL GAMBAR :

DETAIL POTONGAN MEMANJANG

HALAMAN :



POTONGAN MELINTANG
SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN PANJANG-PEGANJARAN
KABUPATEN KUDUS MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA BAJA TIPE WARREN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :

TUGAS AKHIR

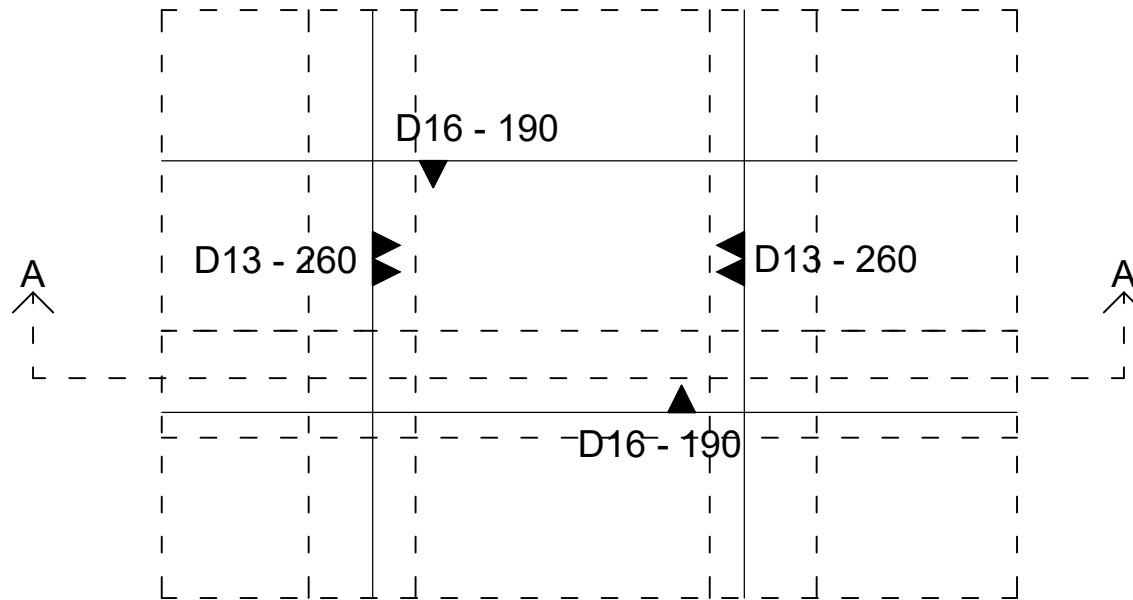
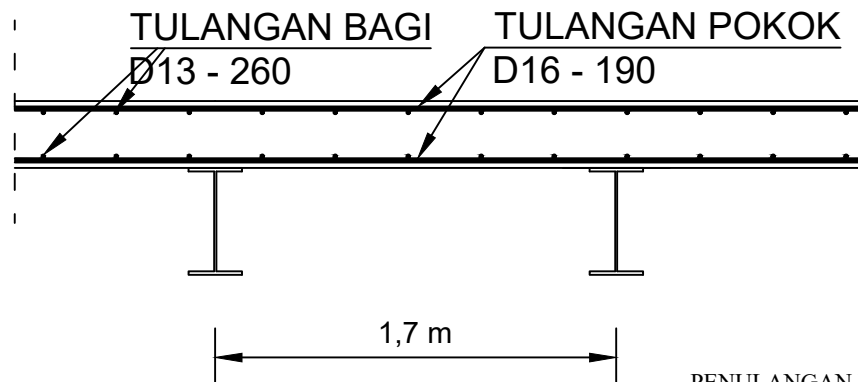
DIBUAT OLEH :

BAGUS ANDRIANSYAH 17511099

JUDUL GAMBAR :

POTONGAN MELINTANG

HALAMAN :



PENULANGAN PELAT LANTAI KENDARAAN
SKALA 1:20



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN PANJANG-PEGANJARAN
KABUPATEN KUDUS MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA BAJA TIPE WARREN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :

TUGAS AKHIR

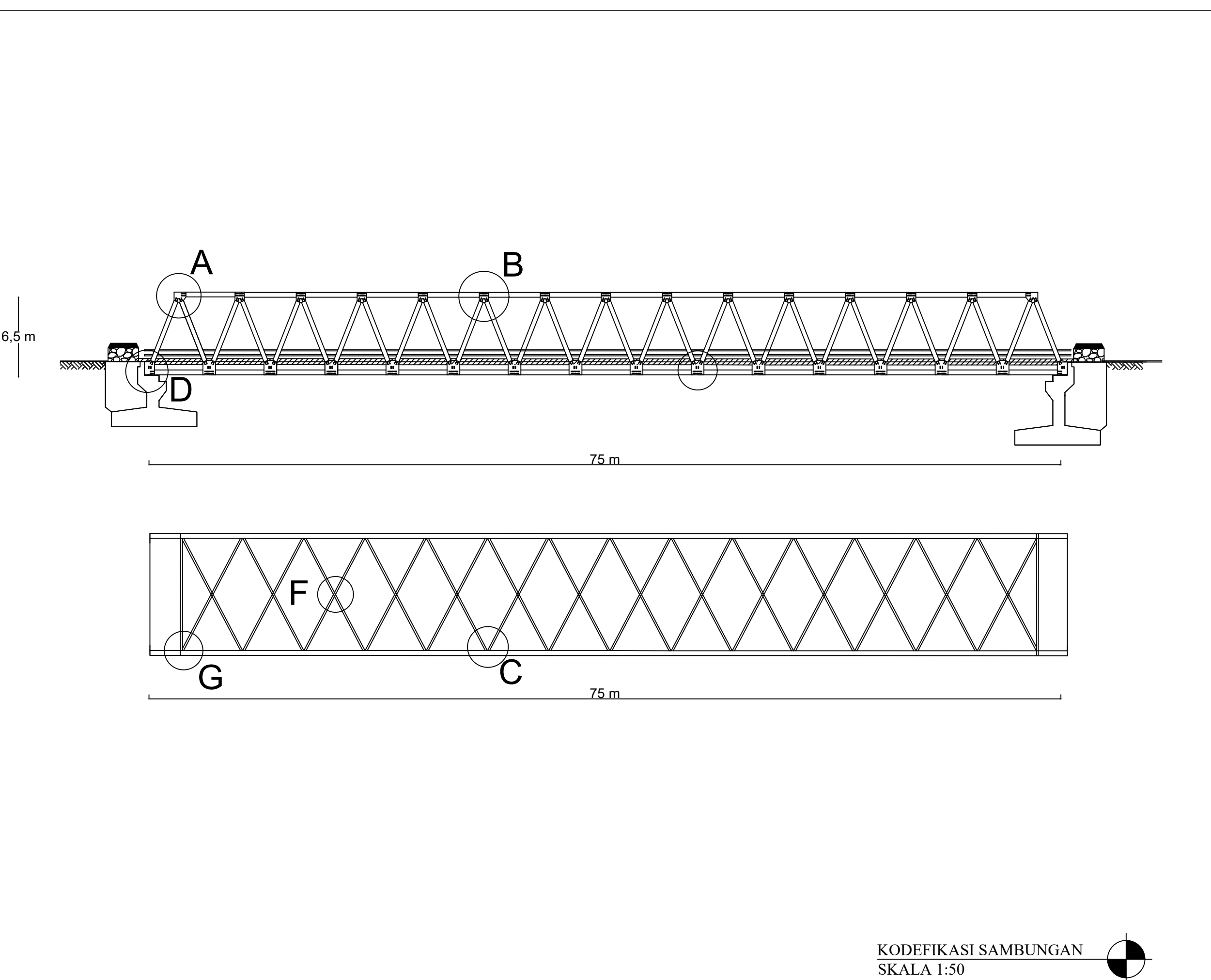
DIBUAT OLEH :

BAGUS ANDRIANSYAH 17511099

JUDUL GAMBAR :

PENULANGAN PELAT LANTAI
KENDARAAN

HALAMAN :



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN PANJANG-PEGANJARAN
KABUPATEN KUDUS MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA BAJA TIPE WARREN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :
TUGAS AKHIR

DIBUAT OLEH :

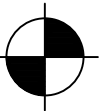
BAGUS ANDRIANSYAH 17511099

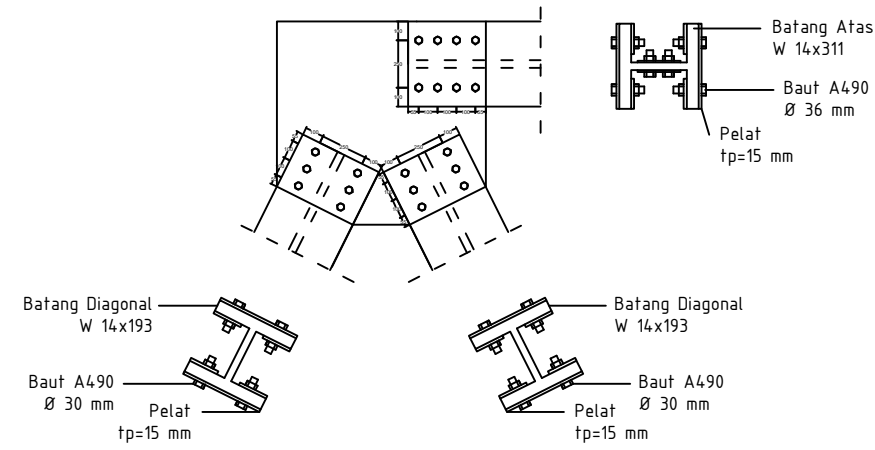
JUDUL GAMBAR :

POTONGAN MEMANJANG

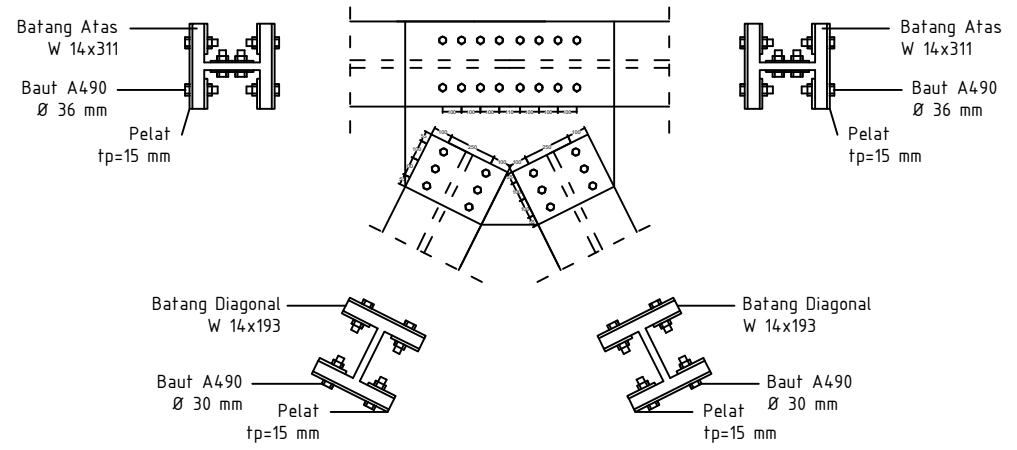
HALAMAN :

KODEFIKASI SAMBUNGAN
SKALA 1:50

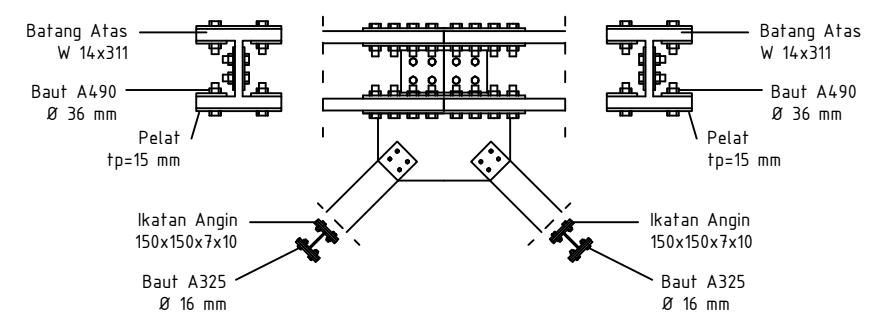




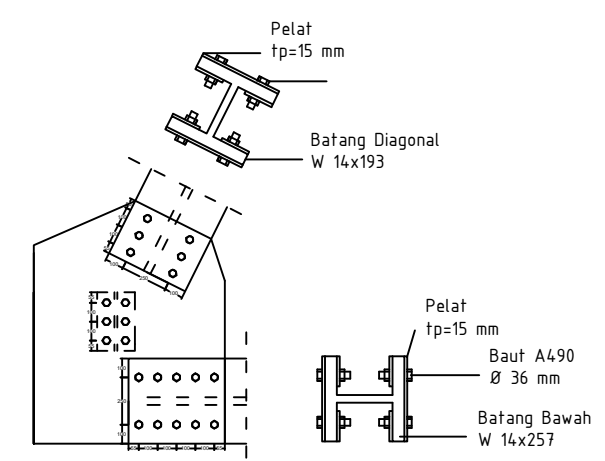
DETAIL A



DETAIL B

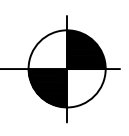


DETAIL C



DETAIL D

DETAIL SAMBUNGAN
SKALA 1:40



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN PANJANG-PEGANJARAN
KABUPATEN KUDUS MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA BAJA TIPE WARREN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

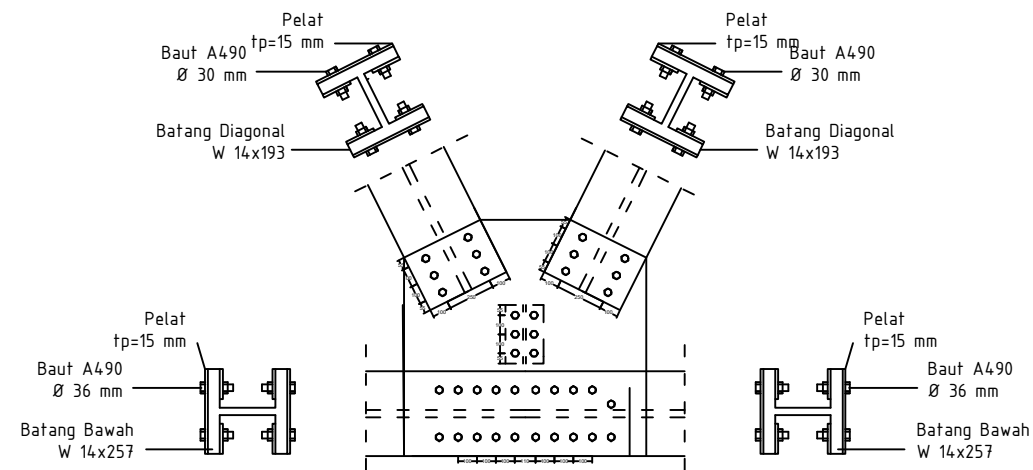
MATA KULIAH :
TUGAS AKHIR

DIBUAT OLEH :

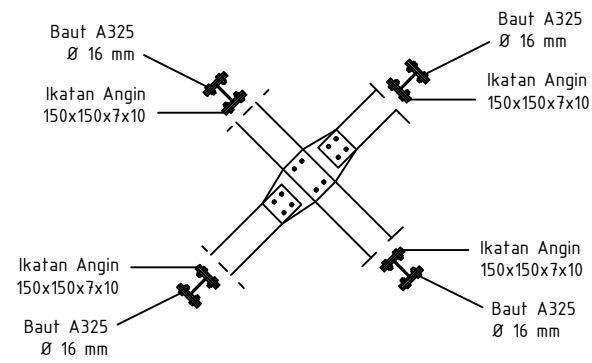
BAGUS ANDRIANSYAH 17511099

JUDUL GAMBAR :
DETAIL SAMBUNGAN

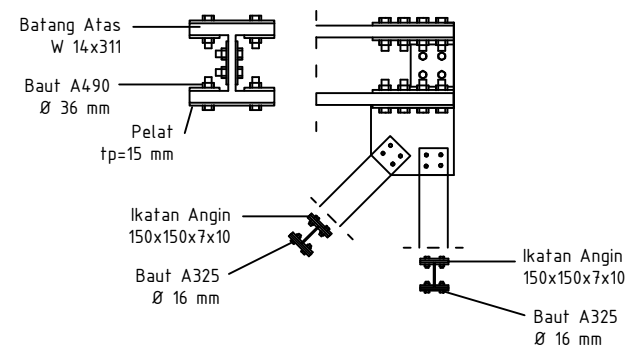
HALAMAN :



DETAIL E

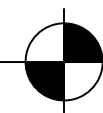


DETAIL F



DETAIL G

DETAIL SAMBUNGAN
SKALA 1:40



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN PANJANG-PEGANJARAN
KABUPATEN KUDUS MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA BAJA TIPE WARREN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :

TUGAS AKHIR

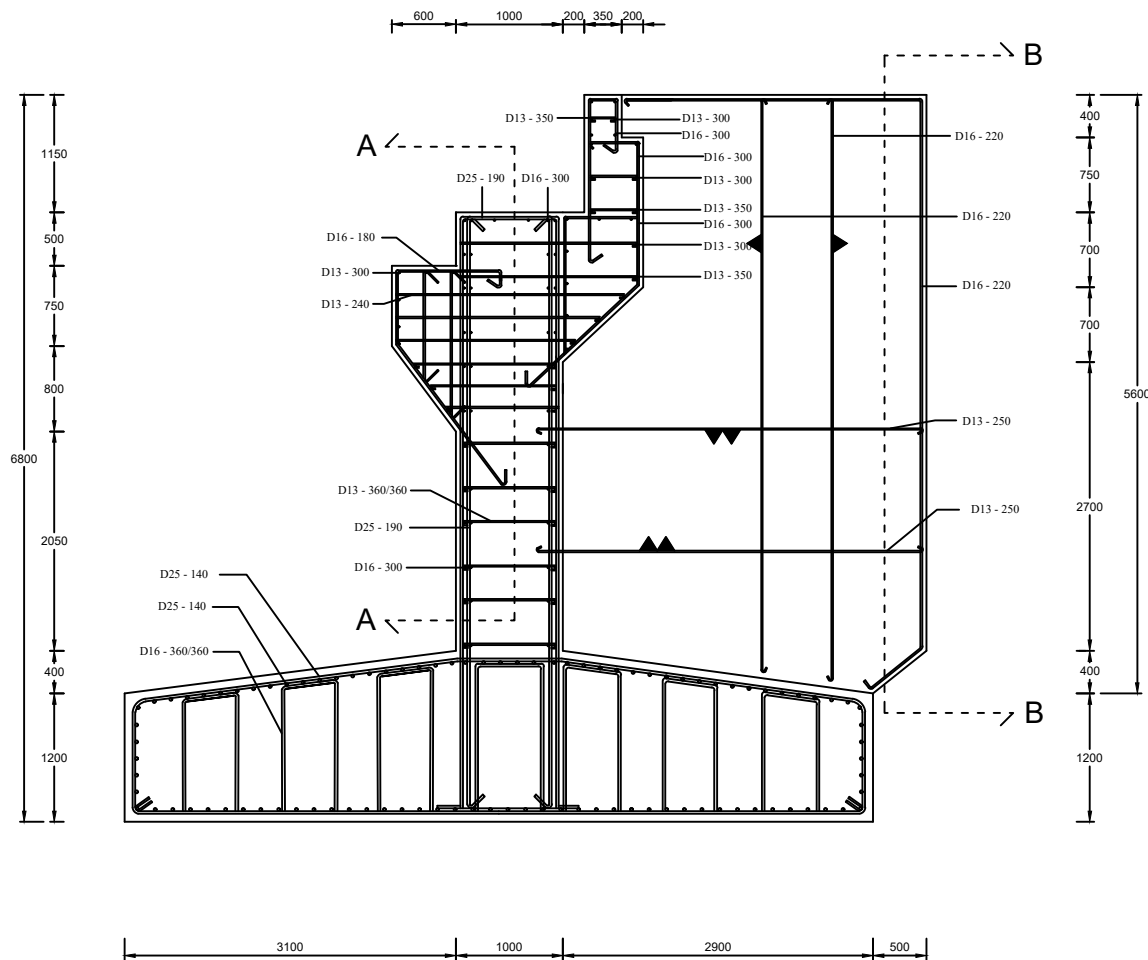
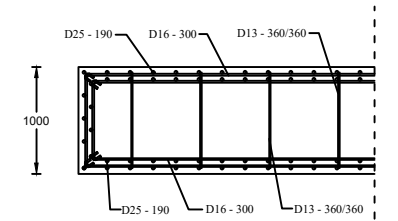
DIBUAT OLEH :

BAGUS ANDRIANSYAH 17511099

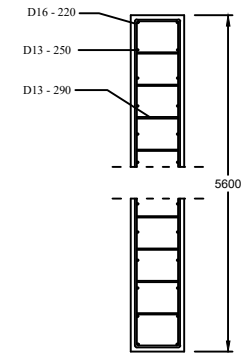
JUDUL GAMBAR :

DETAIL SAMBUNGAN

HALAMAN :



POTONGAN A-A
SKALA 1:50



POTONGAN B-B
SKALA 1:50

PENULANGAN ABUTMENT
SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN PANJANG-PEGANJARAN
KABUPATEN KUDUS MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA BAJA TIPE WARREN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :

TUGAS AKHIR

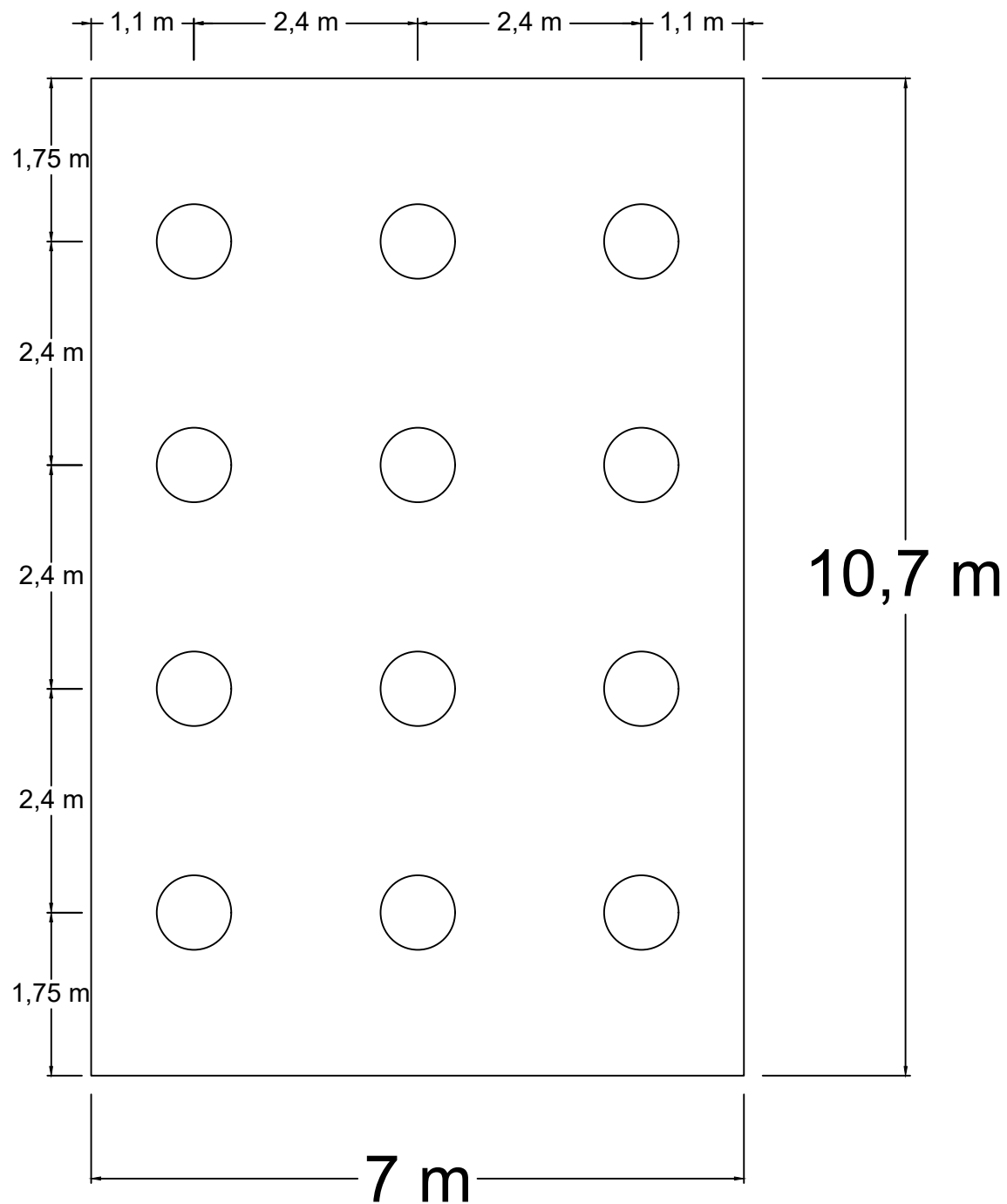
DIBUAT OLEH :

BAGUS ANDRIANSYAH 17511099

JUDUL GAMBAR :

PENULANGAN ABUTMENT

HALAMAN :



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN PANJANG-PEGANJARAN
KABUPATEN KUDUS MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA BAJA TIPE WARREN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :

TUGAS AKHIR

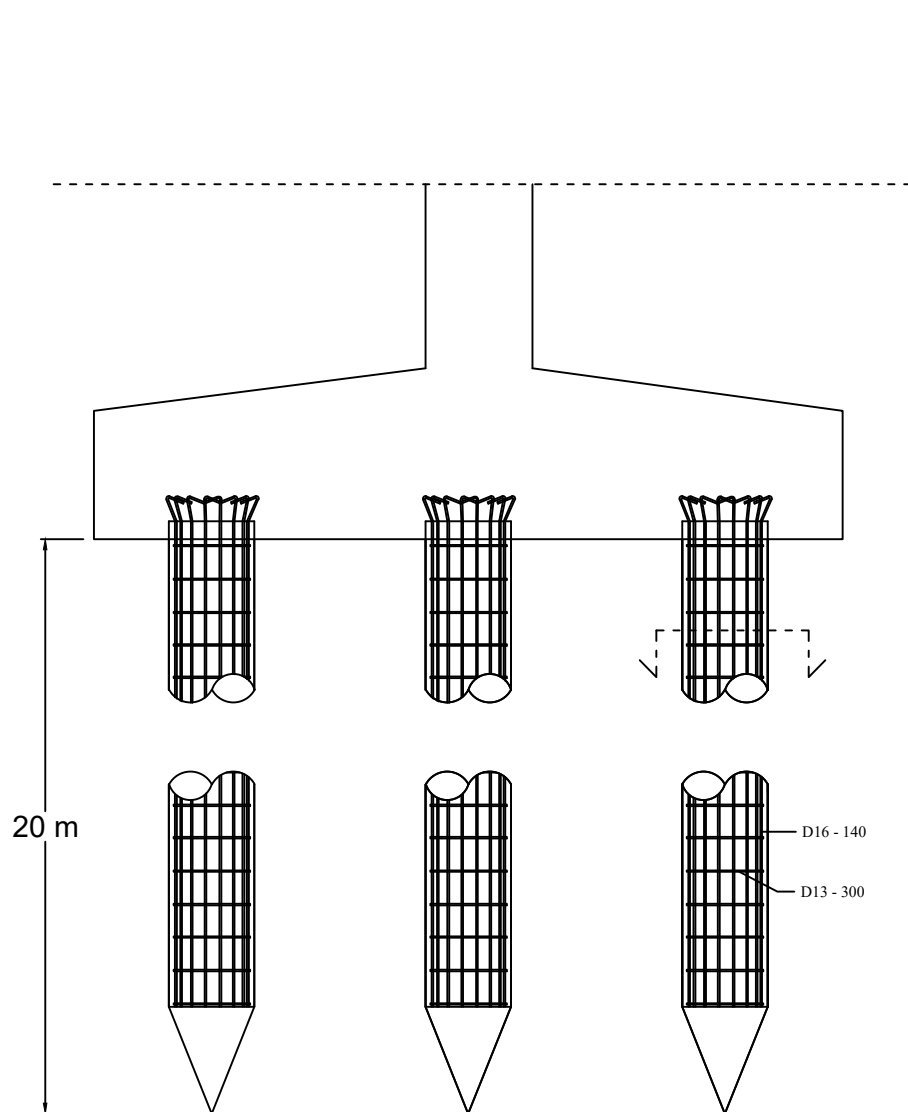
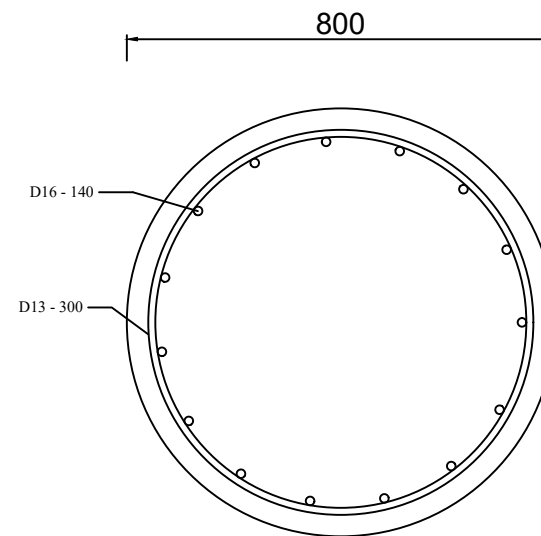
DIBUAT OLEH :

BAGUS ANDRIANSYAH 17511099

JUDUL GAMBAR :

DENAH PONDASI

HALAMAN :



POTONGAN A - A
SKALA 1:10



PENULANGAN PONDASI
SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

PERENCANAAN STRUKTUR
JEMBATAN PANJANG-PEGANJARAN
KABUPATEN KUDUS MENGGUNAKAN
SISTEM RANGKA BAJA TIPE WARREN

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUHARYATMA, M.T.

MATA KULIAH :

TUGAS AKHIR

DIBUAT OLEH :

BAGUS ANDRIANSYAH 17511099

JUDUL GAMBAR :

PENULANGAN PONDASI

HALAMAN :