

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN JEMBATAN KEDUNGJATI
MENGUNAKAN STRUKTUR ATAS RANGKA BAJA
TIPE WARREN
(*KEDUNGJATI BRIDGE DESIGN WITH UPPER
STRUCTURE STEEL USING WARREN TYPE*)**

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



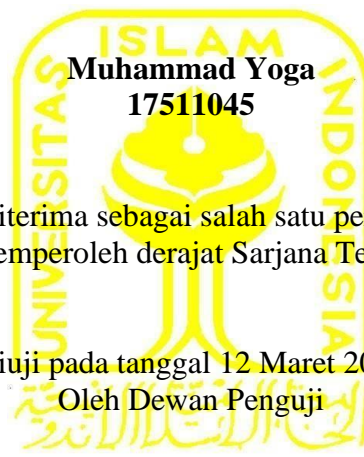
**Muhammad Yoga
17511045**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2022**

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN JEMBATAN KEDUNGJATI MENGUNAKAN STRUKTUR ATAS RANGKA BAJA TIPE WARREN (*KEDUNGJATI BRIDGE DESIGN WITH UPPER STRUCTURE STEEL USING WARREN TYPE*)

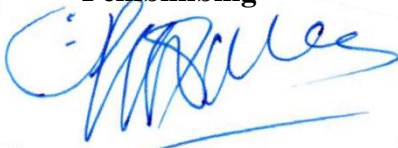
Disusun oleh



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

Diuji pada tanggal 12 Maret 2022
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



Ir. Suharyatma, M.T.
NIK : 865110201

Penguji I



Novi Rahmayanti, S.T., M.Eng.
NIK : 155111306

Penguji II



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

Mengesahkan,



Ketua Program Studi Teknik Sipil



Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T.
NIK : 88511010

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 17 Februari 2022

Yang membuat pernyataan,



Muhammad Yoga
(17511045)

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya ucapkan kehadiran Allah Subhanahu Wa Ta'ala yang telah memberikan rahmat serta hidayah-Nya. Semoga Shalawat serta salam selalu terlimpah kepada Nabi junjungan kita, Nabi Muhammad Shallallahu Alaihi Wasallam beserta sahabat-sahabat dan keluarga-Nya. Hanya dengan ridha-Nya saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Perencanaan Jembatan Kedungjati Menggunakan Struktur Atas Rangka Baja Tipe Warren*.

Tugas Akhir ini saya kerjakan untuk memenuhi salah satu syarat akademik guna menyelesaikan studi strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Dalam penyusunan Tugas Akhir ini terdapat hambatan yang muncul, namun berkat semangat, kritik dan juga saran dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat saya diselesaikan. Berkaitan dengan hal tersebut, saya ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Ir. Suharyatma M.T. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan banyak sekali dukungan, ilmu serta arahan demi terselesaikannya Tugas Akhir ini,
2. Ibu Novi Rahmayanti, S.T., M.Eng. selaku dosen penguji I yang telah memberikan ilmu serta arahan terhadap Tugas Akhir ini.
3. Ibu Astriana Hardawati, S.T., M.Eng. selaku dosen penguji II yang telah memberikan ilmu serta arahan terhadap Tugas Akhir ini.
4. Bapak Karnoto dan Ibu Sutantini S.pd.SD yang telah memberikan bantuan secara material dan spiritual hingga Tugas Akhir ini dapat terselesaikan dengan baik,
5. Teman-teman Angkatan 2017 Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.

6. Abang dan Mbak Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.

Akhir kata, Penulis berharap agar Tugas Akhir ini bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 11 Januari 2022

Penulis,

Muhammad Yoga

17511045

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	xv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvi
ABSTRAK	xix
ABSTRACT	xx
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	4
1.3 Tujuan Penelitian	4
1.4 Batasan Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Tinjauan Penelitian Terdahulu	6
2.2 Perbandingan Penelitian	9
BAB III LANDASAN TEORI	12
3.1 Tinjauan Umum	12
3.2 Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Bentuk Struktur Atas	12
3.3 Jembatan Rangka Baja	12
3.3.1 Jenis Jembatan Rangka Baja (<i>Truss Bridge</i>)	13

3.4 Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Warren</i>	13
3.5 Struktur Rangka Batang	14
3.5.1 Gaya Batang Tarik	14
3.5.2 Gaya Batang Tekan	15
3.6 Pembebanan Pada Jembatan Rangka Baja Menurut SNI 1725-2016	15
3.6.1 Beban Permanen	15
3.6.2 Beban Lalu Lintas	19
3.6.3 Aksi Lingkungan	21
3.7 Perencanaan Struktur Atas Jembatan	31
3.7.1 Gelagar Memanjang Komposit	31
3.7.2 Gelagar Melintang	33
3.7.3 Rangka	34
3.7.4 Sambungan	38
3.8 Metode <i>Load and Resistance Factor Design (LRFD)</i>	39
3.9 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan	40
3.9.1 <i>Abutment</i>	40
3.9.2 Pondasi	42
3.9.3 Perencanaan Pondasi <i>Bore Pile</i>	43
BAB IV METODE PENELITIAN	46
4.1 Tinjauan Umum	46
4.2 Lokasi	46
4.3 Data Struktur	47
4.4 Bagan Alir Penelitian	48
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	50
5.1 Perencanaan Struktur Atas Jembatan	50
5.1.1 Perencanaan Gelagar Memanjang Komposit	50
5.1.2 Perencanaan Rangka	62
5.1.3 Perencanaan Sambungan	119

5.2 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan	141
5.2.1 Perencanaan Abutment Jembatan	142
5.2.2 Perencanaan Pondasi <i>Bore Pile</i>	175
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	190
6.1 Kesimpulan	190
6.2 Saran	191
DAFTAR PUSTAKA	192
LAMPIRAN	194

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Antara Penelitian Terdahulu dan Penelitian Yang Akan Dilakukan	9
Tabel 3.1 Berat Isi Beban Mati	16
Tabel 3.2 Faktor beban untuk berat sendiri	17
Tabel 3.3 Faktor beban untuk beban mati tambahan	17
Tabel 3.4 Faktor beban untuk tekanan tanah	18
Tabel 3.5 Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan	19
Tabel 3.6 Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu	22
Tabel 3.7 Tekanan Angin Dasar	23
Tabel 3.8 Komponen Angin Yang Bekerja Pada Kendaraan	24
Tabel 3.9 Faktor Amplifikasi untuk F_{PGA} dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)	26
Tabel 3.10 Faktor Amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)	27
Tabel 3.11 Faktor Modifikasi respon (R) untuk hubungan antar elemen struktur	29
Tabel 3.12 Kombinasi beban dan faktor beban	30
Tabel 3.13 Faktor Reduksi untuk Keadaan Batas Ultimit Rangka	36
Tabel 3.14 Perbandingan Maksimum Lebar Terhadap Lebar Rangka	37
Tabel 4.1 Data Jembatan	47
Tabel 5.1 Rekapitulasi Pembebanan Gelagar Memanjang	55
Tabel 5.2 Berat Struktur Atas	73
Tabel 5.3 Berat Mati Tambahan	74
Tabel 5.4 Rekapitulasi Beban Struktur Atas	74
Tabel 5.5 Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)	75
Tabel 5.6 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)	75

Tabel 5.7	Faktor Modifikasi Respom (R) Untuk Hubungan Antar Elemen Struktur	79
Tabel 5.8	Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Atas	82
Tabel 5.9	Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Bawah	85
Tabel 5.10	Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Diagonal	88
Tabel 5.11	Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Ikatan Angin	94
Tabel 5.12	Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut Batang Atas	120
Tabel 5.13	Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut Batang Bawah	123
Tabel 5.14	Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut Batang Diagonal	126
Tabel 5.15	Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut Ikatan Angin	134
Tabel 5.16	Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Baut	140
Tabel 5.17	Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Baut Batang Bawah, Diagonal, dan Ikatan Angin	140
Tabel 5.18	Data Dimensi Abutment	143
Tabel 5.19	Data Tanah dan Material	144
Tabel 5.20	Rekapitulasi Berat Sendiri Bahan Baja	144
Tabel 5.21	Rekapitulasi Berat Sendiri Bahan Beton	145
Tabel 5.22	Perhitungan Gaya dan Momen Abutment	147
Tabel 5.23	Rekapitulasi Berat Mati Sendiri	148
Tabel 5.24	Rekapitulasi Berat Mati Tambahan	148
Tabel 5.25	Rekapitulasi Tekanan Tanah Aktif Abutment	150
Tabel 5.26	Rekapitulasi Beban Lajur “D”	152
Tabel 5.27	Rekapitulasi Beban Gempa Abutment	156
Tabel 5.28	Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)	157
Tabel 5.29	Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)	157
Tabel 5.30	Faktor Modifikasi Respom (R) Untuk Bangunan Bawah	161
Tabel 5.31	Rekapitulasi Beban Pondasi <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	163
Tabel 5.32	Kombinasi Kuat I <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	164
Tabel 5.33	Kombinasi Kuat II <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	165

Tabel 5.34 Kombinasi Kuat III <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	166
Tabel 5.35 Kombinasi Kuat IV <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	167
Tabel 5.36 Kombinasi Kuat V <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	168
Tabel 5.37 Kombinasi Layan I <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	169
Tabel 5.38 Kombinasi Layan II <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	170
Tabel 5.39 Kombinasi Layan III <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	171
Tabel 5.40 Kombinasi Layan IV <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	172
Tabel 5.41 Kombinasi Ekstrem I Arah X <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	173
Tabel 5.42 Kombinasi Ekstrem I Arah Y <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	174
Tabel 5.43 Rekapitulasi Kombinasi <i>Pile Cap</i> Pada Abutment	175
Tabel 5.44 Material Pondasi <i>Bore Pile</i>	175
Tabel 5.45 Data Tanah Pada <i>End Bearing</i>	177
Tabel 5.46 Dimensi Kelompok Tiang Abutment	178
Tabel 5.47 Susunan Tiang Pancang Abutment	178
Tabel 5.48 Kekuatan <i>Bore Pile</i> Berdasarkan Material	179
Tabel 5.49 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial <i>Bore Pile</i>	181
Tabel 5.50 Perhitungan Absis Tiang Terhadap Pusat <i>Pile Cap</i>	184
Tabel 5.51 Rekapitulasi Gaya dan Momen Pada <i>Pile Cap</i>	185
Tabel 5.52 Rekapitulasi Gaya Yang Diterima <i>Bore Pile</i>	186
Tabel 5.53 Kontrol Daya Dukung Ijin Terhadap Gaya dan Momen	187
Tabel 5.54 Kontrol Geser Gaya Lateral Arah X Abutment	188
Tabel 5.55 Kontrol Geser Gaya Lateral Arah Y Abutment	189

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Susunan Geometri Jembatan Rangka Baja	3
Gambar 1.1	Desain Jembatan Kedungjati Sebelum Desain Ulang	3
Gambar 1.2	Desain Jembatan Kedungjati Setelah Desain Ulang	4
Gambar 3.1	Susunan Geometri Jembatan Rangka Baja	13
Gambar 3.2	Komponen-komponen Jembatan <i>Warren Trust</i>	14
Gambar 3.3	Beban Lajur “D”	19
Gambar 3.4	Pembebanan Truk “T” (500 kN)	21
Gambar 3.5	Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun	25
Gambar 3.6	Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar (S _s) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun	25
Gambar 3.7	Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar (S ₁) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun	26
Gambar 3.8	Faktor Panjang Tekuk	38
Gambar 3.9	Bagian-bagian <i>Abutment</i>	41
Gambar 4.1	Lokasi Jembatan Kedungjati	46
Gambar 4.2	Bagan Alir Penelitian	49
Gambar 5.1	Gambar Rangka Baja Tipe <i>Warren</i>	50
Gambar 5.2	Tampak Melintang Jembatan	50
Gambar 5.3	Beban Lajur “D”	52
Gambar 5.4	Faktor Beban Dinamis	53
Gambar 5.5	Tampak Atas Gelagar Memanjang dan Melintang	54
Gambar 5.6	Beban Akibat Gaya Rem	54
Gambar 5.7	Gelagar Komposit	57

Gambar 5.8	Penghubung Geser	62
Gambar 5.9	Skema Pembebanan Beban Mati	62
Gambar 5.10	Distribusi Beban Mati Sendiri	63
Gambar 5.11	Skema Pembebanan Beban Mati Tambahan 1	64
Gambar 5.12	Skema Pembebanan Beban Mati Tambahan 2	64
Gambar 5.13	Distribusi Beban Mati Tambahan	67
Gambar 5.14	Pembebanan Beban Lajur “D	67
Gambar 5.15	Faktor Beban Dinamis	68
Gambar 5.16	Distribusi Beban Lajur (<i>TD</i>)	69
Gambar 5.17	Distribusi Gaya Rem (<i>TB</i>)	70
Gambar 5.18	Distribusi Beban Angin Horizontal (<i>EWs</i>)	73
Gambar 5.19	Abutment Jembatan Kedungjati	77
Gambar 5.20	Distribusi Beban Gempa (<i>EQ</i>)	80
Gambar 5.21	Penomoran pada Rangka Atas	84
Gambar 5.22	Penomoran pada Rangka Bawah	87
Gambar 5.23	Penomoran pada Rangka Diagonal	93
Gambar 5.24	Penomoran pada Ikatan Angin	98
Gambar 5.25	Gaya Aksial Tekan Maksimum Batang Atas	99
Gambar 5.26	Gaya Aksial Tarik Maksimum Batang Bawah	101
Gambar 5.27	Tampak Profil Dengan Baut Batang Bawah	102
Gambar 5.28	Gaya Aksial Tekan Maksimum Batang Diagonal	104
Gambar 5.29	Gaya Aksial Tarik Maksimum Batang Diagonal	106
Gambar 5.30	Tampak Profil Dengan Baut Batang Diagonal	107
Gambar 5.31	Gaya Aksial Tekan Maksimum Ikatan Angin Atas	109
Gambar 5.32	Gaya Aksial Tarik Maksimum Ikatan Angin Atas	111
Gambar 5.33	Tampak Profil Dengan Baut Ikatan Angin Atas	112
Gambar 5.34	Nilai Momen Maksimum Gelagar Melintang	114
Gambar 5.35	Gaya Geser Maksimum Gelagar Melintang	114
Gambar 5.36	Tinjauan Lentur Gelagar Melintang	116

Gambar 5.37 Sambungan Baut Pada Batang Atas	120
Gambar 5.38 Sambungan Baut Pada Batang Bawah	123
Gambar 5.39 Sambungan Baut Pada Batang Diagonal	126
Gambar 5.40 Hasil Desain Sambungan Rangka	130
Gambar 5.41 Detail Pelat A	131
Gambar 5.42 Detail Pelat B	131
Gambar 5.43 Detail Pelat C	131
Gambar 5.44 Detail Pelat D	132
Gambar 5.45 Detail Pelat E	132
Gambar 5.46 Detail Pelat F	132
Gambar 5.47 Sambungan Baut Pada Ikatan Angin	134
Gambar 5.48 Desain Sambungan Ikatan Angin 1	137
Gambar 5.49 Desain Sambungan Ikatan Angin 2	137
Gambar 5.50 Desain Sambungan Ikatan Angin 3	138
Gambar 5.51 Tampang Melintang Jembatan Kedungjati	141
Gambar 5.52 Detail Perletakan Rangka Atas Terhadap Abutment	142
Gambar 5.53 Gambar Dimensi Abutment	143
Gambar 5.54 Pembagian Bagian Abutment dan <i>Wingwall</i>	146
Gambar 5.55 Pembagian Bagian Tanah Timbunan	146
Gambar 5.56 Diagram Tekanan Tanah Aktif	150
Gambar 5.57 Faktor Beban Dinamis	152
Gambar 5.58 Lengan Gaya Rem	153
Gambar 5.59 Beban Gempa Abutment	156
Gambar 5.60 Abutment Jembatan Kedungjati	159
Gambar 5.61 Data Bor Log Jembatan Kedungjati	176
Gambar 5.62 Susunan <i>Bore Pile</i> Abutment	178
Gambar 5.63 Grafik Hubungan N-SPT dengan q_p	179
Gambar 5.64 Grafik Hubungan N-SPT dengan f	180
Gambar 5.65 Daya Dukung Ujung Batas <i>Bore Pile</i>	183

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 Data SPT Jembatan Kedungjati
- Lampiran 2 Tabel Profil IWF PT. Gunung Garuda
- Lampiran 3 Tabel Profil Baja *AISC 14th Edition*

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Mpa	= Kuat Tekan Beton (Mpa)
P_D	= Tekanan angin dasar (MPa)
γ_{MS}	= Faktor Beban
γ^S_{MS}	= Keadaan Batas Layan Untuk Berat Sendiri
γ^U_{MS}	= Keadaan Batas Ultimit Untuk Berat Sendiri
γ^S_{MA}	= Keadaan Batas Layan Untuk Beban Mati Tambahan
γ^U_{MA}	= Keadaan Batas Limit Untuk Beban Mati Tambahan
γ_{TA}	= Faktor Beban Untuk Beban Akibat Tanah
γ^S_{TA}	= Keadaan Batas Layan Untuk Beban Akibat Tanah
γ^U_{TA}	= Keadaan Batas Limit Untuk Beban Akibat Tanah
γ_{PL}	= Faktor Beban Akibat Pengaruh Pelaksanaan
γ^S_{PL}	= Keadaan Batas Layan Akibat Pengaruh Pelaksanaan
γ^U_{PL}	= Keadaan Batas Limit Akibat Pengaruh Pelaksanaan
q	= Intensitas beban terbagi rata (BTR) arah memanjang jembatan (kPa)
L	= Panjang total jembatan yang dibebani (m)
V_{DZ}	= Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)
V_{10}	= Kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaan atau permukaan air rencana (km/jam)
V_B	= Kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 (km/jam)
Z	= Elevasi struktur dimana beban angin dihitung ($Z > 10000$ mm)
V_0	= Kecepatan gesekan angin (km/jam)
Z_0	= Panjang gesekan di hulu jembatan (mm)
E_Q	= Gaya gempa horizontal statis (Kn)
C_{SM}	= Koefisien respons gempa elastis

R_d	= Faktor modifikasi respons
W_t	= Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup (Kn)
η_i	= Factor pengubah respons,
γ_i	= Factor beban, dan
Q_i	= Gaya atau beban yang bekerja pada jembatan.
M_p	= Momen penahan guling
M	= Momen penyebab guling
B	= Lebar abutment
k	= Persen kelebihan yang diizinkan
SF	= Angka Aman
H	= Gaya penahan geser
T	= Gaya penyebab geser
P	= Gaya aksial dari atas
Φ	= Sudut gesek dalam
B_x	= Lebar abutment arah memanjang jembatan
B_y	= Lebar abutment arah melintang jembatan
K	= Persen kelebihan yang diizinkan
B	= Lebar Pondasi
D	= Beban Yang Bekerja Pada Pondasi
EU	= Beban arus
BF	= Gaya friksi
EU_n	= Gaya akibat temperature seragam
TG	= Gaya akibat temperature gradient
ES	= Beban akibat penurunan
TC	= Beban akibat tumbukan
TV	= Gaya akibat tumbukan kapal

ABSTRAK

Jembatan Kedungjati adalah sebuah jembatan yang menghubungkan desa yang terletak di Desa Selopamiro, Kecamatan Imogori, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan ini menggunakan girder berbahan beton untuk struktur atas dan struktur bawah terdiri dari abutment, pilar, dan *bore pile*. Jembatan ini memiliki total panjang bentang 80 meter, yang terdiri dari 2 bentang yaitu bentang sepanjang 50 meter dan 30 meter yang dipertemukan dengan sebuah pilar. Pilar memiliki kekurangan yaitu terletak di daerah aliran sungai yang dapat menyebabkan *scouring*. Penelitian ini akan mendesain Jembatan Kedungjati menjadi satu bentang menggunakan struktur atas rangka baja *tipe warren*. Jembatan rangka baja dapat mengakomodasi jembatan dengan panjang 80 meter dibangun tanpa menggunakan pilar dan tipe *warren* adalah jenis jembatan rangka baja yang sudah umum dipakai di Indonesia.

Dasar perencanaan pembebanan jembatan ini mengacu pada peraturan Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725:2016), Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2883:2016), dan untuk elemen baja pada jembatan mengacu pada peraturan Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan (RSNI T-03-2005). Dalam proses analisis pembebanan jembatan akan menggunakan bantuan dari aplikasi SAP2000 dan juga microsoft excel untuk perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada setiap elemen.

Dari hasil perencanaan jembatan, didapat profil untuk gelagar memanjang adalah 350 x 350 x 12 x 19, gelagar melintang W24 x 76, rangka atas, rangka bawah, dan rangka diagonal menggunakan profil yang sama yaitu W14 x 311. Ikatan angin menggunakan profil W10 x 33. Pada perencanaan ini juga dirancang abutment jembatan dengan tebal breast wall setebal 80 cm dan pile cap 380 cm. Lalu didapatkan juga untuk pondasi nya menggunakan pondasi bore pile dengan diameter 80 cm dengan jumlah 8 tiang.

Kata kunci : Baja, *Warren*, Jembatan

ABSTRACT

Kedungjati Bridge is a bridge that connects villages located in the Selopamioro village, Imogiri district, Daerah Istimewa Yogyakarta Province. It uses concrete girders for the upper structure and the lower structure consisting of abutments, pillars, and bore piles. This bridge has a total span of 80 meters, which consists of 2 spans, which are 50 meters span and 30 meters span that connected by a pillar. The pillar has deficiency which is located in a watershed than can cause scouring. This research will design Kedungjati Bridge into one span using a warren type steel frame upper structure. Steel truss bridges can accommodate bridges with length of 80 meters built without using pillar and the warren type is a type of steel frame bridges that is commonly used in Indonesia.

The basis of the bridge loading in this study refers to “Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725:2016)”, “Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2883:2016)” and for the steel that use to the bridge refers to Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan (RSNI T-03-2005). SAP2000 uses to help the analyze of the bridge loading and Microsoft Excel uses to help the calculation of the elemen forces.

From the result of the bridge design, the profile for the longitudinal girder is 350x350x12x19, tranverse girder use W24x76. For the upper frame, lower frame, and diagonal frame use the same profile which is W14x311. The wind bracing use W10x33 profile. In this plan, the bridge abutment is also with a breast wall thickness of 80 cm and the pile cap 380 cm. Then it is also obtained for the foundation using a bore pile with a diameter of 80 cm with a total of 8 bore pile.

Keywords : *Steel, Warren, Bridge*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kabupaten Bantul merupakan salah satu kabupaten yang terletak di Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Kabupaten ini memiliki potensi wisata yang cukup besar. Namun dalam perkembangannya, pengembangan sektor pariwisata masih terkendala oleh akses yang sulit dijangkau dikarenakan infrastruktur yang masih belum memadai. Pada bulan November tahun 2017, terjadi bencana siklon tropis, dimana bencana tersebut menambah kendala dalam pengembangan pariwisata di daerah tersebut.

Bencana tersebut mengakibatkan rusaknya salah satu jembatan yang berada pada Desa Selopamioro, Kecamatan Imogiri, Daerah Istimewa Yogyakarta yang menghubungkan salah satu desa dengan potensi pariwisata yang cukup baik. Oleh karena itu, Badan Penanggulangan Bencana Daerah (BPBD) Kabupaten Bantul berinisiatif membangun kembali Jembatan Kedungjati untuk menghubungkan Desa Selopamioro dan Desa Sriharjo dengan harapan potensi alam dapat dioptimalkan.

Menurut Supriyadi dan Muntohar (2007), jembatan adalah suatu bangunan yang memungkinkan suatu jalan menyilang sungai/saluran air, lembah atau menyilang jalan lain yang tidak sama tinggi permukaannya. Dalam perencanaan dan perancangan jembatan sebaiknya mempertimbangkan fungsi kebutuhan transportasi, persyaratan teknis dan estetika-arsitektural yang meliputi : aspek lalu lintas, aspek teknis, dan aspek estetika.

Jembatan Kedungjati yang terletak di pada Desa Selopamioro, Kecamatan Imogiri, Daerah Istimewa Yogyakarta seperti yang terdapat pada gambar 1.2 dibawah merupakan jembatan yang memiliki panjang bentang 80 meter yang dibagi 2, yaitu 30

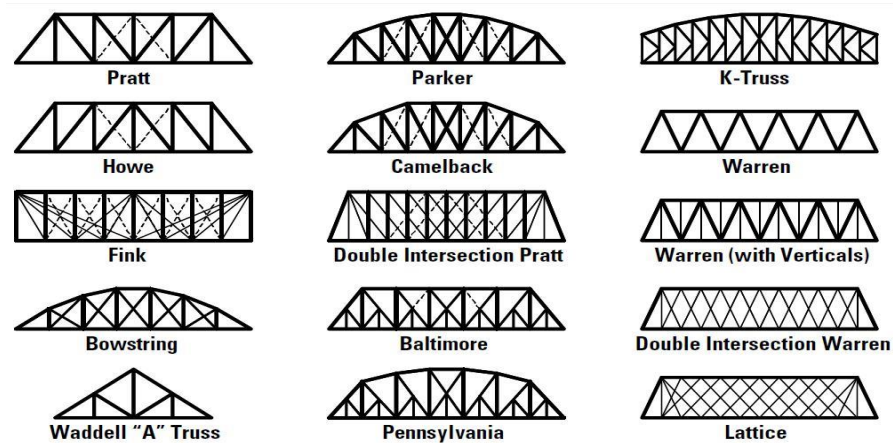
meter dan 50 meter dengan satu pilar diantaranya. Struktur atas menggunakan *girder* dan struktur bawah menggunakan *abutment* dan *bored pile*. Penggunaan pilar pada konstruksi bawah jembatan memiliki beberapa kekurangan, yaitu beresiko menyebabkan terjadinya *scouring* pada jembatan, pengerjaan yang memakan waktu, dan mengganggu arus sungai.

Berangkat dari permasalahan diatas, maka dalam tugas akhir ini dibuat desain alternatif untuk Jembatan Kedungjati, yaitu dengan menghilangkan pilar pada desain sebelumnya dengan tujuan meminimalisir terjadinya *scouring* dan mempercepat pekerjaan rekonstruksi jembatan. Struktur atas jembatan yang semula menggunakan girder beton diubah menjadi rangka baja WF dikarenakan jembatan rangka baja mampu menahan beban jembatan dengan panjang bentang 16 - 100 meter tanpa menggunakan pilar. Gambar desain alternatif dapat dilihat pada gambar 1.3 dibawah.

Menurut Saryono (2003), jembatan rangka dibuat dari struktur rangka yang biasanya terbuat dari bahan baja dan dibuat dengan menyambung beberapa batang dengan las atau baut yang membentuk pola-pola segitiga. Jembatan rangka baja akan mengalami serta menahan tegangan akibat dari gaya tarik, gaya tekan, atau bahkan kadang-kadang keduanya jika terkena beban-beban dinamis. Jembatan rangka baja memiliki beberapa kelebihan, yaitu:

1. Memiliki kuat tekan dan kuat tarik yang tinggi sehingga dengan jumlah material yang relatif sedikit mampu menahan kebutuhan struktur.
2. Metode pemasangan yang cepat dan dapat menghemat kebutuhan tenaga kerja karena baja nya sendiri merupakan buatan pabrik sehingga hanya membutuhkan pekerjaan pemasangan.
3. Mutu bahan yang sama atau seragam karena buatan pabrik.

Terdapat beberapa jenis jembatan rangka dengan bahan baja. Jenis-jenis jembatan rangka baja dapat dilihat pada Gambar 1.1 dibawah ini.

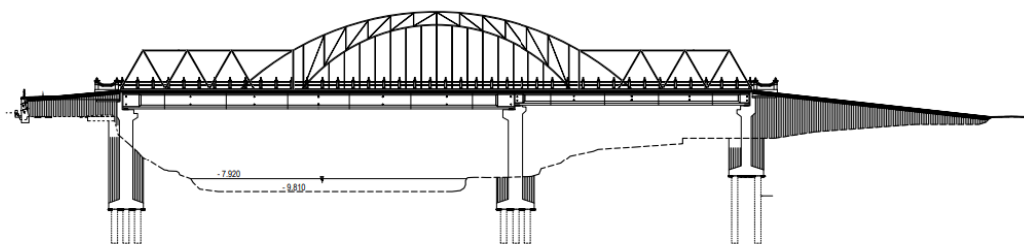


Gambar 1.1 Susunan Geometri Jembatan Rangka Baja
(Sumber : Ressler, 2001)

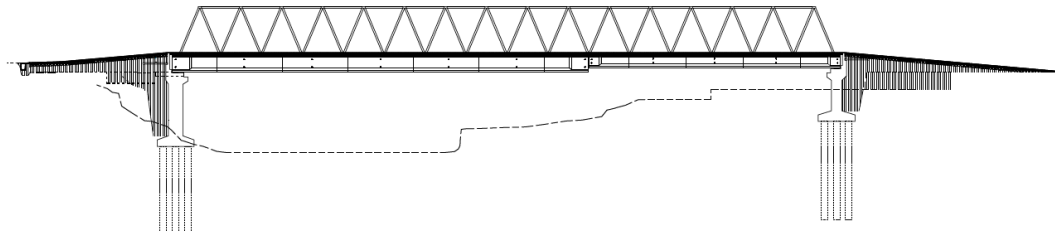
Dari beberapa jenis jembatan rangka baja diatas, dipilihlah jembatan rangka baja tipe warren dikarenakan mudah dalam pengerjaannya dan sudah umum dipakai di Indonesia.

Digunakan *software* microsoft excel untuk mengolah data dan program aplikasi SAP2000 untuk hasil analisisnya.

Berikut ini adalah gambar desain jembatan kedungjati sebelum di desain ulang dan rencana setelah di desain ulang.



Gambar 1.2 Desain Jembatan Kedung Jati Sebelum Desain Ulang



Gambar 1.3 Rencana Desain Jembatan Kedung Jati Setelah Desain Ulang

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah dibahas, maka didapatkan rumusan masalah sebagai berikut :

1. Bagaimana cara mendesain dan hasil desain dari struktur atas jembatan rangka baja yang aman terhadap beban-beban yang bekerja ?
2. Bagaimana cara mendesain dan hasil desain *abutment* yang aman terhadap beban-beban yang bekerja ?
3. Bagaimana cara mendesain dan hasil desain pondasi *abutment* yang aman terhadap beban-beban yang bekerja ?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Mendapatkan dimensi struktur atas jembatan rangka baja yang aman terhadap beban-beban yang bekerja.
2. Mendapatkan dimensi *abutment* yang aman terhadap beban-beban yang bekerja.
3. Mendapatkan dimensi pondasi *abutment* yang aman terhadap beban-beban yang bekerja.

1.4 Batasan Penelitian

Agar penelitian yang dilakukan tidak menyimpang dari tujuannya, maka dibuat batasan penelitian sebagai berikut :

1. Struktur atas Jembatan Kedungjati di desain ulang menggunakan struktur rangka baja tipe *warren*.
2. Analisis pembebanan menggunakan SNI 1725-2016.
3. Analisis terhadap beban gempa menggunakan SNI 2833-2016.
4. Analisis terhadap baja menggunakan RSNI-T-03-2005.
5. Profil baja yang digunakan untuk gelagar melintang, gelagar memanjang, rangka, dan ikatan angin menggunakan profil WF.
6. Desain rangka baja pada struktur atas menggunakan metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*).
7. Perencanaan Jembatan Kedungjati tidak menghitung rencana anggaran biaya (RAB).
8. Tidak meninjau profil sungai.
9. Perhitungan pembebanan dihitung menggunakan program Microsoft excel.
10. Analisis menggunakan program SAP2000.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Penelitian Terdahulu

Rahmawan (2020) mendesain ulang salah satu Jembatan Belly yang berada di Desa Ipi, Kabupaten Morowali, Sulawesi Tengah. Jembatan ini mempunyai panjang bentang 70 meter dengan tinggi 6 meter. Dasar perencanaan Jembatan Belly menggunakan peraturan RSNI T-02-2005 tentang perencanaan struktur baja untuk jembatan. Pembebanan pada jembatan menggunakan peraturan SNI 1725-2016 tentang pembebanan untuk jembatan, dan beban gempa menggunakan peraturan SNI 2833-2016. Hasil penelitian untuk struktur atas, dimensi gelagar melintang menggunakan profil WF 900x300x18x34. Gelagar memanjang menggunakan profil WF 400x200x8x13. Untuk rangka utama menggunakan dimensi HWF 750x750x50x50 dan HWF 750x750x35x45. Sementara ikatan angin menggunakan profil siku sama kaki L120x120x11. Lalu untuk struktur bawah, digunakan abutment dengan tinggi 7,2 meter dan Panjang 11 meter. Untuk pondasi digunakan pondasi tiang pancang dengan jumlah tiang sejumlah 10 buah dengan diameter tiang sebesar 70 cm.

Wijaya, Indra, Erfan (2020), mendesain Jembatan Tukad Bangkung di Kabupaten Badung, Bali dengan panjang bentang 360 meter dan lebar 9,6 meter. Pada perencanaan jembatan ini menggunakan metode *LRFD* dan untuk permodelan analisa struktur penulis menggunakan program bantu STAADPRO V8i. Hasil penelitian untuk struktur atas, dimensi gelagar memanjang menggunakan profil WF 300x150x9x14. Gelagar melintang menggunakan profil WF 406x403x15x24. Untuk rangka utama menggunakan dimensi profil WF 200x200x8x12.

Kusuma (2020), merencanakan struktur jembatan rangka baja dengan panjang bentang 60 meter dengan kelas a tipe *warren*. Untuk struktur atas nya di rencaakan menggunakan Civil Midas 2016 sedangkan struktur bawah dihitung manual dan pembebanan nya menggunakan SNI 1725-2016. Hasil penelitian untuk struktur atas, dimensi gelagar memanjang menggunakan profil WF 400.200.6.12. Gelagar melintang menggunakan profil WF 950.250.12.36. Untuk rangka utama menggunakan dimensi profil WF 400.425.28.28 untuk batang atas dan profil WF 400.400.12.25 untuk batang bawah. Untuk struktur bawah digunakan abutment dan pondasi tiang pancang yang berjumlah 8 tiang.

Lathiefah (2017), mendesain ulang Jembatan Rangka Baja Jalan Ir. Sutami Jurug yang terletak pada perbatasan kota Surakarta dan Kabupaten Karanganyar dengan sungai Bengawan Solo. Panjang Bentangnya 173 meter yang tersusun dari 4 rangka baja tipe *warren* yang terbagi menjadi 2 jenis rangka dengan panjang tiap rangka yaitu 46 meter dan 41 meter. Perencanaan pembebanan untuk jembatan menggunakan Pembebanan Untuk Jembatan RSNI T-02-2005. Perhitungan rangka baja dan ikatan menggunakan metode *LRFD* berdasar SNI 03-1729-2002. Perencanaan Struktur Baja dengan Metode *LRFD*. Hasil penelitian untuk struktur atas, dimensi gelagar memanjang menggunakan profil WF 300.150.6,5.9. Gelagar melintang menggunakan profil WF 700.300.13.24. Untuk rangka utama menggunakan dimensi profil WF 390.300.10.16. Untuk struktur bawah digunakan 2 abutment dan 3 pilar dengan pondasi bore pile berdiameter 80 cm.

Bimayantya (2016), mendesain ulang Jembatan Jalen yang terletak di salah satu akses jalan alternatif yang paling sering digunakan dari Klaten menuju daerah Gunung Kidul, Sukoharjo dan Wonogiri. Jembatan Jalen mempunyai bentang 50 meter dengan lebar lalu lintas 3,5 meter. Pembebanan jembatan menggunakan acuan peraturan RSNI T-02-2005 yang selanjutnya untuk analisis strukturnya menggunakan bantuan program SAP2000. Hasil penelitian adalah kebutuhan baja dan baut dalam perancangan ini

sebesar 270.520,3 kg dengan profil baja paling besar yang digunakan adalah WF 458.417.30.50.

2.2 Perbandingan Penelitian

Perbandingan antara penelitian terdahulu dan penelitian yang akan dilakukan dapat dilihat pada tabel 2.1 dibawah ini.

Tabel 2.1 Perbandingan Antara Penelitian Terdahulu dan Penelitian yang Akan Dilakukan

Penelitian Terdahulu						Penelitian Yang Akan Dilakukan
Peneliti	Rahmawan (2020)	Wijaya, Indra, Erfan (2020)	Kusuma (2020)	Lathiefah (2017)	Bimantya (2016)	Penulis
Judul Penelitian	Studi Perencanaan Jembatan Menggunakan Struktur Rangka Baja Di Desa Ipi Kabupaten Morowali Sulawesi Tengah.	Alternatif Desain Struktur Bangunan Atas Jembatan Rangka Baja Type Steel Arch Dengan Rangka Baja Warren Pada Jembatan Tukad Bangkung di Kab. Badung-Bali.	Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja Bentang 60 Meter Dengan Kelas A Type <i>Warren Truss</i> .	Perencanaan Ulang Jembatan Rangka Baja Jl. Ir. Sutami Jurug Dengan Pembebanan Menurut RSNI T-02-2005.	Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe Warren Truss Bentang 50 meter.	Perencanaan Jembatan Kedungjati Menggunakan Struktur Atas Rangka Baja Tipe <i>Warren</i> .

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Antara Penelitian Terdahulu dan Penelitian Yang Akan Dilakukan

Penelitian Terdahulu						Penelitian Yang Akan Dilakukan
Peneliti	Rahmawan (2020)	Wijaya, Indra, Erfan (2020)	Kusuma (2020)	Lathiefah (2017)	Bimantya (2016)	Penulis
Lokasi Jembatan	Desa Ipi, Kabupaten Morowali, Sulawesi Tengah	Kabupaten Badung-Bali	-	Surakarta-Karanganyar	Klaten, Jawa Tengah	Desa Selopamioro, Kecamatan Imogiri, Kab Bantul, DIY
Acuan Pembebanan Jembatan	RSNI T-02-2005; SNI 1725-2016; SNI 2833-2016.	RSNI T-02-2005	SNI 1725-2016	RSNI T-02-2005	RSNI T-02-2005	SNI 2833-2016.; SNI 1725-2016
Panjang Bentang Jembatan	70 meter	360 meter	60 meter	173 meter	50 meter	80 meter

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Antara Penelitian Terdahulu dan Penelitian Yang Akan Dilakukan

Penelitian Terdahulu						Penelitian Yang Akan Dilakukan
Peneliti	Rahmawan (2020)	Wijaya, Indra, Erfan (2020)	Kusuma (2020)	Lathiefah (2017)	Bimantya (2016)	Penulis
Hasil Penelitian	Melintang WF900x300x18x34 Memanjang WF400x200x8x13 Rangka HWF750x750x50x50 Ikatan Angin L120x120x11 Abutment t = 12 m, p = 11 m Pondasi <i>Bore Pile</i> 10 tiang/abutment Diameter 70 cm.	Melintang WF406x403x15x24 Memanjang WF300x150x9x14 Rangka WF200x200x8x12	Melintang WF950x250x16x36 Memanjang WF400x200x6x12 Rangka WF400x425x28x28 WF400x400x12x25 Pondasi Pancang 8 tiang/abutment	Melintang WF700x300x13x24 Memanjang WF300x150x6x9 Rangka WF390x300x10x16 Pondasi <i>Bored Pile</i> Diameter 80 cm	Rangka Terbesar WF458x417x30x50	-

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tinjauan Umum

Menurut Witriyatma (2016), jembatan adalah bagian dari prasarana transportasi yang berfungsi sebagai penghubung jalan yang terputus karena rintangan seperti sungai, danau, lembah, laut, dan jalur kereta api yang melintas tidak sebidang. Jembatan juga berfungsi sebagai penghubung antara satu daerah dengan daerah yang lainnya. Melihat pentingnya fungsi dari jembatan, maka pembuatan jembatan harus memenuhi berbagai standar yang ada.

3.2 Klasifikasi Jembatan Berdasarkan Tipe Struktur Atas

Terdapat 6 jenis jembatan jika di klasifikasikan berdasarkan tipe struktur atasnya, yaitu :

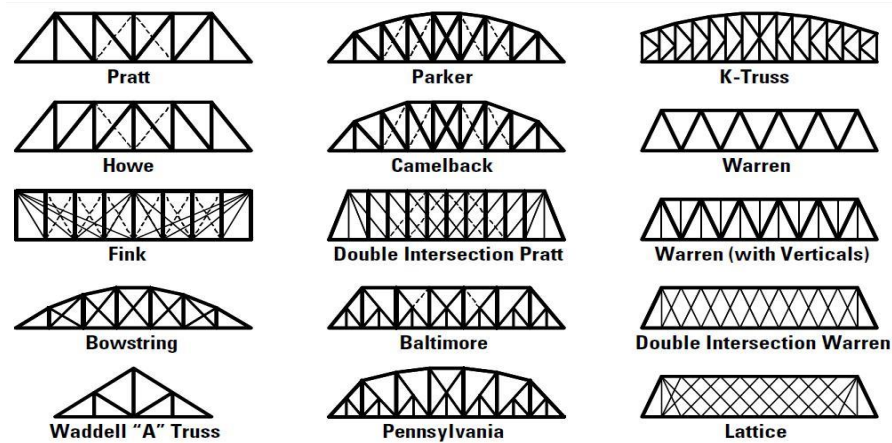
1. Jembatan Balok
2. Jembatan Pelat
3. Jembatan Busur
4. Jembatan Rangka
5. Jembatan Gantung
6. Jembatan *Cable Stayed*

3.3 Jembatan Rangka Baja

Menurut (Asiyanto, 2008), jembatan rangka baja adalah struktur jembatan yang terdiri dari rangkaian batang-batang baja yang dihubungkan satu dengan yang lain. Beban atau muatan 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 (titik buhul). Garis netral tiap-tiap batang yang bertemu pada titik buhul harus saling berpotongan pada satu titik saja, untuk menghindari timbulnya momen sekunder.

3.3.1 Jenis Jembatan Rangka Baja (*Truss Bridge*)

Berdasarkan susunan geometri rangka baja, terdapat 15 geometri yang umum digunakan di seluruh dunia, susunan geometri tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.1 di bawah ini.



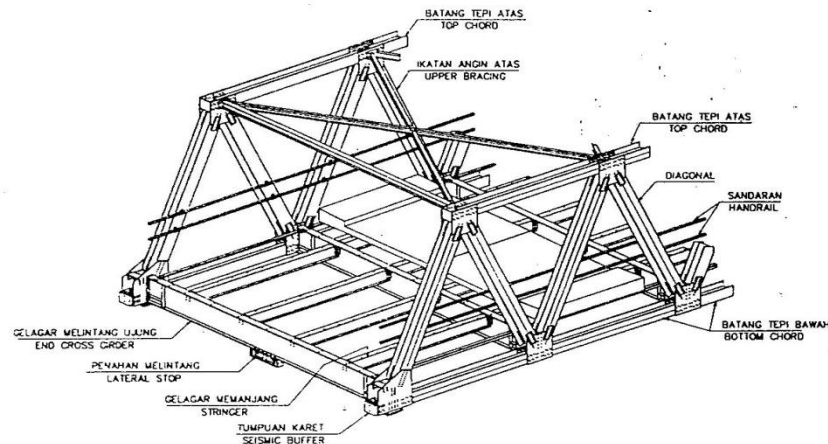
Gambar 3.1 Susunan Geometri Jembatan Rangka Baja

(Sumber : Ressler, 2001)

Dari berbagai macam jenis jembatan rangka baja yang ada di dunia, dipilihlah jenis jembatan rangka tipe *warren* karena umum dipakai di Indonesia dan juga mudah dalam pengerjaannya tanpa mengurangi kekuatan dalam menahan beban.

3.4 Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren*

Menurut Farisal (2011), Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* adalah tipe jembatan rangka dengan rangka utamanya berbentuk trapesium dari serangkaian segitiga. Jembatan tipe ini memiliki keunggulan yaitu mudah dalam proses konstruksinya. Jembatan rangka baja tipe *warren* juga dinilai lebih menguntungkan dikarenakan batang-batang rangka baja tersebut hanya menerima gaya aksial tekan atau tarik saja. Batang diagonal pada rangka utama dan ikatan angin memiliki fungsi sebagai pengikat joint-joint pada batang utamanya sehingga menjadi batang yang stabil. Gambar bagian-bagian jembatan rangka baja tipe *warren* dapat dilihat pada Gambar 3.2 dibawah ini.



Gambar 3.2 Komponen-Komponen Jembatan Warren Truss
(Sumber : Chen Wai-Fah dan Lian, 2000)

3.5 Struktur Rangka Batang

Struktur rangka batang adalah suatu konstruksi yang terdiri dari beberapa batang-batang yang disambung satu sama lain pada kedua ujungnya sehingga bisa membentuk satu kesatuan yang kokoh.

Pada konstruksi yang cukup berat seperti bangunan jembatan, batang konstruksi dibuat menggunakan bahan baja. Batang-batang yang ada pada konstruksi rangka baja disambung menggunakan las, paku keling, atau baut. Sambungan tersebut disebut simpul. Dengan anggapan tersebut, maka batang-batang yang ada pada rangka batang bersifat tumpuan pendel, sehingga hanya timbul gaya aksial aja. Hal itu terjadi jika gaya-gaya tersebut menangkap gaya yang ada pada simpul. Dengan demikian, konstruksi rangka batang jika dibebani di simpulnya akan mengalami yang namanya gaya normal, yang biasa disebut gaya batang. Gaya batang tersebut sifatnya tarik atau tekan. Berikut ini adalah penjelasan mengenai gaya batang tarik dan tekan.

3.5.1 Gaya Batang Tarik

Batang tarik adalah elemen batang yang ada pada struktur batang yang menerima gaya aksial murni. Gaya batang tarik bisa dikatakan sentris apabila garis gaya berhimpit dengan garis berat penampang. Batang tarik ini cukup efektif digunakan untuk memikul beban dan terdapat profil tunggal atau profil-profil

tersusun. Tahanan nominal pada batang tarik harus diperiksa terhadap 3 macam kondisi keruntuhan yang menentukan. Berikut ini adalah tahanan nominal yang harus diperiksa pada suatu batang tarik :

1. Leleh dari luas penampang gross, di daerah yang jauh dari sambungan.
2. Fraktur dari luas penampang efektif pada daerah sambungan.
3. Geser blok pada sambungan.

3.5.2 Gaya Batang Tekan

Batang tekan adalah batang yang hanya memikul atau mentransfer gaya aksial yang terdapat diantara dua titik pada struktur. Gaya tekan umumnya searah dengan panjang batang dan umumnya batang yang berada pada tepi atas adalah batang tekan. Gaya tekan yang ada akan menyebabkan sebuah batang melengkung akibat gayanya. Gaya tekan juga cenderung membuat batang bertambah pendek dan akan menghasilkan tegangan tekan pada batang tersebut.

3.6 Pembebanan Pada Jembatan Rangka Baja Menurut SNI 1725-2016

Pembebanan adalah salah satu unsur yang paling penting dalam mendesain struktur jembatan. Pembebanan berkaitan dengan keselamatan pengguna jembatan dan juga kelangsungan jembatan itu sendiri. Maka dari itu pembebanan pada struktur jembatan merupakan unsur yang sangat penting dalam proses mendesain suatu jembatan.

SNI 1725-2016 adalah standar yang ditetapkan oleh pemerintah Indonesia yang berguna sebagai pegangan dan petunjuk bagi para perencana dalam melakukan perencanaan teknis jembatan khususnya aspek pembebanan.

Pada SNI 1725-2016, terdapat 3 pembebanan yang digunakan untuk mendesain pembebanan yang ada pada jembatan. Yaitu beban permanen, beban lalu lintas, dan aksi lingkungan.

3.6.1 Beban Permanen

Berat permanen adalah beban yang terjadi setelah struktur bangunan selesai dikerjakan. Dalam SNI 1725-2016, massa setiap bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang

digunakan. Besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan dapat dilihat pada Tabel 3.1 dibawah ini.

Tabel 3.1 Berat Isi Beban Mati

No	Bahan	Berat Isi (kN/m ³)	Kerapatan Massa (kg/m ³)
1	Lapisan Permukaan Beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22,0	2245
2	Besi Tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8 – 22,7	1920 - 2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25 – 19,6	1250 - 2000
7	Beton $f'c < 35$ MPa	22,0 – 25,0	2320
	$35 < f'c < 105$ MPa	$22 + 0,022 f'c$	$2240 + 2,29 f'c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

Sumber : SNI 1725-2016

Pengambilan kerapatan massa yang besar akan aman untuk suatu keadaan batas akan tetapi tidak untuk keadaan yang lainnya. Untuk mengatasi hal tersebut dapat digunakan faktor beban terkurangi. Akan tetapi, apabila kerapatan massa diambil dari suatu jajaran nilai, dan nilai yang sebenarnya tidak bisa ditentukan dengan tepat, maka dipilihlah nilai tersebut yang memberikan keadaan paling kritis.

Berikut ini adalah berat yang termasuk kedalam beban permanen yang ada pada jembatan :

1. Berat Sendiri (MS)

Berat Sendiri adalah berat bagian tersebut, elemen struktural yaitu berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, serta elemen non struktural yang dianggap tetap. Faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 3.2 dibawah ini.

Tabel 3.2 Faktor Beban untuk Berat Sendiri

Tipe beban	Faktor Beban (γMS)			
	Keadaan Batas Layan ($\gamma^S MS$)		Keadaan Batas Ultimit ($\gamma^U MS$)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Alumunium	1,00	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

Sumber : SNI 1725-2016

2. Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Beban mati tambahan atau utilitas adalah berat seluruh bahan yang ada pada suatu beban pada jembatan yang termasuk elemen non struktural dan besar beban mati tambahannya dapat berubah selama umur jembatan. Faktor beban untuk beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 3.3 di bawah ini :

Tabel 3.3 Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan

Tipe beban	Faktor Beban (γMS)			
	Keadaan Batas Layan ($\gamma^S MA$)		Keadaan Batas Ultimit ($\gamma^U MA$)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80

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

Sumber : SNI 1725-2016

3. Beban akibat tekanan tanah (TA)

Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung berdasarkan sifat-sifat tanah seperti kepadatan, kadar, kelembaban, kohesi sudut geser dalam dan sebagainya. Sifat-sifat tanah tersebut harus diperoleh dari hasil pengukuran dan pengujian tanah baik di lapangan maupun di laboratorium. Bila data yang diperoleh tidak cukup, maka karakteristik tanah dapat ditentukan dengan ketentuan-ketentuan yang ada di SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan. Faktor beban untuk beban akibat tekanan tanah dapat dilihat pada Tabel 3.4 di bawah ini.

Tabel 3.4 Faktor Beban untuk Beban Akibat Tekanan Tanah

Tipe beban	Faktor Beban (γTA)			
	Keadaan Batas Layan ($\gamma^S TA$)		Keadaan Batas Ultimit ($\gamma^U TA$)	
	Tekanan tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan Tanah Vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan Tanah Lateral			
	- Aktif	1,00	1,25	0,8
	- Pasif	1,00	1,4	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

4. Pengaruh Tahap Pelaksanaan

Pengaruh Tahap Pelaksanaan adalah beban yang disebabkan oleh metode dan urutan pelaksanaan pekerjaan jembatan. Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan dilihat pada Tabel 3.5 di bawah ini.

Tabel 3.5 Faktor Beban Akibat Pengaruh Pelaksanaan

Tipe beban	Faktor Beban (γ_{PL})		
	Keadaan Batas Layan (γ^S_{PL})	Keadaan Batas Ultimit (γ^U_{PL})	
		Biasa	Terkurangi
Tetap	1,00	1,00	1,00

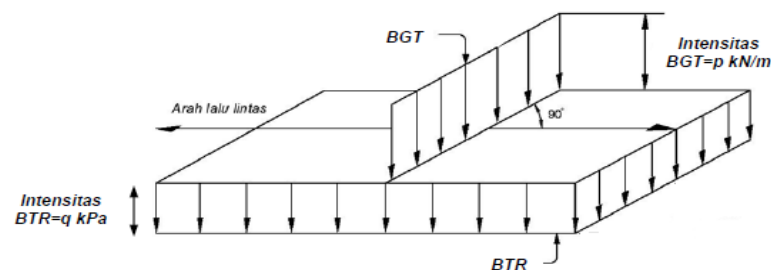
Sumber : SNI 1725-2016

3.6.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan dibagi menjadi dua, yaitu beban lajur “D” dan beban truk “T”. Beban lajur “D” adalah beban yang bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan rencana dan mempunyai pengaruh yang sama dengan suatu iring-iringan kendaraan. Beban truk “T” adalah beban yang dihasilkan oleh satu kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Simulasi untuk mencari pengaruh roda kendaraan berat memakai beban tiap gandar yang terdiri atas 2 bidang kontak dan hanya terdapat satu truk “T” yang diterapkan per lajur lalu lintas rencana. Dibawah ini adalah detail penjelasan dari beban lalu lintas yang ada:

1. Beban Lajur “D”

Beban lajur “D” dibagi menjadi dua, yaitu beban terbagi rata (BTR) yang kemudian digabung dengan beban garis (BGT). Jalan yang termasuk ke dalam jalan kabupaten dan jalan lingkungan dapat dikalikan faktor pengurangan sebesar 70%. Gambar dari BTR dan BGT dapat dilihat pada Gambar 3.3 dibawah ini.



Gambar 3.3 Beban Lajur “D”

(Sumber: SNI 1725-2016)

a. Beban Terbagi Merata (BTR)

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

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

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

keterangan:

q = intensitas beban terbagi rata (BTR) arah memanjang jembatan (kPa)

L = panjang total jembatan yang dibebani (m)

b. Beban Garis Terpusat (BGT)

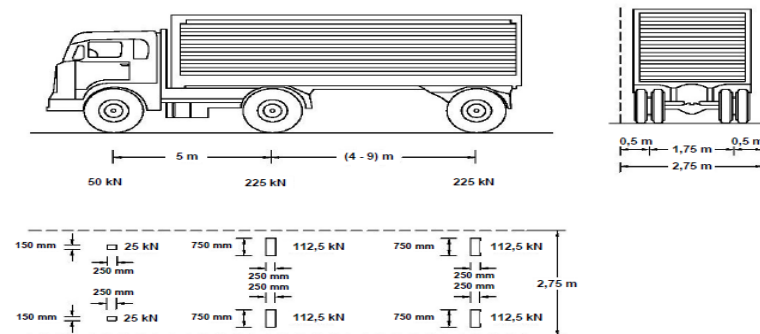
Menurut SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan, Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p Kn/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

Berdasarkan BDE – 03, Perencanaan Bangunan Atas Jembatan Tahun 2007, terdapat standar pembebanan yang berlaku menurut kelas jembatan. Berikut ini adalah pembagiannya :

- a. Kelas A, dengan pembebanan BM100;
- b. Kelas B, dengan pembebanan BM70 atau BM100;
- c. Kelas C, dengan pembebanan BM50 atau BM100;

2. Beban Truk “T” (TT)

Beban truk “T” tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban “D”. Beban truk “T” dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Gambar pembebanan truk dapat dilihat pada Gambar 3.4 dibawah ini.



Gambar 3.4 Pembebanan Truk “T” (500kN)

(Sumber: SNI 1725-2016)

Pada pembebanan truk “T” digunakan truk semi trailer yang mempunyai susunan seperti pada gambar diatas. Berat tiap gandar disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai lalu lintas rencana. Jarak antara 2 gandar bisa di ubah-ubah dari 4,0 m sampai 9,0 m guna mendapatkan pengaruh paling besar pada arah memanjang jembatan.

3. Gaya Rem

Pada SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan, gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

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

Gaya rem diatas harus ditempatkan pada semua jalur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini diasumsikan bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan.

3.6.3 Aksi Lingkungan

Aksi Lingkungan adalah pembebanan yang berasal dari pengaruh alamiah lingkungan seperti temperatur, angin, gempa, dan pengaruh alamiah lainnya.

1. Tekanan Angin Horizontal

Tekanan angin yang ditentukan pada tekanan angin horizontal ini diasumsikan dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Beban angin harus

diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana (VDZ), harus dihitung dengan persamaan dibawah ini.

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

keterangan:

- V_{DZ} = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)
 V_{10} = kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air rencana (km/jam)
 V_B = kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126(km/jam)
 Z = elevasi struktur dimana beban angin dihitung ($Z > 10000$ mm)
 V_0 = kecepatan gesekan angin (km/jam)
 Z_0 = panjang gesekan di hulu jembatan (mm)

Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu dapat dilihat pada Tabel 3.6 dibawah ini.

Tabel 3.6 Nilai V_0 dan Z_0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

Sumber: SNI 1725-2016

2. Beban Angin Pada Struktur (EW_s)

Jika kondisi setempat mendukung, dalam perencanaan pembebanan jembatan dapat digunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan. Arah angin rencana diasumsikan horizontal. Jika tidak ada data yang lebih tepat, maka tekanan angin rencana dapat ditetapkan dengan persamaan di bawah ini

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

keterangan:

P_D = tekanan angin dasar (MPa)

Nilai tekanan angin dasar dapat dilihat pada Tabel 3.7 dibawah ini.

Tabel 3.7 Tekanan Angin Dasar

Komponen bangunan atas	Angin tekan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	17,6
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

Sumber: SNI 1725-2016

3. Gaya Angin Yang Bekerja Pada Struktur Bawah

Menurut SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan, Gaya melintang dan longitudinal yang dikerjakan secara langsung pada bangunan bawah harus dihitung berdasarkan tekanan angin dasar sebesar 0,0019 MPa. Untuk angin dengan sudut serang tidak tegak lurus terhadap bangunan bawah, gaya ini harus di uraikan menjadi komponen yang bekerja tegak lurus terhadap bidang tepi dari bangunan bawah.

4. Gaya Angin Kendaraan (EW_I)

Jembatan harus direncanakan menahan gaya akibat tekanan angin pada kendaraan yang diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus 1800 mm diatas permukaan jalan. Jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dapat dilihat pada Tabel 3.8 dibawah ini.

Tabel 3.8 Komponen Angin yang Bekerja pada Kendaraan

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

Sumber: SNI 1725-2016

5. Pengaruh Gempa

Jembatan yang akan didesain harus dirancang agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap gempa. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik (C_{SM}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan factor modifikasi respons (R_d) dengan persamaan sebagai berikut:

$$E_Q = \frac{C_{SM}}{R_d} \times W_t \quad (3.5)$$

keterangan:

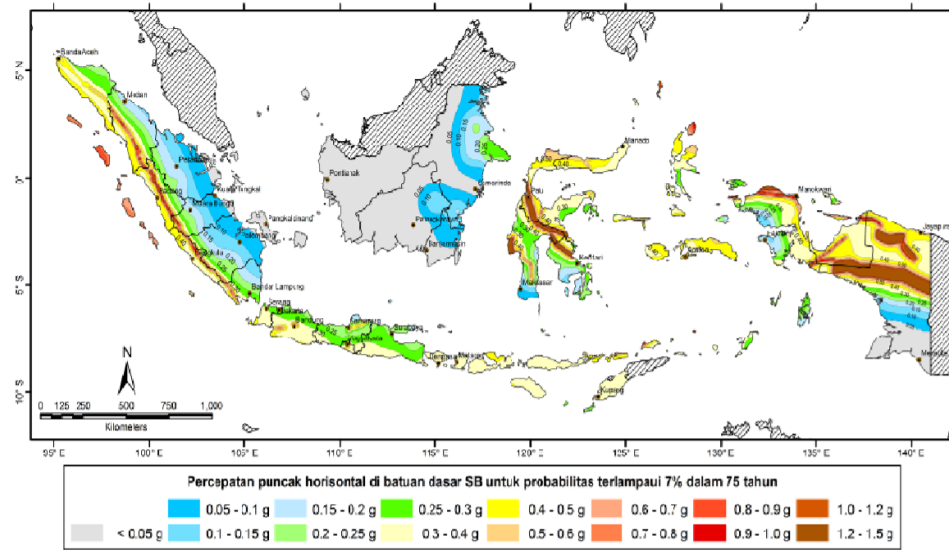
E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{SM} = koefisien respons gempa elastis

R_d = faktor modifikasi respons

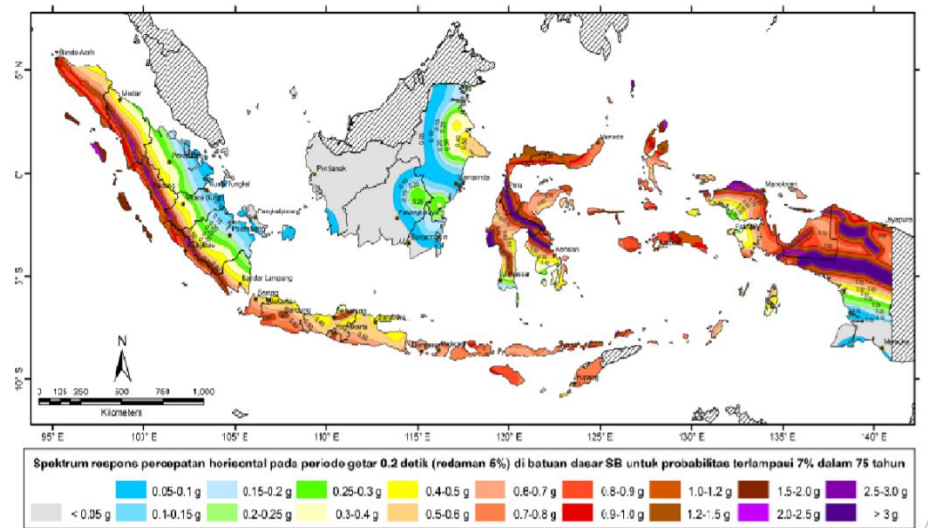
W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN)

Perhitungan beban gempa mengacu pada peraturan SNI 2833:2016 tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa. Koefisien respon elastis (C_{SM}) bisa didapatkan dari peta spectra percepatan dan percepatan batuan dasar yang disesuaikan dengan daerah gempa lokasi jembatan dan periode ulangnya. Gambar peta gaya gempa dapat dilihat pada Gambar 3.5, Gambar 3.6, dan Gambar 3.7 dibawah ini.



Gambar 3.5 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun

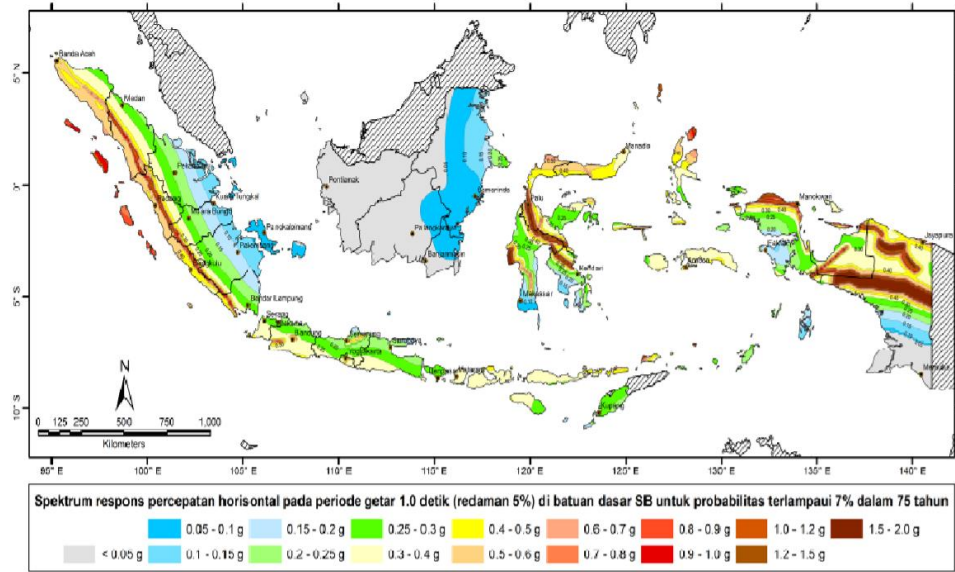
(Sumber: SNI 2833:2016)



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

Gambar 3.6 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar (S_s) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun

(Sumber: SNI 2833:2016)



Gambar 3.7 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar (S₁) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun

(Sumber: SNI 2833:2016)

a. Faktor Situs

Dalam menentukan nilai respon spektra di permukaan tanah diperlukan faktor amplifikasi. Faktor amplifikasi dapat dilihat pada Tabel 3.9 dan Tabel 3.10 dibawah ini.

Tabel 3.9 Faktor Amplifikasi untuk F_{PGA} dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 S _s ≤ 0,25	PGA = 0,2 S _s = 0,5	PGA = 0,3 S _s = 0,75	PGA = 0,4 S _s = 1,0	PGA > 0,5 S _s ≥ 1,25
Batuan keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus(SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Sumber SNI 2883-2016 Perencanaan jembatan terhadap beban gempa

Tabel 3.10 Faktor Amlifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

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

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Sumber SNI 2883-2016 Perencanaan jembatan terhadap beban gempa

b. Respon spektra

Respon spektra ditentukan oleh tiga nilai percepatan puncak yang mengacu pada gambar diatas serta nilai faktor amplifikasinya. Berikut ini adalah rumus respon spektra:

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

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

$$S_{D1} = F_v \times S_1 \quad (3.8)$$

keterangan:

A_S = koefisien percepatan puncak muka tanah (g)

F_{PGA} = faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0 detik

PGA = percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

S_{DS} = nilai spektra permukaan tanah pada periode 0,2 detik

F_a = faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0,2 detik

S_s = parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek ($T=0.2$ detik) mengacu pada Peta Gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

S_{D1} = nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik

F_v = faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1,0 detik

S_1 = parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1,0 detik

Terdapat 3 ketentuan dalam menghitung koefisien respon gempa elastic yang dibedakan menurut perbandingan nilai T_0 , T_s , dan periode. Berikut ini adalah ketentuannya:

1) Untuk periode lebih kecil daripada T_0 , nilai C_{sm} didapatkan dari rumus berikut :

$$C_{sm} = (SDS - AS) \times \frac{T}{T_0} + A_s \quad (3.9)$$

2) Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , nilai C_{sm} sama dengan nilai SDS .

3) Untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respons gempa elastic didapatkan dari rumus berikut:

$$C_{sm} = \frac{SD1}{T} \quad (3.10)$$

keterangan:

$$T_0 = 0,2 T_s$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS}$$

c. Faktor Modifikasi Respon (R)

Gaya gempa yang dihitung dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan modifikasi responnya (R). Adapun nilai untuk faktor modifikasi respon (R) dapat dilihat pada Tabel 3.11 berikut.

Tabel 3.11 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan pondasi	1,0

Sumber: SNI 2833:2016

6. Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Gaya faktor yang digunakan dalam perencanaan harus dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (3.11)$$

keterangan:

η_i = faktor pengubah respons,

γ_i = faktor beban, dan

Q_i = gaya atau beban yang bekerja pada jembatan.

Kombinasi pembebanan dan factor pembebanan dapat dilihat pada Tabel 3.12 dibawah ini:

Tabel 3.12 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

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

Sumber: SNI 1725-2016

3.7 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

Struktur atas jembatan adalah bagian jembatan yang menerima dan menahan langsung beban yang berasal dari lalu lintas kendaraan, beban pejalan kaki, beban mati, dan aksi lingkungan untuk selanjutnya didistribusikan ke struktur bawah jembatan. Perencanaan struktur atas pada Jembatan Kedungjati ini meliputi gelagar memanjang, gelagar melintang, dan rangka.

3.7.1 Gelagar Memanjang Komposit

Gelagar memanjang adalah gelagar yang membentang sepanjang jalan dan menahan beban secara memanjang. Fungsinya adalah menumpu lantai kendaraan lalu menyalurkannya ke gelagar melintang. Berikut ini adalah hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan gelagar memanjang.

1. Kontrol Terhadap Lentur

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

a. Sumbu netral berada pada pelat beton

Nilai gaya tekan pada pelat beton dihitung dengan rumus berikut.

$$C = 0,85 \times Fc' \times a \times Be \quad (3.12)$$

keterangan:

C = gaya tekan pada pelat beton (kN)

Fc' = kuat tekan beton (MPa)

a = sumbu netral (mm)

Be = lebar efektif (mm)

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

$$T = As \times Fy \quad (3.13)$$

keterangan:

A_s = luas area profil baja (mm^2)

F_y = tegangan leleh baja (MPa)

Dari kedua rumus diatas didapatkan persamaan keseimbangan gaya yaitu $C = T$ sehingga didapatkan rumus nilai a .

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F_c' \times B_e} \quad (3.14)$$

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

$$M_n = A_s \times F_y \times \left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right) \quad (3.15)$$

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:

$$\frac{h_o}{t_w} \leq 3,57 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.16)$$

keterangan:

h = tinggi bersih profil sayap (mm)

t_w = tebal pelat badan profil (mm)

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

$$\frac{h_o}{t_w} \leq 1,10 \times \sqrt{\frac{k_n \times E}{F_y}} \quad (3.17)$$

dengan,

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (3.18)$$

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

$$V_n = 0,6 \times F_y \times A_w \quad (3.19)$$

keterangan:

A_w = luas kotor pelat badan (mm^2)

3.7.2 Gelagar Melintang

Gelagar melintang adalah gelagar yang terletak di bawah gelagar memanjang dan ukurannya lebih besar dari pada gelagar memanjang. Gelagar ini melintang selebar jembatan. Berikut ini adalah hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan gelagar melintang.

1. Kontrol Terhadap Lentur

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

a. Momen bentang pendek

$$M_n = M_p \quad (3.20)$$

b. Momen bentang menengah

Momen bentang menengah dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$M_n = C_b \times (M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L}{L_r - L_p}) \leq M_p \quad (3.21)$$

c. Momen bentang panjang

$$M_n = M_{cr} \quad (3.22)$$

2. Kontrol Terhadap Geser

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

$$V_n = 0,6 \times F_y \times A_w \quad (3.23)$$

keterangan:

- V_n = Kuat geser nominal (kN)
 F_y = Tegangan leleh baja (MPa)
 A_w = Luas kotor profil baja (mm^2)

3.7.3 Rangka

Rangka merupakan struktur utama yang mendukung beban-beban yang bekerja pada struktur 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

$$P_u \leq \phi P_n \quad (3.24)$$

keterangan:

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

1) Kuat tarik nominal pada penampang bruto:

$$P_n = A_g \times F_y \quad (3.25)$$

2) Kuat tarik nominal pada penampang efektif:

$$P_n = A_e \times F_u \quad (3.26)$$

keterangan:

A_g = luas penampang bruto (mm^2)

A_e = luas penampang efektif (mm^2)

F_y = tegangan leleh (MPa)

F_u = tegangan ultimate (MPa)

nilai ϕ untuk persamaan 3.24 adalah 0,9 dan untuk persamaan 3.25 adalah 0,75

b. Penampang efektif

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

$$A_e = A \times U \quad (3.27)$$

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

$$A_{nt} = A_g - (n \times d \times t_f) \quad (3.28)$$

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

$$P_u \leq \phi_n P_n \quad (3.29)$$

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 3.13 berikut.

Tabel 3.13 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 3.14) $< \lambda_r$ (3.30)

2) kelangsingan komponen struktur tekan, $\lambda = \frac{Lk}{r} \leq 140$ (3.31)

Nilai perbandingan maksimum lebar terhadap tebal baja dapat dilihat pada Tabel 3.14 dibawah ini.

Tabel 3.14 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	$\frac{h}{tw}$	$\frac{1680}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{2550}{\sqrt{F_y}}$

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 3.14, dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut :

$$P_n = (0,66\lambda_c^2) \times A_g \times F_y \text{ untuk } \lambda_c \leq 1,5 \quad (3.32)$$

$$P_n = (0,88\lambda_c^2) \times A_g \times F_y \text{ untuk } \lambda_c \geq 1,5 \quad (3.33)$$

$$\lambda_c = \frac{Lk}{r \times \pi} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.34)$$

$$Lk = k_c \times L \quad (3.35)$$

keterangan:

A_g = luas penampang bruto (mm²)

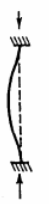

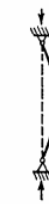


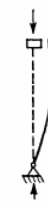






F_y = tegangan leleh (MPa)

λ_c = parameter kelangsingan

k_c = faktor panjang tekuk (mm)

E = modulus elastisitas bahan baja (MPa)

Nilai faktor panjang tekuk dapat dilihat pada Gambar 3.8 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 terjepit, translasi bebas	 = Rotasi bebas, translasi terjepit	 = Rotasi bebas, translasi bebas

Gambar 3.8 Faktor Panjang Tekuk

(Sumber: RSNI T-03-2005)

3.7.4 Sambungan

Sambungan adalah komponen struktur yang berfungsi menggabungkan satu komponen dengan komponen lainnya sehingga membentuk satu kesatuan konstruksi sesuai kebutuhan. Berikut ini adalah rumus untuk menghitung sambungan.

1. Kekuatan nominal baut

$$R_n = F_{nv} \times A_b \quad (3.36)$$

keterangan:

F_{nv} = kuat geser nominal (kN)

A_b = luas penampang baut (mm^2)

2. Jumlah kebutuhan baut

$$n = \frac{T_n}{R_n} \quad (3.37)$$

keterangan:

T_n = kuat tarik atau tekan ultimit profil (kN)

R_n = kapasitas satu baut (kN)

3. Kekuatan sambungan

a. Kuat tumpu geser pelat

$$Rna = 1,5 \times lc1 \times t \times Fu \leq 3 \times db \times t \times Fu \quad (3.38)$$

$$Rnb = 1,5 \times lc2 \times t \times Fu \leq 3 \times db \times t \times Fu \quad (3.39)$$

$$\phi Rn = 0,75 \times [(n1 \times Rna) + (n2 \times Rnb)] \quad (3.40)$$

keterangan:

lc1 = jarak bersih antara baut dan tepi pelat terluar (mm)

lc2 = jarak bersih antat baut (mm)

t = tebal profil (mm)

Fu = tegangan putus minimum (fy)

n1 = jumlah jarak bersih antara baut dan tepi pelat terluar (mm)

n2 = jumlah jarak bersih antar baut (mm)

b. Kuat geser blok

$$Rn = 0,6.Fu.Anv + Ubs.Fu.Ant \leq 0,6.Fy.Agv + Ubs.Fu.Ant \quad (3.41)$$

keterangan:

Anv = luas bersih potongan garis batas blok searah gaya (mm²)

Agv = luas kotor garis batas blok searah gaya (mm²)

Ant = luas bersih garis batas blok tegas lurus gaya (mm²)

Fy = tegangan leleh minimum (MPa)

Fu = tegangan putus minimum (MPa)

Ubs = untuk tegangan tarik merata = 1, tidak merata = 0,5

3.8 Metode *Load and Resistance Factor Design*

Metode *LRFD* adalah salah satu filosofi yang sering digunakan untuk merencanakan struktur baja. Metode *LRFD* sudah sering dipakai dalam 20 tahun terakhir karena dinilai jauh lebih rasional dengan berdasarkan pada konsep

probabilitas. Pada metode *LRFD* tidak diperlukan analisa probabilitas secara penuh, terkecuali untuk situasi-situasi yang tidak umum yang tidak diatur dalam peraturan. (Setiawan, 2008).

3.9 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

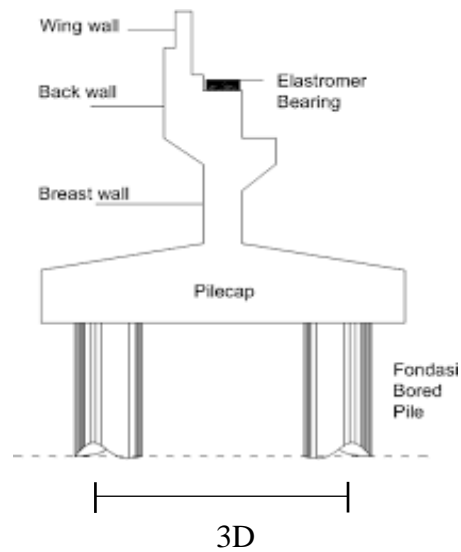
Perencanaan struktur bawah adalah perencanaan struktur pada bagian bawah jembatan yang struktur atas nya merupakan struktur baja. Perencanaan struktur bawah memiliki fungsi mendukung struktur yang ada di atasnya. Perencanaan struktur bawah meliputi *abutment* dan pondasi *abutment*.

3.9.1 *Abutment*

Abutment adalah bangunan struktur bawah jembatan yang terletak di ujung-ujung jembatan yang berfungsi memikul seluruh beban hidup dan mati pada jembatan. *Abutment* didesain untuk meneruskan beban dari bangunan atas.

Terdapat beberapa jenis dari *abutment* yang digunakan, yaitu *abutment* tipe gravitasi, tipe balok kelapa, tipe T terbalik, dan tipe T terbalik dengan penopang. Pada Jembatan Kedungjati ini akan digunakan *abutment* tipe T terbalik.

Abutment tipe T terbalik merupakan tipe *abutment* 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 di bawah *abutment*. Gambar bagian-bagian dari *abutment* dapat dilihat pada Gambar 3.9 dibawah ini.



Gambar 3.9 Bagian-bagian *Abutment*

(Sumber : Wafi, 2018)

1. Pembebanan

Untuk perhitungan *abutment*, perlu diketahui pembebanan apa saja yang ada pada *abutment*, berikut ini adalah pembebanan yang ada pada *abutment* :

a. Beban Mati

Beban mati pada pembebanan *abutment* terdiri dari berat sendiri struktur atas (batang atas, batang bawah, batang diagonal, ikatan angin atas miring, ikatan angin atas lurus, gelagar memanjang, gelagar melintang), berat sendiri struktur bawah, air hujan, dan aspal.

b. Beban Lalu Lintas

Beban Lalu Lintas pada perencanaan *abutment* menggunakan beban lalu lintas beban “D” yang terdiri dari Beban Terbagi Merata (BTR) dan Beban Garis Tegak (BGT).

c. Tekanan Tanah (*PA*)

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

d. Gaya Rem (*TB*)

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

e. Beban Angin (*EW*)

Beban Angin pada perencanaan *abutment* menggunakan tekanan angin horizontal dan beban angin kendaraan. Untuk tekanan angin horizontal diasumsikan sebesar 90 – 126 km/jam. Sedangkan untuk beban angin kendaraan diasumsikan tekanan menerus dengan nilai 1,46 N/mm tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan.

f. Beban Gempa (*EQ*)

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

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (3.42)$$

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)

3.9.2 Pondasi

Pondasi adalah salah satu bangunan struktur yang letaknya berada pada paling bawah bangunan dan memiliki fungsi sebagai penyalur beban dari bangunan yang ada di atasnya menuju ke tanah dasar.

Untuk pemilihan jenis pondasi dipengaruhi oleh berbagai faktor, seperti beban yang ada di atasnya, kondisi tanah, kondisi eksisting yang ada pada bangunan dan sebagainya. Berikut ini adalah tahap-tahap dalam merencanakan struktur pondasi.

1. Menentukan jumlah beban efektif yang di transfer ke tanah yang berada di bawah pondasi.
2. Menentukan nilai kapasitas dukung ijin (Q_u).

3. Menghitung nilai daya dukung lateral ijin (*Hijin*) pada pondasi akibat gaya lateral yang ada pada struktur jembatan.

Untuk pemilihan jenis pondasi yang digunakan, bisa menggunakan rasio kedalaman tanah yang mampu mendukung beban yang bekerja (*D*) dengan lebar pondasi (*B*). Jika $\frac{D}{B} < 4$, digunakan tipe pondasi telapak langsung (dangkal). Jika $\frac{D}{B} \geq 10$, digunakan tipe pondasi tiang (dalam). Jika $4 \leq \frac{D}{B} < 10$, digunakan tipe pondasi sumuran (peralihan). (Suryolelo, 1995).

3.9.3 Perencanaan Pondasi *Bore Pile*

Pondasi *bore pile* adalah pondasi tipe dalam yang dibuat dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu kemudian diisi dengan tulangan dan dicor dengan beton. Penentuan kedalaman *bore pile* ditentukan dengan meninjau nilai pengujian N-SPT. Pondasi *bore pile* untuk abutment digunakan nilai SPT minimal 50 dimana tanah tersebut sudah tergolong tanah keras dan mampu menahan beban. Berikut ini adalah perencanaan pondasi *bore pile*.

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

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (3.43)$$

keterangan:

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

- b. Daya dukung selimut (Q_s)

$$Q_s = f \times L \times p \quad (3.44)$$

keterangan:

- Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang (kN)
 f = gesekan selimut tiang per satuan luas (kN/m²)

- L = panjang *bore pile* (m)
 p = keliling penampang tiang (m)
 c. Daya dukung ijin bore pile (*Pijin*)

$$Q = \frac{Qp+Qs}{SF} \quad (3.45)$$

keterangan:

SF = faktor aman

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

- a. Menentukan jenis tiang

$$T = \sqrt[5]{\frac{Ep \times Ip}{nh}} \quad (3.46)$$

keterangan:

T = faktor kekakuan untuk modulus tanah yang tidak konstan

Ep = modulus elastisitas tiang (kg/m²)

Ip = momen inersia (m⁴)

nh = koefisien variansi modulus Terzaghi (kN/m³)

- b. Menentukan beban lateral maksimum *bore pile*

$$My = \frac{1}{8} \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \gamma_{beton} \right) \times L^2 \quad (3.47)$$

keterangan:

My = tahanan momen tiang (kNm)

d = diameter *bore pile* (m)

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

L = panjang *bore pile* (m)

c. Beban lateral ijin

$$H_{uijin} = \frac{H_u}{SF} \quad (3.48)$$

keterangan:

H_u = beban lateral (kN)

SF = faktor aman

d. Beban lateral ijin dengan toleransi defleksi

$$H_{uijin} = \frac{1}{0,93} \times y_o \times (nh)^{3/5} \times (E_p \times I_p)^{2/5} \quad (3.49)$$

keterangan:

y_o = toleransi defleksi (mm)

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Untuk merencanakan suatu bangunan, diperlukan proses analisis struktur kepada beban yang bekerja pada bangunan tersebut agar diperoleh desain yang aman dan tidak menyebabkan keruntuhan. kapasitas elemen suatu struktur jembatan, diperlukan suatu proses analisis. Dalam proses analisis tersebut, diperlukan data-data dari lapangan agar proses perencanaan bisa dilaksanakan.

4.2 Lokasi

Lokasi jembatan Kedungjati terletak pada Desa Selopamioro, Kecamatan Imogori, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Penampakan lokasi jembatan menggunakan *Google Earth* dapat dilihat pada Gambar 4.1 dibawah ini.



Gambar 4.1 Lokasi Jembatan Kedungjati

(Sumber : *Google Earth*)

4.3 Data Struktur

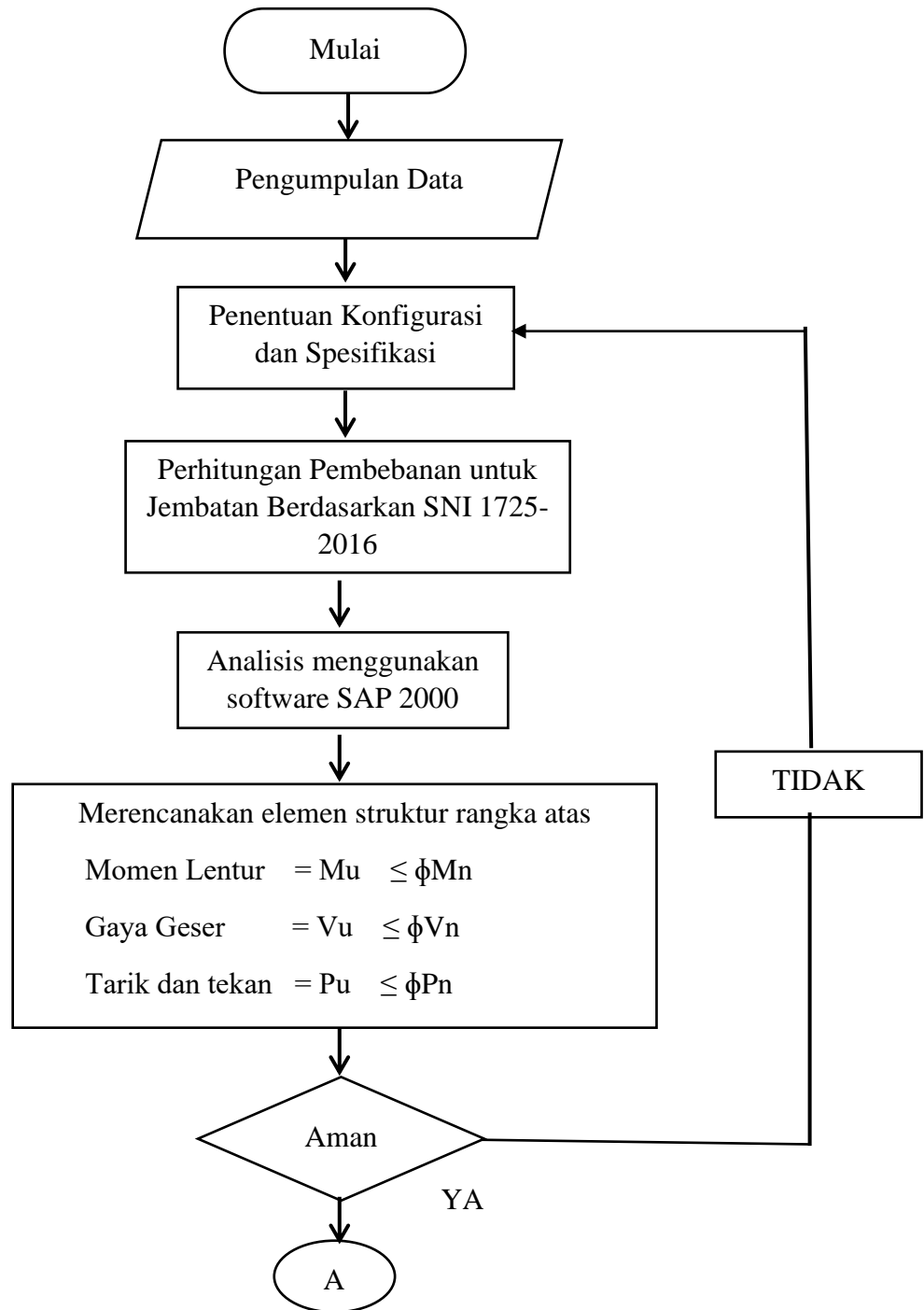
Untuk mendesain ulang Jembatan Kedungjati, diperlukan beberapa data lapangan. Data lapangan yang diperlukan dapat dilihat pada Tabel 4.1 dibawah ini.

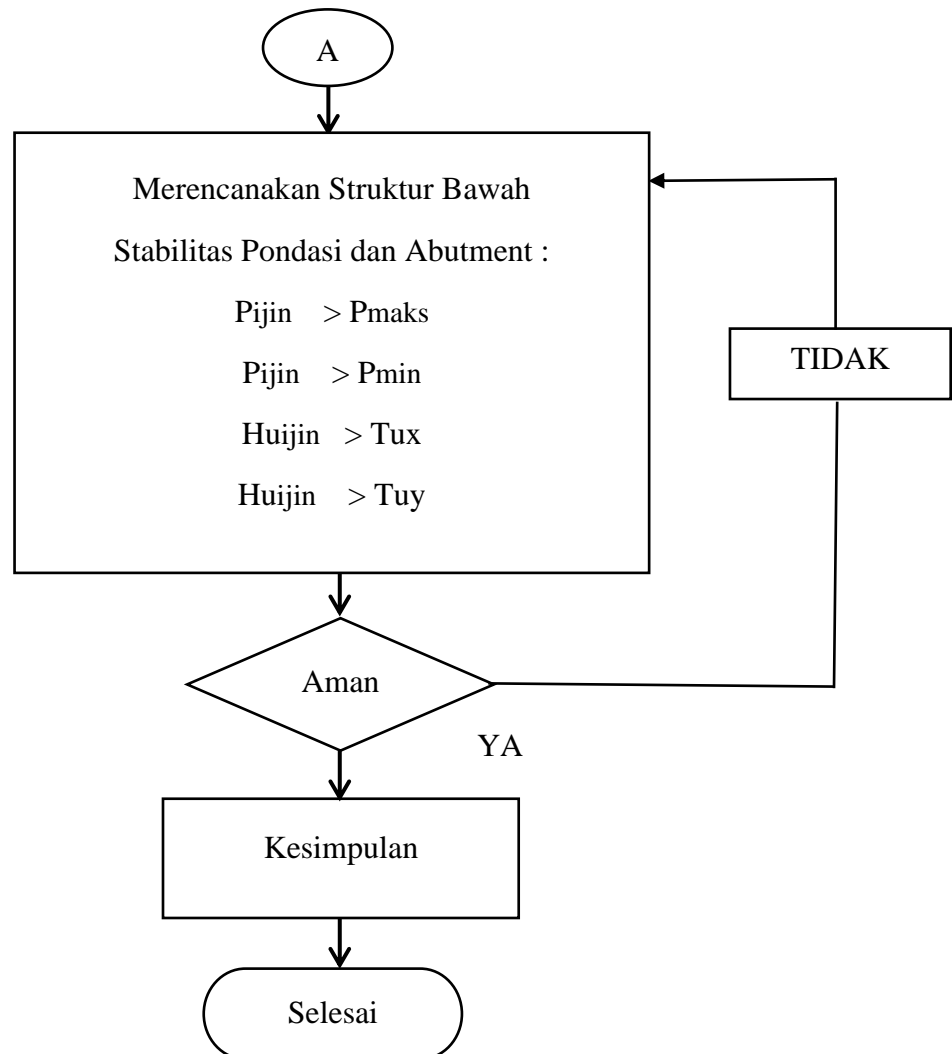
Tabel 4.1 Data Jembatan

Data Jembatan	Keterangan
Tipe Jembatan	Rangka Baja
Kelas Jembatan	B
Jumlah Bentang	1
Panjang Bentang	80 meter
Lebar Bentang	7 meter
Tinggi Jembatan	7 meter
Lebar Perkerasan	6 meter
Lebar Trotoar	0,5 meter
Jumlah Lajur	2

4.4 Bagan Alir Penelitian

Bagan alir penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.2 dibawah ini.

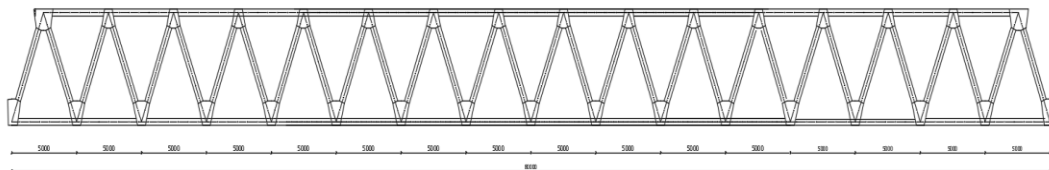




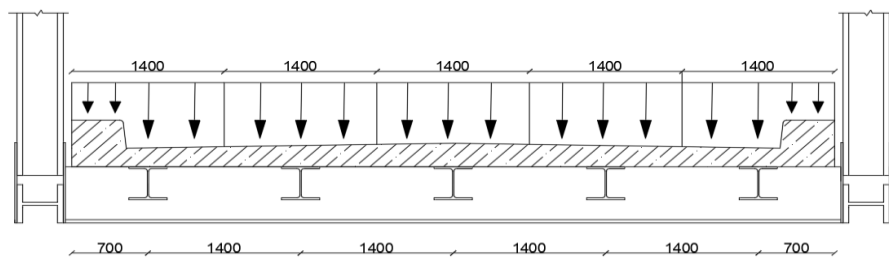
Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN



Gambar 5.1 Gambar Rangka Baja Tipe Warren



Gambar 5.2 Tampak Melintang Jembatan

5.1 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

5.1.1 Perencanaan Gelagar Memanjang Komposit

Gelagar Memanjang adalah gelagar yang membentang sepanjang jalan dan menahan langsung beban sendiri gelagar memanjang dan beban yang ada di atasnya yang kemudian akan didistribusikan ke struktur bawah jembatan. Pembagian dimensi jembatan tampak melintang dapat dilihat pada Gambar 5.2 diatas. Berikut ini adalah perhitungan pembebanan gelagar memanjang.

1. Pembebanan Gelagar Memanjang

a. Beban Mati (*MS*)

1) Berat Sendiri Gelagar Memanjang

Gelagar Memanjang direncanakan menggunakan profil WF 350 x 350 x 12 x 19, sehingga berat sendiri gelagar memanjang (Q_{MS} gelagar) = 1,344 kN/m.

2) Berat Sendiri Pelat Beton

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi pelat beton } (h) = 0,2 \text{ m}$$

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

Perhitungan Berat Sendiri Pelat

$$\begin{aligned} Q_{MS} \text{ pelat} &= \gamma_b \times h \times r \\ &= 24 \times 0,2 \times 1,4 \\ &= 6,720 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Berat Sendiri *Deck Slab*

$$\text{Lebar } \textit{deck slab} (b) = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } \textit{deck slab} (h) = 0,00085 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis baja } (\gamma_b) = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Perhitungan berat mati *deck slab*

$$\begin{aligned} Q_{MA} \textit{ deck slab} &= \gamma_b \times b \times h \\ &= 78,5 \times 1,4 \times 0,00085 \\ &= 0,093 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Beban Mati Tambahan (*MA*)

1) Berat Mati Tambahan Aspal

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Tebal aspal } (h) = 0,1 \text{ m}$$

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

Perhitungan Berat Sendiri Aspal

$$\begin{aligned} Q_{MA} \text{ aspal} &= \gamma_a \times h \times r \\ &= 22 \times 0,1 \times 1,4 \\ &= 3,080 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat Mati Tambahan Air Hujan

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,4 \text{ m}$$

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

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

Perhitungan Berat Sendiri Air Hujan

$$\begin{aligned} Q_{MA} \text{ air hujan} &= \gamma_w \times h \times r \\ &= 10 \times 0,05 \times 1,4 \\ &= 0,700 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Total Beban Mati Tambahan

$$\begin{aligned} Q_{MA} \text{ total} &= Q_{MA} \text{ aspal} + Q_{MA} \text{ air hujan} \\ &= 3,08 + 0,7 \\ &= 3,780 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban Terbagi Rata (*BTR*)

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Bentang jembatan } (L) = 80 \text{ m}$$

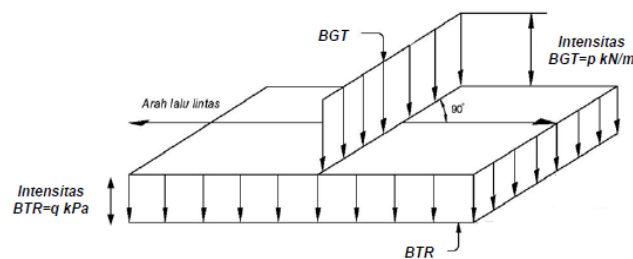
$$\text{Beban bina marga} = 70\%$$

$$\begin{aligned} q &= 70\% \times 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \\ &= 70\% \times 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{80}\right) \\ &= 4,331 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Terbagi Merata (*BTR*)

$$\begin{aligned} Q_{BTR} &= q \times r \\ &= 4,331 \times 1,4 \\ &= 6,064 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gambar pembebanan lajur “D” dapat dilihat pada Gambar 5.3 dibawah ini.



Gambar 5.3 Beban Lajur “D”

d. Beban Garis Tegak (*BGT*)

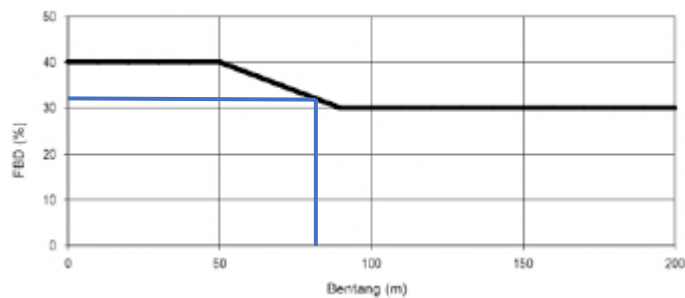
$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,4 \text{ m}$$

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

$$\text{Faktor beban dinamis } (FBD) = 32\%$$

$$\text{Beban bina marga} = 70\%$$

Gambar grafik FBD dapat dilihat pada Gambar 5.4 dibawah ini.



Gambar 5.4 Faktor Beban Dinamis

Perhitungan Beban Garis Tegak (*BGT*)

$$\begin{aligned} Q_{BGT} &= (1 + FBD) \times p \times 70\% \\ &= (1 + 0,32) \times 49 \times 70\% \\ &= 45,276 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

e. Gaya Rem (*TB*)

$$\text{Beban Terbagi Rata } (BTR) = 6,064 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat gandar truk } (T) = 225 \text{ kN}$$

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

$$\text{Berat truk rencana } (PTT) = 500 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah joint } (n) = 85 \text{ joint}$$

1) Perhitungan Gaya Rem 1 (*TB1*)

$$\begin{aligned} TB1 &= 25\% \times T \\ &= 25\% \times 225 \\ &= 56,250 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Perhitungan Gaya Rem 2 (*TB2*)

$$\begin{aligned} TB2 &= (5\% \times PTT) + (Q_{BTR} \times S) \\ &= (5\% \times 500) + (6,064 \times 6) \end{aligned}$$

$$= 61,383 \text{ kN}$$

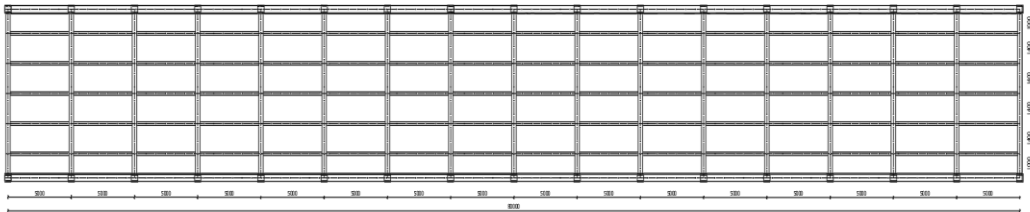
Berdasarkan SNI 1725-2016, untuk perhitungan gaya rem diambil nilai terbesar diantara 25% dari berat gandar truk dan 5% dari berat truk rencana. Dari perhitungan diatas didapatkan nilai terbesarnya adalah 5% dari berat truk rencana yaitu sebesar 61,383 kN.

Kemudian untuk memudahkan, maka gaya rem yang ada akan di bagi per joint yang terdapat pada jembatan. Berikut ini adalah perhitungan untuk mencari gaya rem per joint.

Perhitungan Gaya Rem Per Gelagar :

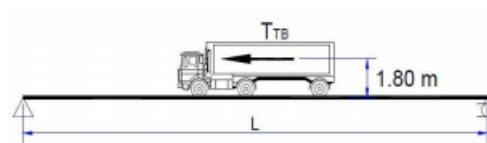
$$\begin{aligned} PTB &= \frac{TB}{n} \\ &= \frac{61,383}{85} \\ &= 0,722 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gambar tampak atas gelagar memanjang dan melintang dapat dilihat pada Gambar 5.5 dibawah ini.



Gambar 5.5 Tampak Atas Gelagar Memanjang dan Melintang

Gambar pembebanan akibat gaya rem dapat dilihat pada Gambar 5.6 dibawah ini.



Gambar 5.6 Beban Akibat Gaya Rem

Rekapitulasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.1 dibawah ini.

Tabel 5.1 Rekapitulasi Pembebanan Gelagar Memanjang

Jenis Beban	Beban	Faktor Beban	Beban	Satuan
Beban Sendiri Bahan Beton (<i>MS</i>)	6,720	1,1	7,392	kN/m
Beban Sendiri Bahan Baja (<i>MS</i>)	1,437	1,1	1,581	kN/m
Beban Mati Tambahan (<i>MA</i>)	3,780	2	7,560	kN/m
Beban Terbagi Rata (<i>BTR</i>)	6,064	1,8	10,915	kN/m
Beban Garis Tegak (<i>BGT</i>)	45,276	1,8	81,497	kN/m
Gaya Rem (<i>TB</i>)	0,722	1,8	1,3	kN
Jumlah Beban Merata			108,945	kN/m
Jumlah Beban Titik			1,3	kN

Rekapitulasi pembebanan diatas menggunakan kombinasi kuat 1 karena nilai beban merata dan nilai beban titik nya paling besar diantara kombinasi pembebanan yang lain.

Berdasarkan SNI 1725-2016 Pembebanan untuk jembatan, kombinasi kuat 1 adalah kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin dan semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.

2. Momen dan Geser

a. Momen Ultimit

$$\text{Beban Merata } (Q_u) = 108,945 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban Titik } (P) = 1,3 \text{ kN}$$

$$\text{Panjang satu segmen } (l) = 5 \text{ m}$$

Perhitungan momen ultimit pada gelagar memanjang.

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \left(\frac{1}{8} \times Q_u \times l^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times P \times l\right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 108,945 \times 5^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times 1,3 \times 5\right) \\ &= 342,077 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Gaya Geser

Perhitungan gaya geser pada gelagar memanjang

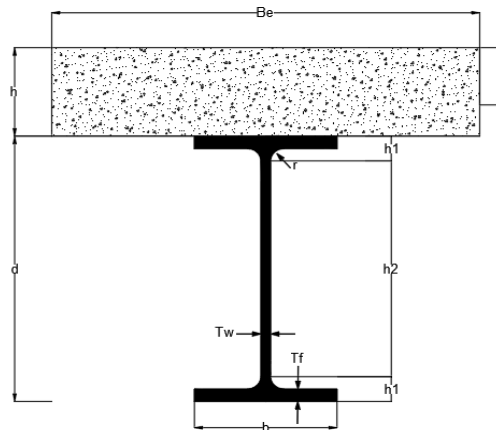
$$\begin{aligned} V_u &= \left(\frac{1}{2} \times Q_u \times l\right) + P \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 108,945 \times 5\right) + 1,3 \\ &= 273,012 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Dimensi Profil

a. Data Dimensi Profil

Tinggi profil, h_t	= 350 mm
Lebar sayap, B	= 350 mm
Tebal badan, t_w	= 12 mm
Tebal sayap, t_f	= 19 mm
Jari-jari kelengkungan, r	= 20 mm
Luas area profil, A	= 17.390 mm ²
Inersia terhadap sumbu x, I_x	= 403.000.000 mm ⁴
Inersia terhadap sumbu y, I_y	= 136.000.000 mm ⁴
Jari-jari girasi sumbu x, r_x	= 152 mm
Jari-jari girasi sumbu y, r_y	= 88,4 mm
Modulus terhadap sumbu x, Z_x	= 2.300.000 mm ³
Modulus terhadap sumbu y, Z_y	= 776.000 mm ³
Tinggi, h_1	= $t_f + r$
	= 19 + 20
	= 39 mm
Tinggi badan bersih, h_2	= $h_t - 2 \times h_1$
	= 350 - 2 x 39
	= 272 mm

Gambar gelagar komposit pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 5.7 dibawah ini.



Gambar 5.7 Gelagar Komposit

b. Tinjauan Pengaku Vertikal dan Perhitungan Geser

1) Pengaku Vertikal

Berdasarkan RSNI T-03-2005 syarat dipergunakannya pengaku adalah nilai $a/h_2 \leq 3,0$, jika nilai nya $a/h_2 > 3,0$ maka balok tidak perlu diperkaku. Maka dengan syarat tersebut diperoleh nilai sebagai berikut.

$$\begin{aligned} a/h_2 &= 5000/272 \\ &= 18,382 \text{ mm} > 3,0 \end{aligned}$$

Dengan hasil tersebut, maka balok tidak perlu diperkaku.

2) Kontrol Ketebalan Pelat Badan Tanpa Pengaku

Untuk mengetahui apakah ketebalan pelat badan telah aman, maka digunakan perhitungan hasil perbandingan tinggi terhadap tebal badan lalu dibandingkan. Berikut ini adalah perhitungannya.

$$\text{Perbandingan tinggi terhadap tebal badan} = \frac{h_2}{t_w} = \frac{272}{12} = 22,667$$

$$\begin{aligned} 3,57 \times \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} &= 3,57 \times \sqrt{\left(\frac{200000}{240}\right)} \\ &= 103,057 \end{aligned}$$

Dari perhitungan tersebut, didapatkan hasil $22,667 < 103,057$. Maka dapat disimpulkan bahwa pelat badan aman.

3) Tahanan Geser Nominal

Perhitungan tahanan geser nominal adalah sebagai berikut.

$$\text{Luas penampang badan, } A_w = t_w \times h_2$$

$$\begin{aligned}
 &= 12 \times 272 \\
 &= 3.264 \text{ mm}^2 \\
 \text{Perhitungan } kn &= 5 + \left(\frac{5}{a+h2}\right)^2 \\
 &= 5 + \left(\frac{5}{5.000+272}\right)^2 \\
 &= 5 \\
 h2/tw &= \frac{h2}{tw} \\
 &= \frac{272}{12} \\
 &= 22,667 \\
 \text{Syarat 1} &= 1,10 \times \sqrt{kn \frac{E}{fy}} \\
 &= 1,10 \times \sqrt{5 \frac{200000}{240}} \\
 &= 71,005
 \end{aligned}$$

Dengan nilai $h2/tw \leq 1,10 \times \sqrt{kn \frac{E}{fy}}$, maka digunakan rumus tahanan geser nominal sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,60 \times fy \times Aw \\
 &= 0,60 \times 240 \times 3.264 \\
 &= 470.016 \text{ N} \\
 &= 470,016 \text{ kN} \\
 \text{Tahanan geser nominal terseduksi} &= \phi_s \times V_n \\
 &= 0,9 \times 470,016 \\
 &= 423,014 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Cek Kemanan Profil Terhadap Geser

$$\begin{aligned}
 \phi_s V_n &= 423,014 \text{ kN} \\
 V_u &= 273,012 \text{ kN} \\
 \phi_s V_n &\geq V_u \\
 423,014 \text{ kN} &\geq 273,012 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan hasil tersebut, maka profil baja gelagar memanjang aman terhadap geser.

c. Tinjauan Lentur

$$\text{Tebal pelat lantai, } t_s = 200 \text{ mm}$$

Lebar efektif, B_E

$$1) \frac{1}{5} \text{ panjang bentang} = \frac{1}{5} \times 80.000 = 16.000 \text{ mm}$$

$$2) \text{ Jarak antar gelagar, } S = 1.400 \text{ mm}$$

$$3) 12 \times t_s = 12 \times 200 = 2.400 \text{ mm}$$

Diambil yang terkecil yaitu 1.400 mm

$$\text{Kuat tekan beton, } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_y = 240 \text{ Mpa}$$

Perhitungan resultan gaya maksimum C dan T

1) Gaya Tarik Maksimum

$$\begin{aligned} T &= A_s \times F_y \\ &= 17.390 \times 240 \\ &= 4.173.600 \text{ N} \\ &= 4.173,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Gaya Tekan Maksimum

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \times f'_c \times B_E \\ &= 0,85 \times 240 \times 1400 \\ &= 35.700 \text{ N} \\ &= 35,700 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Sumbu Netral

$$\begin{aligned} a &= \frac{f_y \times A_s}{0,85 \times f'_c \times B_e} \\ &= \frac{240 \times 17.390}{0,85 \times 240 \times 1400} \\ &= 116,908 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan hasil tersebut maka garis netral plastis terdapat pada pelat beton.

4) Momen Lentur Nominal

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \times F_y \times A_s \times \left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 240 \times 17.390 \times \left(\frac{350}{2} + 200 - \frac{116,908}{2} \right) \\ &= 1.189.023.568 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$= 1.189,024 \text{ kNm}$$

5) Cek Keamanan Profil Terhadap Lentur

$$\phi M_n = 1.189,024 \text{ kNm}$$

$$M_u = 342,077 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$1.189,024 \text{ kNm} \geq 342,077 \text{ kNm}$$

Dengan hasil tersebut, maka profil baja gelagar memanjang aman terhadap lentur.

d. Penghubung Geser (*Shear Connector*)

Untuk merencanakan penghubung geser, maka diperlukan data-data sebagai berikut:

$$\text{Tebal sayap, } t_f = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter baut, } d_b = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton, } f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan putus minimum, } f_u = 370 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan leleh minimum, } f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang geser, } A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 20^2 \\ &= 314 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton, } E_c &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25.742,960 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\text{Luas profil baja, } A_g = 17.390 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tebal pelat lantai beton, } t_s = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar efektif, } B_e = 1.400 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 1725-2002 terdapat syarat dalam menentukan diameter baut, yaitu:

$$d_b < 2,5 \times t_f$$

$$20 < 2,5 \times 12$$

$$20 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$$

Aman!

Perhitungan kekuatan 1 penghubung geser

$$\begin{aligned}
 Qn1 &= 0,5 \times A_c \times \sqrt{f'c \times E_c} \\
 &= 0,5 \times 314 \times \sqrt{30 \times 25.742,960} \\
 &= 137.971,543 \text{ N} \\
 &= 137,972 \text{ Kn} \\
 Qn2 &= A_c \times f_u \\
 &= 314 \times 370 \\
 &= 116.180 \text{ N} \\
 &= 116,180 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari dua perhitungan diatas dipakai kekuatan 1 penghubung geser dengan nilai terkecil yaitu 116,180 kN.

Perhitungan gaya geser nominal

$$\begin{aligned}
 Vh1 &= A_g \times f_y \\
 &= 17.390 \times 240 \\
 &= 4.173.600 \text{ N} \\
 &= 4.173,6 \text{ kN} \\
 Vh2 &= 0,85 \times f'c \times t_s \times B_e \\
 &= 0,85 \times 30 \times 200 \times 1400 \\
 &= 7.140.000 \text{ N} \\
 &= 7.140 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari dua perhitungan diatas dipakai gaya geser nominal dengan nilai terkecil yaitu 4.173,6 kN.

Perhitungan jumlah penghubung geser

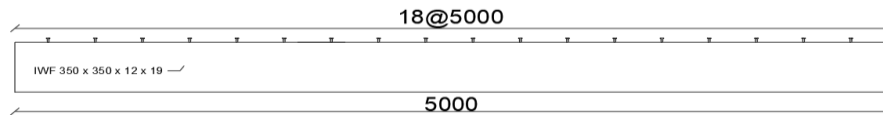
$$\begin{aligned}
 n &= \frac{Vh}{Qn} \\
 &= \frac{4.173,6}{116,18} \\
 &= 35,923 \text{ buah} \approx 36 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Perhitungan jarak antar penghubung geser

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{L}{(0,5 \times (n+1))} \\
 &= \frac{5000}{(0,5 \times (36+1))}
 \end{aligned}$$

$$= 270,3 \text{ mm}$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan jumlah penghubung geser adalah 36 buah dengan jarak tiap penghubung geser adalah 270 mm. Gambar penghubung geser dapat dilihat pada Gambar 5.8 dibawah ini.



Gambar 5.8 Penghubung Geser

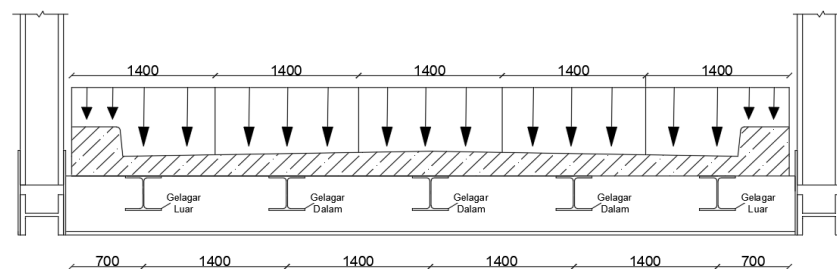
5.1.2 Rangka

Rangka adalah struktur yang berfungsi mendukung seluruh beban yang ada pada struktur jembatan rangka baja. Beban tersebut terdiri dari beban akibat berat sendiri rangka utama dan beban dari luar yang diterima oleh batang yang ada pada rangka sehingga menimbulkan tarikan aksial dan tekanan aksial.

1. Pembebanan

a. Beban Mati (*MS*)

Gambar skema pembebanan beban mati sendiri dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut.



Gambar 5.9 Skema Pembebanan Beban Mati Sendiri

1) Pelat Gelagar Memanjang Luar

a) Berat sendiri pelat beton luar

$$\text{Lebar pelat beton } (b) = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Tebal pelat beton } (h) = 0,2 \text{ m}$$

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

Perhitungan berat sendiri pelat beton luar

$$\begin{aligned} QMS \text{ pelat tepi} &= \gamma b \times b \times h \\ &= 24 \times 1,4 \times 0,2 \\ &= 6,72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Pelat Gelagar Memanjang Dalam

a) Berat sendiri pelat beton dalam

$$\text{Lebar pelat beton } (b) = 1,4 \text{ m}$$

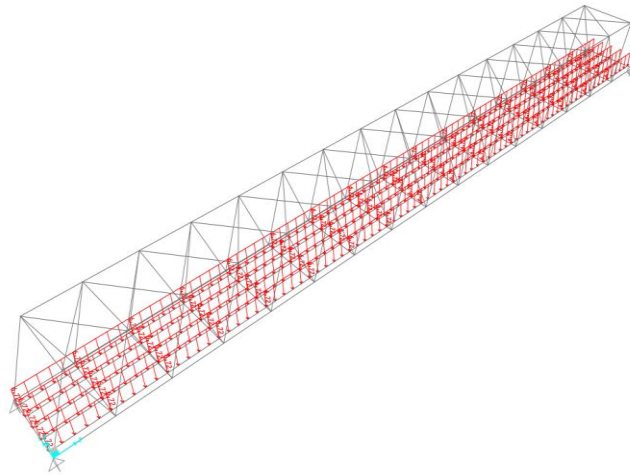
$$\text{Tebal pelat beton } (h) = 0,2 \text{ m}$$

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

Perhitungan berat sendiri pelat beton dalam

$$\begin{aligned} QMS \text{ pelat tengah} &= \gamma b \times b \times h \\ &= 24 \times 1,4 \times 0,2 \\ &= 6,72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

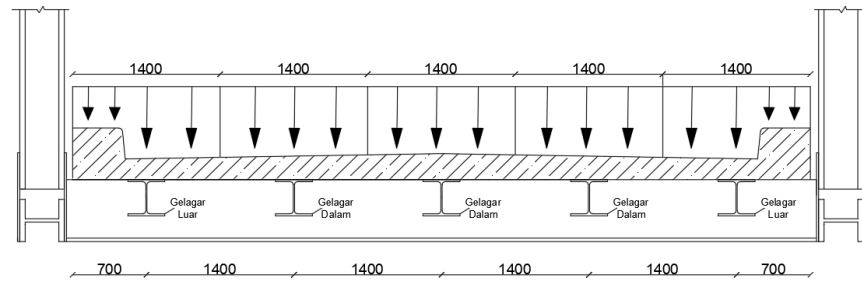
Gambar distribusi pembebanan beban mati sendiri pada *software* SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut.



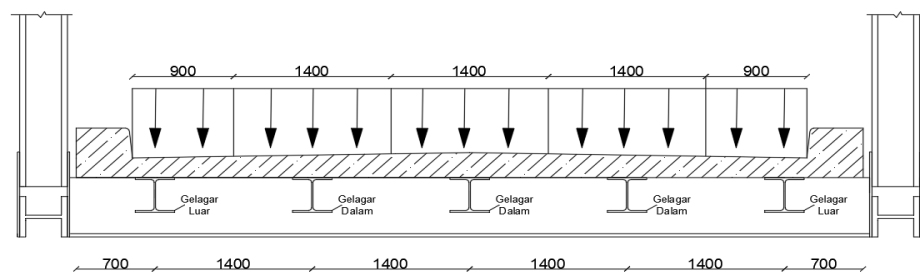
Gambar 5.10 Distribusi Beban Mati Sendiri (MS)

b. Beban Mati Tambahan (MA)

Gambar skema pembebanan beban mati tambahan dapat dilihat pada Gambar 5.11 dan 5.12 berikut.



Gambar 5.11 Skema Pembebanan Beban Mati Tambahan 1



Gambar 5.12 Skema Pembebanan Beban Mati Tambahan 2

1) Pelat Gelagar Memanjang Luar

a) Berat mati tambahan aspal

$$\text{Lebar segmen } (b) = 0,9 \text{ m}$$

$$\text{Tebal aspal } (h) = 0,1 \text{ m}$$

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

Perhitungan berat mati tambahan aspal

$$\begin{aligned} QMA \text{ aspal} &= \gamma_a \times b \times h \\ &= 22 \times 0,9 \times 0,1 \\ &= 1,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Berat mati tambahan air hujan

$$\text{Lebar segmen } (b) = 1,4 \text{ m}$$

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

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

Perhitungan berat mati tambahan aspal

$$\begin{aligned} QMA \text{ air} &= \gamma_w \times b \times h \\ &= 10 \times 1,4 \times 0,05 \end{aligned}$$

$$= 0,7 \text{ kN/m}$$

c) Berat mati trotoar

$$\text{Lebar } (b) = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Tebal trotoar } (h) = 0,3 \text{ m}$$

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

Perhitungan berat mati trotoar

$$\begin{aligned} QMA \text{ trotoar} &= \gamma_b \times b \times h \\ &= 24 \times 0,5 \times 0,3 \\ &= 3,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d) Berat mati *deck slab*

$$\text{Lebar } deck \text{ slab } (b) = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } deck \text{ slab } (h) = 0,00085 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis baja } (\gamma_b) = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Perhitungan berat mati *deck slab*

$$\begin{aligned} QMA \text{ deck slab} &= \gamma_b \times b \times h \\ &= 78,5 \times 1,4 \times 0,00085 \\ &= 0,093 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

e) Total beban mati tambahan gelagar luar

$$\begin{aligned} QMA \text{ total luar} &= QMA \text{ aspal} + QMA \text{ air} + QMA \text{ trotoar} \\ &\quad + QMA \text{ deck slab} \\ &= 1,98 + 0,7 + 7,2 + 0,093 \\ &= 6,373 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Pelat Gelagar Memanjang Dalam

a) Berat mati tambahan aspal

$$\text{Lebar segmen } (b) = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Tebal aspal } (h) = 0,1 \text{ m}$$

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

Perhitungan berat mati tambahan aspal

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

$$= 22 \times 1,4 \times 0,1$$

$$= 3,08 \text{ kN/m}$$

b) Berat mati tambahan air hujan

$$\text{Lebar segmen } (b) = 1,4 \text{ m}$$

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

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

Perhitungan berat mati tambahan aspal

$$QMA \text{ air} = \gamma_a \times b \times h$$

$$= 10 \times 1,4 \times 0,05$$

$$= 0,7 \text{ kN/m}$$

c) Berat mati *deck slab*

$$\text{Lebar deck slab } (b) = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Tebal deck slab } (h) = 0,00085 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis baja } (\gamma_b) = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Perhitungan berat mati *deck slab*

$$QMA \text{ deck slab} = \gamma_b \times b \times h$$

$$= 78,5 \times 1,4 \times 0,00085$$

$$= 0,093 \text{ kN/m}$$

d) Total beban mati tambahan

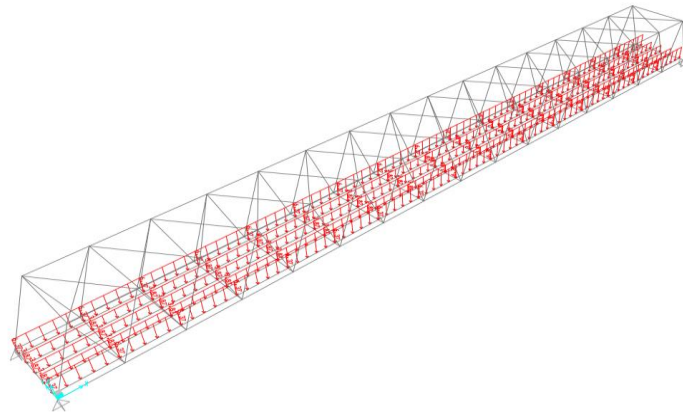
$$QMA \text{ total dalam} = QMA \text{ aspal} + QMA \text{ air} + QMA \text{ deck}$$

$$\text{slab}$$

$$= 3,08 + 0,7 + 0,093$$

$$= 3,873 \text{ kN/m}$$

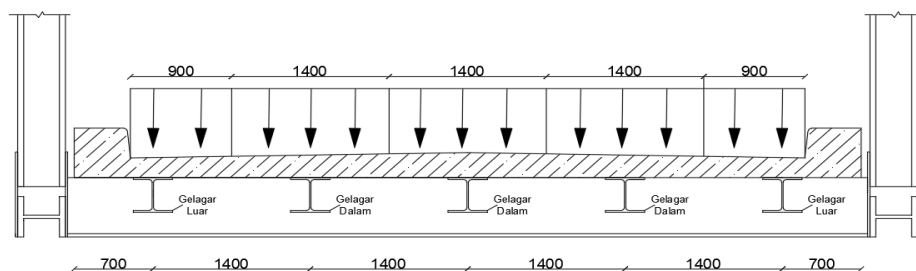
Gambar distribusi pembebanan beban mati tambahan pada *software* SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut.



Gambar 5.13 Distribusi Beban Tambahan (MA)

c. Beban Lajur “D”

Gambar skema pembebanan beban lajur “D” dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut.



Gambar 5.14 Pembebanan Beban Lajur “D”

1) Beban Terbagi Rata (BTR)

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Bentang jembatan } (L) = 80 \text{ m}$$

$$\text{Beban bina marga} = 70\%$$

$$\begin{aligned} q &= 70\% \times 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \\ &= 70\% \times 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{80}\right) \\ &= 4,331 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Terbagi Merata (BTR) Luar

$$\begin{aligned}
 Q_{BTR} &= q \times 0,9 \\
 &= 4,331 \times 0,9 \\
 &= 3,898 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Terbagi Merata (*BTR*) Dalam

$$\begin{aligned}
 Q_{BTR} &= q \times r \\
 &= 4,331 \times 1,4 \\
 &= 6,064 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Beban Garis Tegak (*BGT*)

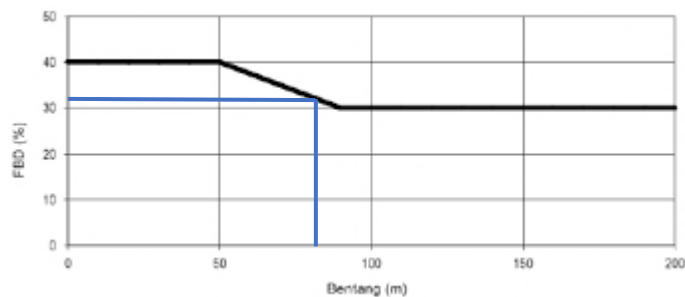
$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,4 \text{ m}$$

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

$$\text{Faktor beban dinamis } (FBD) = 32\%$$

$$\text{Beban bina marga} = 70\%$$

Gambar grafik FBD dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut.

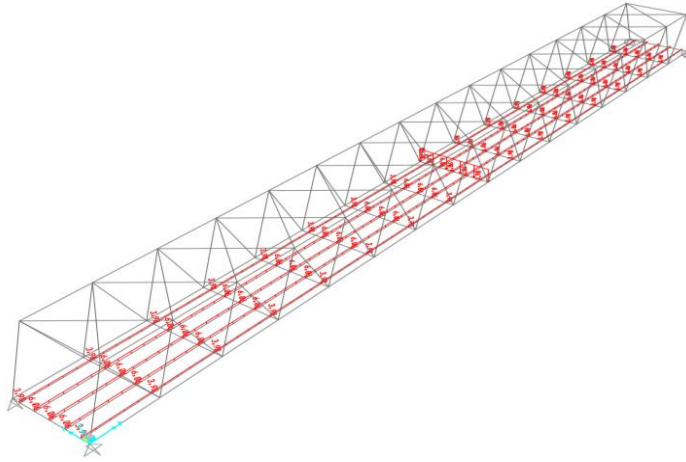


Gambar 5.15 Faktor Beban Dinamis

Perhitungan Beban Garis Tegak (*BGT*)

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= (1 + FBD) \times p \times r \times 70\% \\
 &= (1 + 0,32) \times 49 \times 70\% \\
 &= 45,276 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Gambar distribusi pembebanan beban lajur “D” pada *software* SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.16 berikut.



Gambar 5.16 Distribusi Beban Lajur (TD)

d. Gaya Rem (*TB*)

$$\text{Beban Terbagi Rata (BTR)} = 6,064 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat gandar truk (T)} = 225 \text{ kN}$$

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

$$\text{Berat truk rencana (PTT)} = 500 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah joint (n)} = 85 \text{ joint}$$

3) Perhitungan Gaya Rem 1 (*TB1*)

$$\begin{aligned} TB 1 &= 25\% \times T \\ &= 25\% \times 255 \\ &= 56,250 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Perhitungan Gaya Rem 2 (*TB2*)

$$\begin{aligned} TB 2 &= (5\% \times PTT) + (Q_{BTR} \times S) \\ &= (5\% \times 500) + (6,064 \times 6) \\ &= 61,383 \text{ kN} \end{aligned}$$

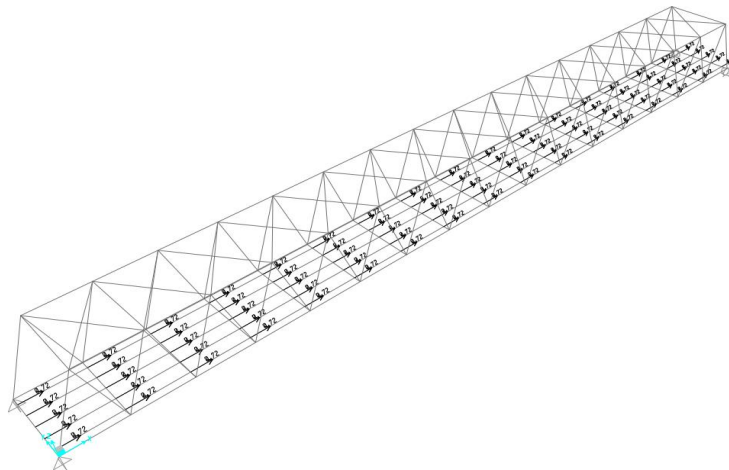
Berdasarkan SNI 1725-2016, untuk perhitungan gaya rem diambil nilai terbesar diantara 25% dari berat gandar truk dan 5% dari berat truk rencana. Dari perhitungan diatas didapatkan nilai terbesarnya adalah 5% dari berat truk rencana yaitu sebesar 61,383 kN.

Kemudian untuk memudahkan, maka gaya rem yang ada akan di bagi per joint yang terdapat pada jembatan. Berikut ini adalah perhitungan untuk mencari gaya rem per joint.

Perhitungan Gaya Rem Per Gelagar:

$$\begin{aligned} TB &= \frac{TB}{n} \\ &= \frac{61,383}{85} \\ &= 0,722 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gambar distribusi pembebanan beban rem pada *software* SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut.



Gambar 5.17 Distribusi Gaya Rem (TB)

e. Beban Angin (*EW*)

Perancangan ulang pada jembatan kedungjati ini hanya menggunakan beban angin horizontal (*EWS*) dan tidak menggunakan beban angin pada kendaraan dikarenakan tidak berpengaruh banyak terhadap struktur utama jembatan. Pada SNI 1725:2016 Pembebanan untuk jembatan, disebutkan tekanan angin diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (*VB*) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Berikut ini adalah perhitungan beban angin horizontal (*EWS*).

Kecepatan angin di elevasi 10 m (V_{10})	= 126 km/jam
Kecepatan angin rencana di elevasi di 10 m (V_B)	= 126 km/jam
Elevasi struktur dari permukaan tanah (Z)	= 12,1 m
Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan (V_0)	= 17,6 km/jam
Panjang gesekan angin di hulu jembatan (Z_0)	= 1 m
Tekanan angin dasar angin tekan (P_{BT})	= 0,0024 Mpa
Tekanan angin dasar angin hisap (P_{BH})	= 0,0012 Mpa
Panjang bentang atas (la)	= 75 m
Panjang bentang bawah (lb)	= 80 m
Tinggi jembatan (h)	= 7 m
Jumlah joint (n)	= 33 joint

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana (V_{DZ})

$$\begin{aligned}
 V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \\
 &= 2,5 \times 17,6 \left(\frac{126}{126} \right) \times \ln \left(\frac{12,1}{1} \right) \\
 &= 109,701 \text{ km/jam}
 \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada bidang hisap

$$\begin{aligned}
 P_{DT} &= P_{BT} \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\
 &= 0,0024 \times \left(\frac{109,701}{126} \right)^2 \\
 &= 0,00182 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada bidang tekan

$$\begin{aligned}
 P_{DH} &= P_{BH} \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\
 &= 0,0012 \times \left(\frac{109,701}{126} \right)^2 \\
 &= 0,00091 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Luas area beban angin

$$\begin{aligned}
 A_b &= (30\% \times \left(\frac{la+lb}{2} \right) \times h) \\
 &= (30\% \times \left(\frac{75+80}{2} \right) \times 7) \\
 &= 162,75 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal pada bidang tekan

$$\begin{aligned}
 P_{EWT} &= \frac{Ab \times P_{DT}}{lb} \\
 &= \frac{162,75 \times 0,00182}{80.000} \\
 &= 3,701 \text{ N/mm} \\
 &= 0,003701 \text{ kN/mm} < 4,4 \text{ kN/mm}
 \end{aligned}$$

Syarat gaya angin horizontal pada bidang tekan adalah tidak boleh kurang dari 4,4 kN/mm.

$$\begin{aligned}
 &= \frac{P_{EWT} \times lb}{n} \\
 &= \frac{4,4 \times 80}{33} \\
 &= 10,667 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

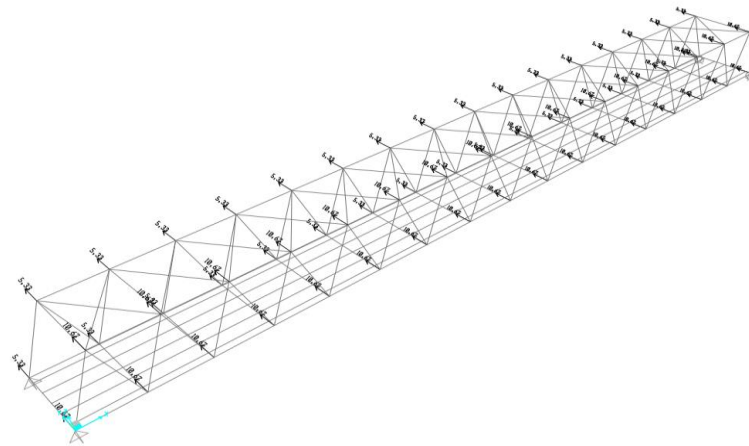
Gaya angin horizontal pada bidang hisap

$$\begin{aligned}
 P_{EWH} &= \frac{Ab \times P_{DH}}{lb} \\
 &= \frac{162,75 \times 0,00091}{80.000} \\
 &= 1,851 \text{ N/mm} \\
 &= 0,001851 \text{ kN/mm} < 2,2 \text{ kN/mm}
 \end{aligned}$$

Syarat gaya angin horizontal pada bidang hisap adalah tidak boleh kurang dari 2,2 kN/mm.

$$\begin{aligned}
 &= \frac{P_{EWT} \times lb}{n} \\
 &= \frac{2,2 \times 80}{33} \\
 &= 5,333 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gambar distribusi pembebanan beban angin horizontal pada *software* SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut.



Gambar 5.18 Distribusi Beban Angin Horizontal (EW_s)

f. Gaya Gempa (EQ)

Pada SNI 1725:2016 Pembebanan untuk jembatan, disebutkan bahwa beban gempa dianggap sebagai gaya horizontal yang ditentukan dari koefisien respon elastic (CSM) dengan berat struktur atas yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R). Perhitungan gaya gempa pada analisis ini menggunakan sumber SNI 2833-2016 Tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa.

1) Berat Struktur Atas (W_t)

Rekapitulasi berat struktur atas dapat dilihat pada Tabel 5.2 dibawah ini.

Tabel 5.2 Tabel Berat Struktur Atas

Bagian	Berat	Panjang	Total
	kN/m	m	kN
Batang Atas	4,539	150	680,85
Batang Bawah	4,539	160	726,24
Batang Diagonal	4,539	475,712	2.159,257
Gelagar Melintang	2,569	119	305,711

Lanjutan Tabel 5.2 Tabel Berat Struktur Atas

Bagian	Berat Sendiri	Panjang Total	Total
	kN/m	m	kN
Gelagar Memanjang	1,344	400	537,6
Ikatan Angin	0,482	288,118	131,138
Total			4.540,795

Rekapitulasi berat mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 5.3 dibawah ini.

Tabel 5.3 Berat Mati Tambahan

Jenis	Berat Jenis	Panjang	Lebar	Tebal	Volume	Berat
	kN/m ³	m	m	m	m ³	kN
Pelat	24	80	7	0,2	112	2.688
Trotoar	24	80	0,5	0,3	12	288
Aspal	22	80	6	0,1	48	1.056
Air Hujan	10	80	7	0,05	28	280
Total Berat Mati Tambahan						4.312

Rekapitulasi beban struktur atas dapat dilihat pada Tabel 5.4 dibawah ini.

Tabel 5.4 Rekapitulasi Beban Struktur Atas

Jenis	Jumlah Beban
	kN
Berat Rangka	4.540,795
Berat Mati Tambahan	4.312
Total	8.852,795

2) Faktor Situs

Percepatan puncak di batuan dasar (PGA) = 0,30 g

Peta respons spektra percepatan 0,2 detik (S_s) = 0,75 g

Peta respons spektra percepatan 1 detik (S_1) = 0,30 g

Menurut SNI 2833-2016, dalam penentuan respon spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi untuk PGA, S_s , dan S_1 . Tabel nilai F_{PGA}/F_a dan F_v dapat dilihat pada Tabel 5.5 dan 5.6 dapat dibawah ini.

Tabel 5.5 Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

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

Catatan: Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Tanah pada jembatan kedungjati tergolong tanah sedang (SD) dengan nilai PGA 0,3 dan S_s 0,75. Sehingga dapat disimpulkan nilai F_{PGA} adalah 1,2.

Tabel 5.6 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas Situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan: Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Tanah pada jembatan kedungjati tergolong tanah sedang

(SD) dengan nilai S_1 . Sehingga dapat disimpulkan nilai F_v adalah 1,8.

3) Respon Spektra

Menurut SNI 2833-2016, Respon spektra adalah nilai yang menggambarkan respon maksimum sistem berderajat-kebebasan-tunggal. Berikut ini adalah perhitungan respon spektra.

Koefisien percepatan puncak muka tanah (g)

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,2 \times 0,3 \\ &= 0,36 \end{aligned}$$

Nilai spektra permukaan tanah pada periode 0,2 detik

$$\begin{aligned} S_{Ds} &= F_a \times S_s \\ &= 1,25 \times 0,75 \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

Nilai spektra permukaan tanah pada periode 1 detik

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,8 \times 0,3 \\ &= 0,54 \end{aligned}$$

Periode ke-s (T_s)

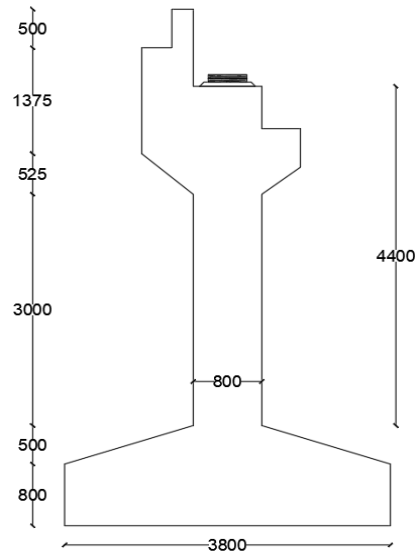
$$\begin{aligned} T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \\ &= 0,6 \end{aligned}$$

Periode saat 0 (T_0)

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,6 \\ &= 0,12 \end{aligned}$$

4) Kekakuan Struktur (K_p)

Gambar dimensi abutment dapat dilihat pada Gambar 5.19 dibawah ini.



Gambar 5.19 Abutment Jembatan Kedungjati

Mutu beton, $f'c$	= 30 Mpa
Modulus elastisitas beton, Ec	= $4700 \times \sqrt{f'c}$
	= $4700 \times \sqrt{30}$
	= 25.742,96 MPa
	= 25.742.960 kPa
Tinggi kolom, Lb	= 4,4 m
Lebar kolom, B	= 0,8 m
Panjang kolom, H	= 8 m
Momen inersia arah x, Ix	= $\frac{1}{12} \times B^3 \times H$
	= $\frac{1}{12} \times 0,8^3 \times 8$
	= 0,341 m ⁴
Momen inersia arah y, Iy	= $\frac{1}{12} \times B \times H^3$
	= $\frac{1}{12} \times 0,8 \times 8^3$
	= 34,133 m ⁴
Kekakuan struktur arah x, Kpx	= $\frac{3 \times Ec \times Ix}{Lb}$
	= $\frac{3 \times 25.742.960 \times 0,341}{4,4}$

$$\begin{aligned}
 &= 5.991.088,92 \text{ kN/m} \\
 \text{Kekakuan struktur arah y, } K_{py} &= \frac{3 \times E_c \times I_y}{L_b} \\
 &= \frac{3 \times 25.742.960 \times 34,133}{4,4} \\
 &= 599.108.892 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5) Waktu periode alami (T)

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu periode alami arah x, } T_x &= 2\pi \times \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_{px}}} \\
 &= 2\pi \times \sqrt{\frac{8.852,795}{9,81 \times 5.991.088,92}} \\
 &= 0,0771 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu periode alami arah y, } T_y &= 2\pi \times \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_{py}}} \\
 &= 2\pi \times \sqrt{\frac{8.852,795}{9,81 \times 599.108.892}} \\
 &= 0,00771 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

6) Koefisien respons gempa elastis (Csm)

Berdasarkan SNI 2833:2016, untuk nilai periode yang lebih kecil dari pada nilai T_0 , maka koefisien respons gempa elastis dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Csm x} &= (S_{DS} - A_S) \times \frac{T_x}{T_0} + A_S \\
 &= (0,9 - 0,36) \times \frac{0,0771}{0,12} + 0,36 \\
 &= 0,707
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Csm y} &= (S_{DS} - A_S) \times \frac{T_y}{T_0} + A_S \\
 &= (0,9 - 0,36) \times \frac{0,00771}{0,12} + 0,36 \\
 &= 0,395
 \end{aligned}$$

7) Faktor modifikasi respon

Tabel nilai faktor modifikasi respon untuk hubungan antar elemen struktur dapat dilihat pada Tabel 5.7 dibawah ini.

Tabel 5.7 Faktor Modifikasi Respom (R) Untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

Hubungan elemen struktur	Semua Kategori Kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	0,8
Kolom atau pilar dengan pondasi	1

Berdasarkan tabel diatas, dipakai faktor modifikasi respon 0,8 dengan hubungan elemen struktur bangunan atas dengan kepala jembatan.

8) Gaya Gempa

a) Berat total struktur yang sesuai

$$\begin{aligned}
 W_t &= W + (0,3 \times P_{TD}) \\
 &= 8.852,795 + (0,3 \times 6,064) \\
 &= 8.854,615 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Gaya gempa arah x

$$\begin{aligned}
 EQ_x &= \frac{C_{smx}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,707}{0,8} \times 8.854,615 \\
 &= 6.260,324 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EQ_x \text{ per join} &= \frac{EQ_x}{n} \\
 &= \frac{6.260,324}{8} \\
 &= 782,540 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Gaya gempa arah y

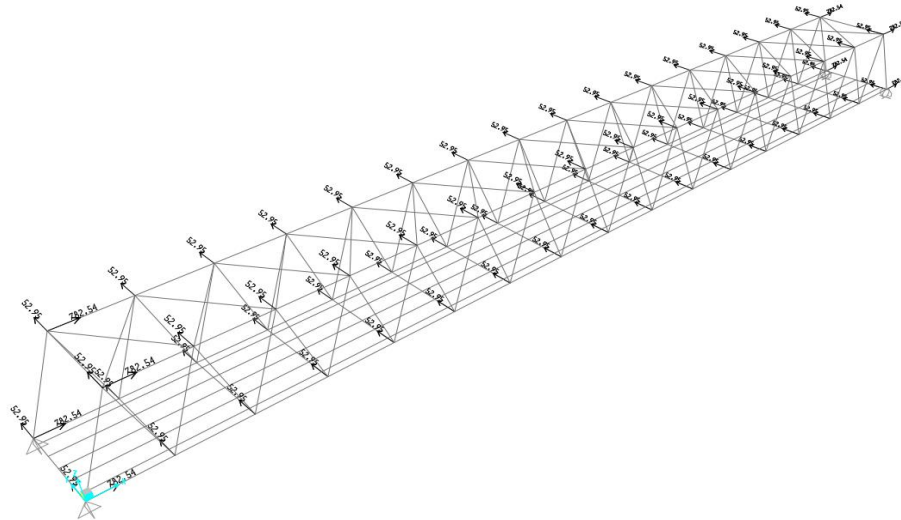
$$\begin{aligned}
 EQ_y &= \frac{C_{smy}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,395}{0,8} \times 8.854,615 \\
 &= 3.494,927 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$EQ_y \text{ per join} = \frac{EQ_y}{n}$$

$$= \frac{3.494,927}{66}$$

$$= 52,953 \text{ kN}$$

Gambar distribusi pembebanan gaya gempa pada *software* SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.20 berikut.



Gambar 5.20 Distribusi Beban Gempa (EQ)

2. Analisis Struktur

Setelah perhitungan pembebanan untuk jembatan selesai, selanjutnya pembebanan tadi diinput kedalam *software* SAP2000. Beban yang ada kemudian dianalisis menggunakan kombinasi pembebanan yang tertera pada SNI 1725:2016. Berikut ini adalah kombinasi pembebanan yang digunakan.

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

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

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

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

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

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

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

Setelah dianalisis menggunakan *software* SAP2000, didapatkan nilai gaya-gaya yang ada pada rangka utama jembatan. Hasil analisis struktur pada rangka

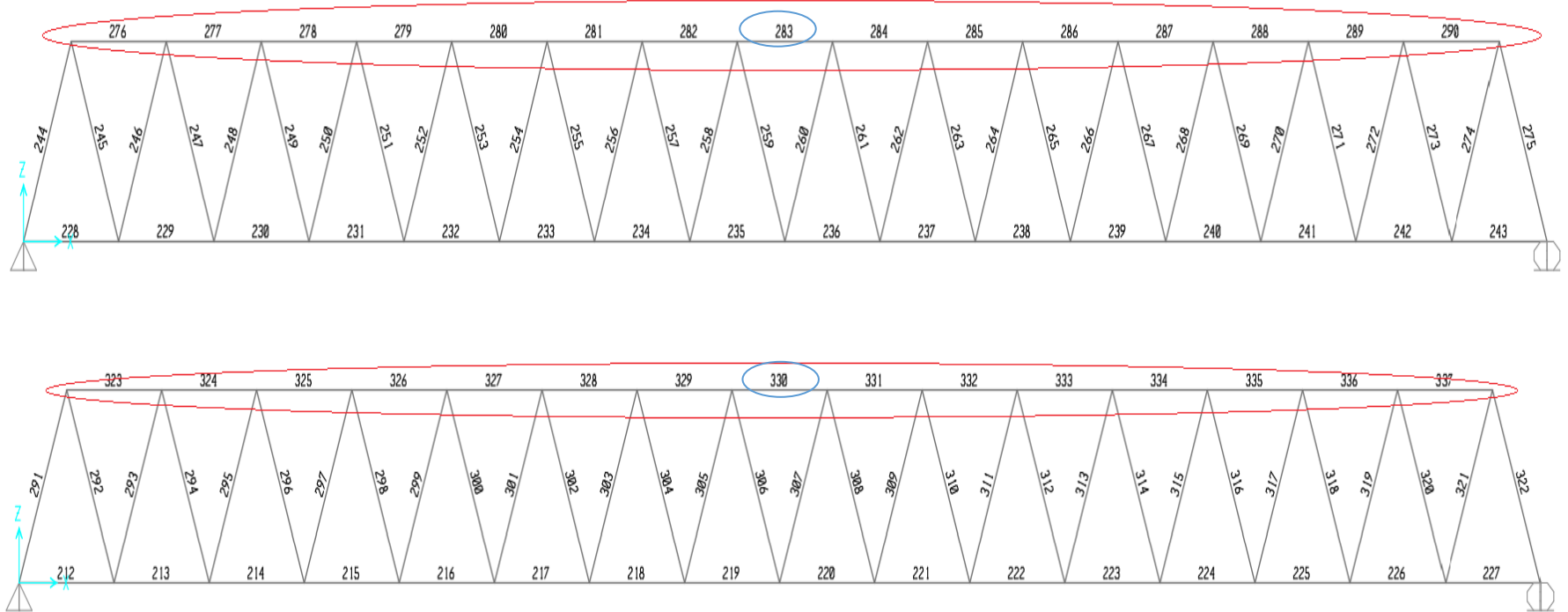
utama jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.8, 5.9, 5.10, dan 5.11. Lalu penomoran *frame* pada *software* SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.21, 5.22, 5.23, dan 5.24.

Tabel 5.8 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Atas

Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
276	-676,265	-325,516	0,0004052	-405,88	-31,595	-476,478	-2125,507
277	-1267,234	-609,492	-0,001392	-767,491	-71,602	-588,654	-3994,427
278	-1763,795	-848,097	-0,00009038	-1080,098	-66,676	-487,972	-5580,544
279	-2171,811	-1044,157	-0,0004478	-1347,178	-73,645	-498,996	-6902,227
280	-2488,438	-1196,302	-0,0001623	-1567,096	-102,672	-608,528	-7950,66
281	-2714,851	-1305,098	-0,0001821	-1740,393	-123,788	-568,51	-8729,239
282	-2850,628	-1370,342	-0,0001222	-1867,184	-107,07	-541,041	-9237,305
283	-2895,899	-1392,095	-0,00009894	-1946,861	-31,261	-163,149	-9474,03
284	-2850,628	-1370,342	-0,00007781	-1867,184	-39,205	-20,723	-9237,305
285	-2714,851	-1305,098	-0,00005187	-1740,393	7,284	141,553	-8729,24
286	-2488,437	-1196,302	-0,0000591	-1567,096	-13,139	170,732	-7950,657
287	-2171,813	-1044,158	0,00001677	-1347,179	32,093	265,916	-6902,232
288	-1763,792	-848,095	-0,0001129	-1080,096	33,531	428,89	-5580,534
289	-1267,238	-609,493	0,0001868	-767,493	35,944	457,856	-3994,435
290	-676,271	-325,519	-0,0003608	-405,884	-7,482	230,473	-2125,526

Lanjutan Tabel 5.8 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Atas

Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
323	-676,265	-325,516	0,0004052	-405,88	5,362	-288,078	-2125,507
324	-1267,234	-609,492	-0,001392	-767,491	19,883	-214,295	-3994,427
325	-1763,795	-848,097	-0,00009038	-1080,098	48,724	15,714	-5580,544
326	-2171,811	-1044,157	-0,0004478	-1347,178	97,988	314,389	-6902,227
327	-2488,438	-1196,302	-0,0001623	-1567,096	128,231	403,028	-7950,66
328	-2714,851	-1305,098	-0,0001821	-1740,393	163,52	480,774	-8729,239
329	-2850,628	-1370,342	-0,0001222	-1867,184	106,223	413,999	-9237,305
330	-2895,899	-1392,095	-0,00009894	-1946,861	91,646	404,578	-9474,03
331	-2850,628	-1370,342	-0,00007781	-1867,184	55,966	214,051	-9237,305
332	-2714,851	-1305,098	-0,00005187	-1740,393	55,89	245,401	-8729,24
333	-2488,437	-1196,302	-0,0000591	-1567,096	40,721	268,674	-7950,657
334	-2171,813	-1044,158	0,00001677	-1347,179	-18,237	68,005	-6902,232
335	-1763,792	-848,095	-0,0001129	-1080,096	-0,434	234,007	-5580,534
336	-1267,238	-609,493	0,0001868	-767,493	-4,585	256,747	-3994,435
337	-676,271	-325,519	-0,0003608	-405,884	-13,754	311,764	-2125,526



Gambar 5.21 Penomoran pada Rangka Atas

Tabel 5.9 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Bawah

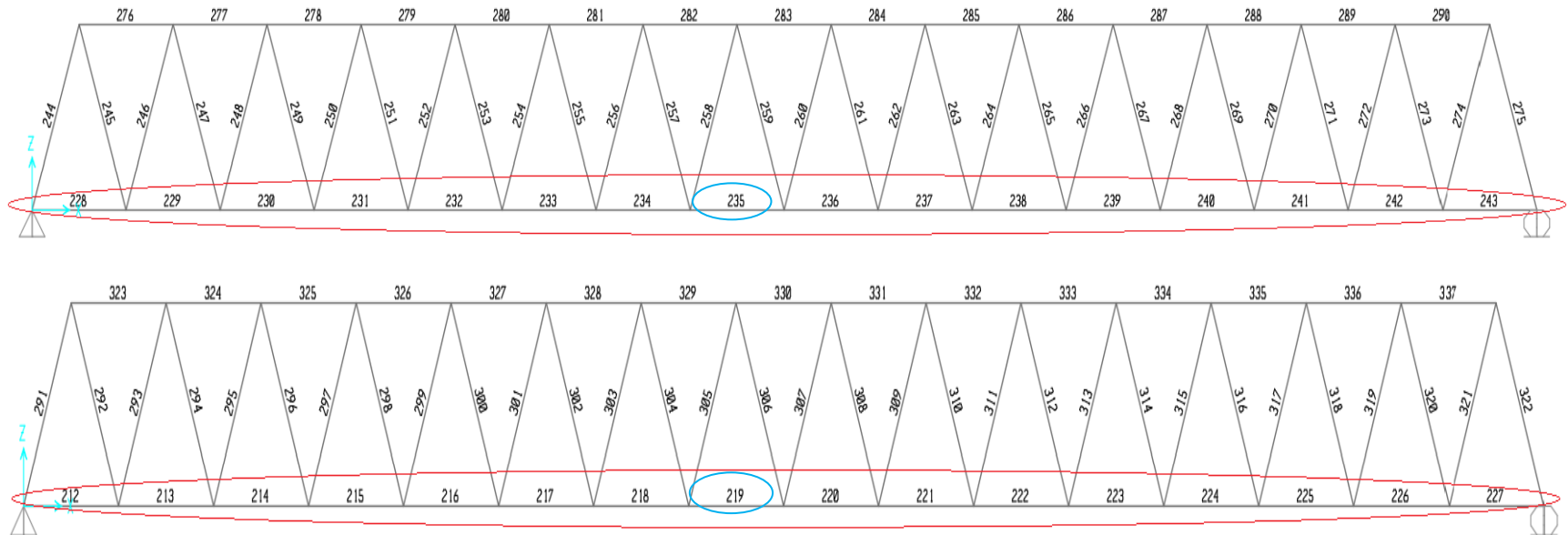
Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
212	236,152	112,613	26,55	138,668	-1398,871	-4853,433	782,387
213	687,601	329,638	22,237	409,132	-1146,245	-3933,02	2192,101
214	1070,926	513,88	19,516	645,497	-953,301	-3213,42	3402,801
215	1384,024	664,361	17,343	846,118	-799,014	-2628,63	4405,379
216	1631,443	783,271	15,491	1013,834	-659,839	-2105,868	5213,914
217	1815,374	871,667	13,832	1150,319	-539,754	-1684,889	5835,716
218	1937,266	930,246	12,304	1257,234	-433,344	-1278,274	6276,654
219	1998,008	959,438	10,873	1336,99	-339,641	-929,165	6542,836
220	1998,017	959,442	9,513	1336,996	-256,728	-613,713	6540,419
221	1937,294	930,26	8,209	1257,252	-192,605	-406,877	6269,372
222	1815,425	871,691	6,946	1150,35	-130,949	-164,612	5823,482
223	1631,521	783,308	5,713	1013,882	-88,92	-27,429	5196,561
224	1384,143	664,418	4,501	846,192	-49,205	124,932	4382,642
225	1071,108	513,968	3,295	645,61	-15,637	249,834	3374,184
226	687,971	329,815	2,086	409,362	4,56	332,835	2157,005

Lanjutan Tabel 5.9 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Bawah

Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
227	236,423	112,743	0,76	138,837	6,826	354,848	736,826
228	236,152	112,613	26,55	138,668	913,79	4729,314	782,387
229	687,601	329,638	22,237	409,132	733,495	3837,46	2192,101
230	1070,926	513,88	19,516	645,497	591,089	3163,538	3402,801
231	1384,024	664,361	17,343	846,118	473,297	2608,179	4405,379
232	1631,443	783,271	15,491	1013,834	375,022	2140,087	5213,914
233	1815,374	871,667	13,832	1150,319	288,527	1738,52	5835,716
234	1937,266	930,246	12,304	1257,234	214,558	1395,329	6276,654
235	1998,008	959,438	10,873	1336,99	154,729	1107,938	6542,836
236	1998,017	959,442	9,513	1336,996	92,483	874,053	6540,419
237	1937,294	930,26	8,209	1257,252	47,537	648,396	6269,372
238	1815,425	871,691	6,946	1150,35	10,294	459,108	5823,482
239	1631,521	783,308	5,713	1013,882	-17,133	316,59	5196,561
240	1384,143	664,418	4,501	846,192	-31,074	226,216	4382,642
241	1071,108	513,968	3,295	645,61	-41,719	177,028	3374,184

Lanjutan Tabel 5.9 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Bawah

Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
242	687,971	329,815	2,086	409,362	-35,634	169,96	2157,005
243	236,423	112,743	0,76	138,837	-19,833	253,938	736,826



Gambar 5.22 Penomoran pada Rangka Bawah

Tabel 5.10 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Diagonal

Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
244	-1020,376	-485,105	0,026	-604,858	-28,282	-21,015	-3181,369
245	1004,925	485,105	2,183E-13	604,858	28,282	21,015	3164,373
246	-889,235	-420,424	-2,11E-13	-535,429	-29,602	-31,061	-2782,778
247	870,32	420,424	2,183E-13	535,429	29,272	29,147	2761,972
248	-754,629	-355,744	-1,746E-13	-465,999	-32,229	-54,491	-2380,377
249	735,714	355,744	1,164E-13	465,999	31,716	52,066	2359,57
250	-620,023	-291,063	-4,366E-14	-396,569	-31,205	-47,802	-1977,976
251	601,108	291,063	1,455E-13	396,569	30,362	47,614	1957,169
252	-485,417	-226,382	-2,91E-14	-327,139	-33,047	-64,619	-1575,574
253	466,502	226,382	2,91E-14	327,139	36,759	82,176	1554,767
254	-350,812	-161,702	-4,366E-14	-257,709	-36,046	-80,006	-1173,173
255	331,897	161,702	-8,731E-14	257,709	35,814	82,987	1152,366
256	-216,206	-97,021	0	-188,279	-39,842	-84,629	-770,771
257	197,291	97,021	-8,731E-14	188,279	39,302	84,754	749,965
258	-81,6	-32,34	1,164E-13	-118,849	-39,06	-88,028	-368,37

Lanjutan Tabel 5.10 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Diagonal

Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
259	62,685	32,34	-8,731E-14	118,849	39,173	88,472	347,563
260	62,685	32,34	1,746E-13	118,849	-35,561	-81,854	347,563
261	-81,6	-32,34	-2,328E-13	-118,849	36,558	71,903	-368,37
262	197,291	97,021	2,619E-13	188,279	-36,671	-68,871	749,965
263	-216,206	-97,021	-1,746E-13	-188,279	36,648	68,992	-770,771
264	331,897	161,702	2,183E-13	257,709	-34	-70,584	1152,366
265	-350,812	-161,702	-2,328E-13	-257,709	34,619	69,591	-1173,173
266	466,502	226,382	2,91E-13	327,139	-35,045	-71,53	1554,767
267	-485,417	-226,382	-2,619E-13	-327,139	37,008	72,95	-1575,574
268	601,108	291,063	2,692E-13	396,569	-36,998	-73,105	1957,169
269	-620,023	-291,063	-2,474E-13	-396,569	35,475	71,572	-1977,976
270	735,714	355,744	1,455E-13	465,999	-39,421	-64,165	2359,57
271	-754,629	-355,744	-1,31E-13	-465,999	39,049	63,844	-2380,377
272	870,32	420,424	1,528E-13	535,429	-40,294	-62,385	2761,972
273	-889,235	-420,424	-1,455E-13	-535,429	39,575	60,255	-2782,778

Lanjutan Tabel 5.10 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Diagonal

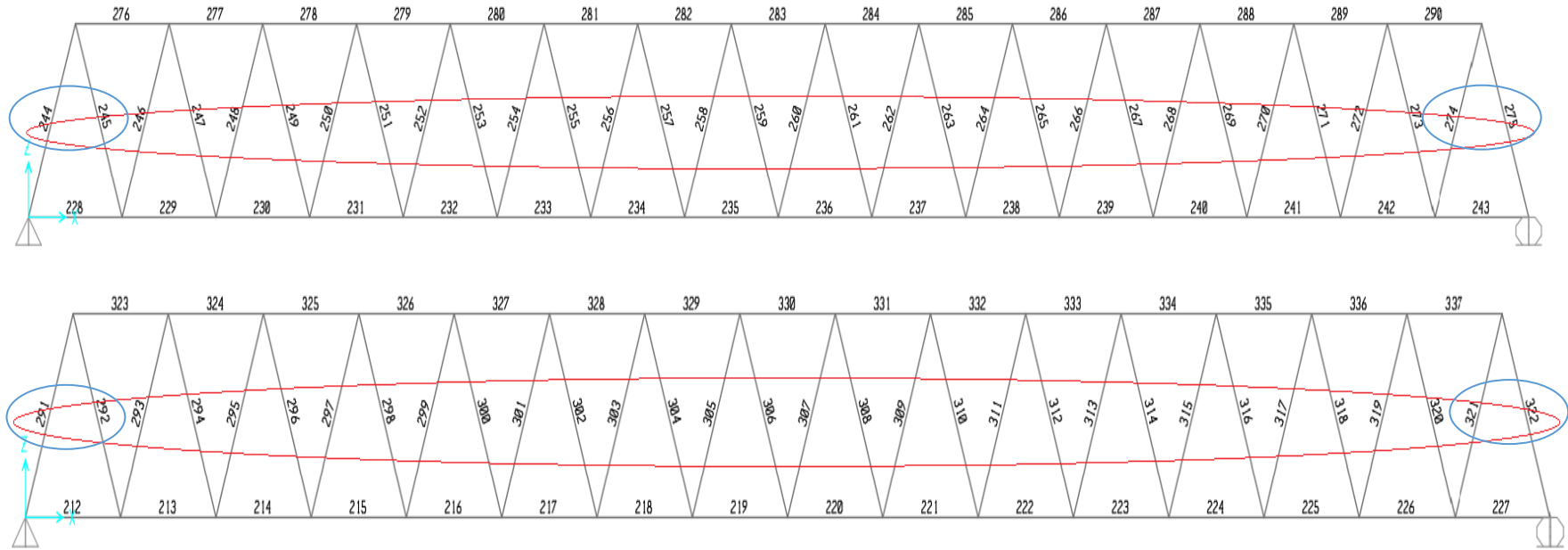
Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
274	1004,925	485,105	1,455E-13	604,858	-40,212	-66,036	3164,373
275	-1020,376	-485,105	-1,382E-13	-604,858	40,212	66,051	-3181,369
291	-1020,376	-485,105	-2,137E-13	-604,858	-15,549	-13,484	-3181,369
292	1004,925	485,105	2,256E-13	604,858	14,819	13,792	3164,373
293	-889,235	-420,424	-2,256E-13	-535,429	-17,371	-20,239	-2782,778
294	870,32	420,424	2,037E-13	535,429	17,414	20,713	2761,972
295	-754,629	-355,744	-2,037E-13	-465,999	-17,044	-20,568	-2380,377
296	735,714	355,744	1,746E-13	465,999	17,26	18,584	2359,57
297	-620,023	-291,063	-1,31E-13	-396,569	-21,039	-31,106	-1977,976
298	601,108	291,063	1,164E-13	396,569	20,707	32,215	1957,169
299	-485,417	-226,382	-4,366E-14	-327,139	-22,31	-31,75	-1575,574
300	466,502	226,382	0	327,139	20,838	20,589	1554,767
301	-350,812	-161,702	1,455E-14	-257,709	-25,177	-36,513	-1173,173
302	331,897	161,702	-5,821E-14	257,709	23,753	34,392	1152,366
303	-216,206	-97,021	8,731E-14	-188,279	-21,95	-31,966	-770,771

Lanjutan Tabel 5.10 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Diagonal

Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
304	197,291	97,021	-1,746E-13	188,279	19,378	33,1	749,965
305	-81,6	-32,34	0	-118,849	-21,228	-32,014	-368,37
306	62,685	32,34	-8,731E-14	118,849	21,047	26,815	347,563
307	62,685	32,34	8,731E-14	118,849	-20,857	-24,2	347,563
308	-81,6	-32,34	-1,164E-13	-118,849	21,42	22,939	-368,37
309	197,291	97,021	8,731E-14	188,279	-16,529	-15,624	749,965
310	-216,206	-97,021	-1,164E-13	-188,279	16,661	19,725	-770,771
311	331,897	161,702	1,455E-13	257,709	-16,841	-20,787	1152,366
312	-350,812	-161,702	-1,455E-13	-257,709	16,797	20,833	-1173,173
313	466,502	226,382	1,31E-13	327,139	-18,576	-25,622	1554,767
314	-485,417	-226,382	-1,455E-13	-327,139	19,764	26,787	-1575,574
315	601,108	291,063	1,746E-13	396,569	-19,786	-26,981	1957,169
316	-620,023	-291,063	-1,746E-13	-396,569	20,077	25,671	-1977,976
317	735,714	355,744	1,601E-13	465,999	-19,315	-26,064	2359,57
318	-754,629	-355,744	-1,455E-13	-465,999	19,736	28,146	-2380,377

Lanjutan Tabel 5.10 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Rangka Diagonal

Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
319	870,32	420,424	1,492E-13	535,429	-19,591	-27,337	2761,972
320	-889,235	-420,424	-1,601E-13	-535,429	19,708	27,317	-2782,778
321	1004,925	485,105	1,637E-13	604,858	-20,667	-18,954	3164,373
322	-1020,376	-485,105	-1,673E-13	-604,858	20,517	18,627	-3181,369



Gambar 5.23 Penomoran pada Rangka Diagonal

Tabel 5.11 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Ikatan Angin

Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
338	2,017	1,046	-0,011	2,168	16,384	65,536	70,012
339	-2,799	-1,349	-0,0007401	-1,67	-32,768	262,144	256,367
340	-2,676	-1,29	-0,0004821	-1,596	-32,768	0	-5,524
341	1,515	0,731	0,002231	0,9	32,768	131,072	134,2
342	1,542	0,743	0,002523	1,542	0	-131,072	-127,89
343	-0,915	-0,441	0,000008931	-0,545	0	262,144	260,256
344	-0,843	-0,406	0,0002786	-0,5	-65,536	-131,072	-132,812
345	0,144	0,07	0,0006577	0,064	32,768	131,072	131,37
346	0,18	0,087	0,0008755	0,088	-32,768	-393,216	-392,845
347	-0,294	-0,141	0,0001724	-0,141	32,768	0	-0,606
348	-0,258	-0,124	0,0003755	-0,115	-65,536	-393,216	-393,749
349	-0,163	-0,078	0,0002191	-0,206	32,768	-131,072	-131,407
350	-4,47	-0,068	0,0004021	-0,142	65,536	-131,072	-131,364
351	-0,207	-0,099	0,000122	0,058	0	-131,072	-131,498
352	-0,196	-0,094	0,0002932	0,074	98,304	262,144	261,741

Lanjutan Tabel 5.11 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Ikatan Angin

Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
353	-0,196	-0,094	0,00008788	-0,384	0	-131,072	-131,476
354	-0,196	-0,094	0,0002488	-0,384	32,768	131,072	130,668
355	-0,196	-0,094	0,00005575	0,074	-65,536	-131,072	-131,476
356	-0,207	-0,1	0,0002092	0,058	-32,768	131,072	130,645
357	-0,141	-0,068	0,0000144	-0,191	32,768	0	-0,291
358	-0,162	-0,078	0,0001616	-0,205	32,768	-262,144	-262,478
359	-0,26	-0,125	0,00002929	-0,116	0	0	-0,536
360	-0,295	-0,142	0,0001731	-0,142	0	262,144	261,535
361	0,183	0,088	-0,00009911	0,09	32,768	0	0,378
362	0,147	0,071	0,00003913	0,066	0	-393,216	-392,911
363	-0,848	-0,409	0,0001238	-0,503	-32,768	131,072	129,321
364	-0,92	-0,443	0,0002658	-0,549	-85,503	0	-1,899
365	1,548	0,746	-0,0003868	0,921	0	0	3,194
366	1,521	0,733	-0,0002544	0,904	-32,768	0	3,14
367	-2,666	-1,285	0,0005409	-1,59	0	0	-5,503

Lanjutan Tabel 5.11 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Ikatan Angin

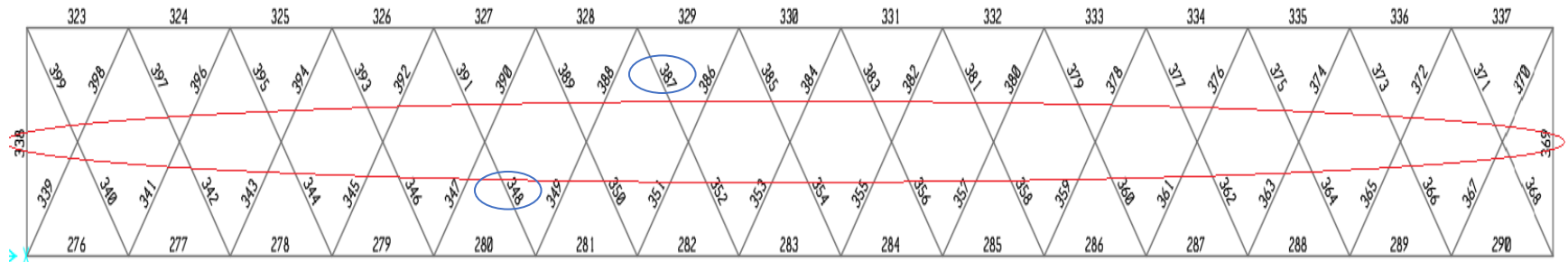
Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
368	-2,788	-1,344	0,0006475	-1,663	-32,768	131,072	125,317
369	1,978	1,036	0,003736	2,147	0	196,608	201,041
370	-2,788	-1,344	0,0006475	-1,663	32,768	0	-5,755
371	-2,666	-1,285	0,0005409	-1,59	32,768	262,144	256,641
372	1,521	0,733	-0,0002544	0,904	0	0	3,14
373	1,548	0,746	-0,0003868	0,921	32,768	0	3,194
374	-0,92	-0,443	0,0002658	-0,549	0	-262,144	-264,043
375	-0,848	-0,409	0,0001238	-0,503	0	-131,072	-132,823
376	0,147	0,071	0,00003913	0,066	-32,768	203,361	131,377
377	0,183	0,088	-0,00009911	0,09	0	0	0,378
378	-0,295	-0,142	0,0001731	-0,142	32,768	-262,144	-262,753
379	-0,26	-0,125	0,00002929	-0,116	0	0	-0,536
380	-0,162	-0,078	0,0001616	-0,205	-32,768	0	-0,334
381	-0,141	-0,068	0,0000144	-0,191	0	131,072	130,781
382	-0,207	-0,1	0,0002092	0,058	0	0	-0,427

Lanjutan Tabel 5.11 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Ikatan Angin

Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
383	-0,196	-0,094	0,00005575	0,074	131,072	0	-0,404
384	-0,196	-0,094	0,0002488	-0,384	-65,536	-393,216	-393,62
385	-0,196	-0,094	0,00008788	-0,384	65,536	131,072	130,668
386	-0,196	-0,094	0,0002932	0,074	-65,536	-262,144	-262,547
387	-0,207	-0,099	0,000122	0,058	65,536	393,216	392,79
388	-0,142	-0,068	0,0004021	-0,191	-65,536	0	-0,292
389	-0,163	-0,078	0,0002191	-0,206	0	0	-0,335
390	-0,258	-0,124	0,0003755	-0,115	0	-131,072	-131,605
391	-0,294	-0,141	0,0001724	-0,141	-65,536	0	-0,606
392	0,18	0,087	0,0008755	0,088	0	262,144	262,515
393	0,144	0,07	0,0006577	0,064	-32,768	-262,144	-261,846
394	-0,843	-0,406	0,0002786	-0,5	0	0	-1,74
395	-0,915	-0,441	0,000008931	-0,545	32,768	-131,072	-132,96
396	1,542	0,743	0,002523	0,917	32,768	262,144	265,326
397	1,515	0,731	0,002231	0,9	0	131,072	134,2

Lanjutan Tabel 5.11 Rekapitulasi Gaya Aksial Pada Ikatan Angin

Frame	Gaya Aksial (kN)						
	MS	MA	TB	D	EWs	EQ	Komb Kuat 1
398	-2,676	-1,29	-0,0004821	-1,596	0	0	-5,524
399	-2,799	-1,349	-0,0007401	-1,67	0	0	-5,777



Gambar 5.24 Penomoran pada Ikatan Angin

3. Desain Profil Struktur Rangka Baja Jembatan

Desain profil struktur rangka baja jembatan dianalisis menggunakan *software* SAP2000. Hasil dari analisis ini adalah perilaku dari batang profil rangka baja apakah berperilaku tekan maupun tarik. Analisis profil struktur rangka baja ini mengacu pada peraturan RSNI T-03-2005 tentang Perencanaan struktur baja untuk jembatan.

a. Batang Atas

Berikut ini adalah nilai gaya aksial maksimum yang ada pada batang atas jembatan yang bisa dilihat pada Gambar 5.25.



Gambar 5.25 Gaya Aksial Tekan Maksimum Batang Atas

Nilai gaya aksial maksimum terdapat pada frame 283 dan 330 dengan nilai gaya aksial (P_u) sebesar -9.474,03 kN. Oleh karena itu batang atas jembatan didesain dengan profil tekan. Dengan nilai gaya aksial diatas, maka batang atas didesain menggunakan profil W14 x 311. Berikut ini adalah detail profil tersebut.

Tinggi profil, ht	= 17,1 in	= 434,34 mm
Lebar sayap, B	= 16,2 in	= 411,48 mm
Tebal badan, tw	= 1,41 in	= 35,814 mm
Tebal sayap, tf	= 2,26 in	= 57,404 mm
Luas area profil, A_g	= 91,4 in ²	= 58.967,624 mm ²
Jari-jari girasi sumbu x, r_x	= 6,88 in	= 174,752 mm
Jari-jari girasi sumbu y, r_y	= 4,2 in	= 106,68 mm
Modulus elastisitas baja, E	= 200.000 Mpa	
Tegangan leleh baja, F_y	= 240 Mpa	
Tegangan ultimate baja, F_u	= 370 Mpa	
Tegangan tekan residual, f_r	= 70 Mpa	
Faktor panjang efektif, kc	= 1	

Panjang batang, $L = 5.000 \text{ mm}$

Berikut ini adalah perhitungan gaya tekan nominal yang ada pada batang atas jembatan.

1) Cek kelangsingan sayap

$$\lambda_f < \lambda_r$$

$$\frac{b_f}{t_f} < \frac{370}{\sqrt{F_y - f_r}}$$

$$\frac{0,5 b}{t_f} < \frac{370}{\sqrt{F_y - f_r}}$$

$$\frac{0,5 \times 411,48}{57,404} < \frac{370}{\sqrt{240 - 70}}$$

$$3,584 < 28,378$$

Didapatkan hasil $\lambda_f < \lambda_r$, maka profil ini termasuk dalam profil tidak langsing.

2) Cek kelangsingan badan

$$\lambda_w < \lambda_r$$

$$\frac{h_t - (2 \times t_f)}{9} < \frac{2550}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{434,34 - (2 \times 57,404)}{9} < \frac{2550}{\sqrt{240}}$$

$$35,504 < 164,602$$

Didapatkan hasil $\lambda_w < \lambda_r$, maka profil ini termasuk dalam profil tidak langsing.

3) Cek kelangsingan komponen struktur

$$\frac{L \times k_c}{r} \leq 140$$

$$\frac{5000 \times 1}{106,68} \leq 140$$

$$46,869 \leq 140$$

Didapatkan hasil $\frac{L \times k_c}{r} \leq 140$, maka menurut RSNI T-03-2005 profil ini termasuk dalam profil tidak langsing.

4) Parameter kelangsingan

$$\lambda_c = \frac{L \times K_c}{r \times \pi} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$= \frac{5000 \times 1}{106,68 \times \pi} \times \sqrt{\frac{240}{200000}}$$

$$= 0,517$$

Didapatkan nilai $\lambda_c \leq 1,5$, maka nilai gaya tekan nominal dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_n &= 0,66^{\lambda_c^2} \times A_g \times F_y \\ &= 0,66^{0,517^2} \times 58.967,62 \times 240 \\ &= 12.665.637,9 \text{ N} \\ &= 12.665,638 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0,85 \times P_n \\ &= 0,85 \times 12.665,638 \\ &= 10.765,792 \text{ kN} \end{aligned}$$

5) Cek keamanan profil

$$\begin{aligned} P_u &= 9.474,03 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 10.765,792 \text{ kN} \end{aligned}$$

Didapatkan hasil $\phi P_n > P_u$, maka profil aman terhadap tekan.

b. Batang Bawah

Berikut ini adalah nilai gaya aksial maksimum yang ada pada batang bawah jembatan yang bisa dilihat pada Gambar 5.26.



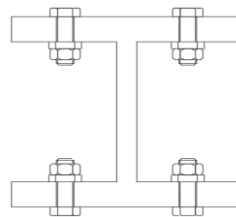
Gambar 5.26 Gaya Aksial Tarik Maksimum Batang Bawah

Nilai gaya aksial maksimum terdapat pada frame 219 dan 235 dengan nilai gaya aksial (P_u) sebesar 6.542,836 kN. Oleh karena itu batang bawah jembatan didesain dengan profil tarik. Dengan nilai gaya aksial diatas, maka batang atas didesain menggunakan profil W14 x 311. Berikut ini adalah detail profil tersebut.

$$\begin{aligned} \text{Tinggi profil, } ht &= 17,1 \text{ in} &= 434,34 \text{ mm} \\ \text{Lebar sayap, } B &= 16,2 \text{ in} &= 411,48 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tebal badan, t_w	= 1,41 in	= 35,814 mm
Tebal sayap, t_f	= 2,26 in	= 57,404 mm
Luas area profil, A_g	= 91,4 in ²	= 58.967,624 mm ²
Konstanta pilin, C_w	= 89.100 in ⁶	= 2,392 x 10 ¹³ mm ⁶
Konstanta tori, J	= 136 in ⁴	= 56.607.479,94 mm ⁴
Modulus elastisitas baja, E	= 200.000 Mpa	
Tegangan leleh baja, F_y	= 240 Mpa	
Tegangan ultimate baja, F_u	= 370 Mpa	
Panjang batang, L	= 5.000 mm	
Jumlah baut satu garis potongan, n	= 2 buah	
Diameter baut, d_b	= 32 mm	
Jumlah baut, n_b	= 32 buah	
Tebal pelat sambung, t_b	= 20 mm	

Tampak profil dengan baut pada batang bawah dapat dilihat pada Gambar 5.27 dibawah ini.



Gambar 5.27 Tampak Profil Dengan Baut Batang Bawah

Berikut ini adalah perhitungan gaya tekan nominal yang ada pada batang bawah jembatan.

- 1) Luas penampang netto

$$\begin{aligned}
 A_{nt} &= A_g - (n \times d \times t_f) \\
 &= 58.967,62 - (2 \times 32 \times 57,404) \\
 &= 55.293,764 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- 2) Jarak spasi baut minimum

$$\begin{aligned}
 s &= 3 \times d_b \\
 &= 3 \times 32 \\
 &= 96 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Panjang total antar baut

$$\begin{aligned} L_s &= (32/4 - 1) \times s \\ &= (32/4 - 1) \times 96 \\ &= 672 \text{ mm} \end{aligned}$$

4) Eksentrisitas sambungan

$$\begin{aligned} x &= (0,5 \times t_f) + t_b \\ &= (0,5 \times 57,404) + 20 \\ &= 48,702 \text{ mm} \end{aligned}$$

5) Faktor reduksi

$$\begin{aligned} U &= 1 - \frac{x}{L_s} \\ &= 1 - \frac{48,702}{672} \\ &= 0,928 \end{aligned}$$

6) Luas Penampang efektif

$$\begin{aligned} A_e &= A_n \times U \\ &= 55.293,764 \times 0,928 \\ &= 51.286,447 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

7) Kuat tarik nominal

a) Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang bruto

$$\begin{aligned} P_n &= \phi \times A_g \times F_y \\ &= 0,9 \times 58.967,624 \times 240 \\ &= 12.737.005,92 \text{ N} \\ &= 12.737,006 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif

$$\begin{aligned} P_n &= \phi \times A_e \times F_u \\ &= 0,75 \times 51.286,447 \times 370 \\ &= 14.522.228,8 \text{ N} \\ &= 14.522,229 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan 2 nilai kuat tarik nominal.

Kemudian dipilihlah kuat tarik nominal dengan nilai paling kecil yaitu 12.737,006 kN.

8) Cek Keamanan Profil

$$P_u = 6.542,836 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 12.737,006 \text{ kN}$$

Didapatkan hasil $\phi P_n > P_u$, maka profil aman terhadap tarik.

c. Batang Diagonal

1) Batang tekan

Berikut ini adalah nilai gaya aksial maksimum yang ada pada batang diagonal jembatan yang bisa dilihat pada Gambar 5.28.



Gambar 5.28 Gaya Aksial Tekan Maksimum Batang Diagonal

Nilai gaya aksial maksimum terdapat pada frame 244 dan 275 dengan nilai gaya aksial (P_u) sebesar -3.181,369 kN. Oleh karena itu batang diagonal jembatan didesain dengan profil tekan. Dengan nilai gaya aksial diatas, maka batang diagonal didesain menggunakan profil W14 x 311. Berikut ini adalah detail profil tersebut.

Tinggi profil, ht	= 17,1 in	= 434,34 mm
Lebar sayap, B	= 16,2 in	= 411,48 mm
Tebal badan, tw	= 1,41 in	= 35,814 mm
Tebal sayap, tf	= 2,26 in	= 57,404 mm
Luas area profil, A_g	= 91,4 in ²	= 58.967,624 mm ²
Jari-jari girasi sumbu x, r_x	= 6,88 in	= 174,752 mm
Jari-jari girasi sumbu y, r_y	= 4,2 in	= 106,68 mm
Modulus elastisitas baja, E	= 200.000 Mpa	
Tegangan leleh baja, F_y	= 240 Mpa	
Tegangan ultimate baja, F_u	= 370 Mpa	
Tegangan tekan residual, f_r	= 70 Mpa	
Faktor panjang efektif, kc	= 1	
Panjang batang, L	= 7.433,034 mm	

Berikut ini adalah perhitungan gaya tekan nominal yang ada pada batang diagonal jembatan.

a) Cek kelangsingan sayap

$$\begin{aligned}\lambda_f &< \lambda_r \\ \frac{bf}{tf} &< \frac{370}{\sqrt{F_y - f_r}} \\ \frac{0,5 b}{tf} &< \frac{370}{\sqrt{F_y - f_r}} \\ \frac{0,5 \times 411,48}{57,404} &< \frac{370}{\sqrt{240 - 70}} \\ 3,584 &< 28,378\end{aligned}$$

Didapatkan hasil $\lambda_f < \lambda_r$, maka profil ini termasuk dalam profil tidak langsing.

b) Cek kelangsingan badan

$$\begin{aligned}\lambda_w &< \lambda_r \\ \frac{ht - (2 \times tf)}{9} &< \frac{2550}{\sqrt{F_y}} \\ \frac{434,34 - (2 \times 57,404)}{9} &< \frac{2550}{\sqrt{240}} \\ 35,504 &< 164,602\end{aligned}$$

Didapatkan hasil $\lambda_w < \lambda_r$, maka profil ini termasuk dalam profil tidak langsing.

c) Cek kelangsingan komponen struktur

$$\begin{aligned}\frac{L \times kc}{r} &\leq 140 \\ \frac{7.433,034 \times 1}{106,68} &\leq 140 \\ 69,676 &\leq 140\end{aligned}$$

Didapatkan hasil $\frac{L \times kc}{r} \leq 140$, maka menurut RSNI T-03-2005 profil ini termasuk dalam profil tidak langsing.

d) Parameter kelangsingan

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{L \times Kc}{r \times \pi} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} \\ &= \frac{7.433,034 \times 1}{106,68 \times \pi} \times \sqrt{\frac{240}{200000}}\end{aligned}$$

$$= 0,768$$

Didapatkan nilai $\lambda c \leq 1,5$, maka nilai gaya tekan nominal dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_n &= 0,66^{\lambda c^2} \times A_g \times F_y \\ &= 0,66^{0,768^2} \times 58.967,62 \times 240 \\ &= 11.074.082,66 \text{ N} \\ &= 11.074,083 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 0,85 \times P_n \\ &= 0,85 \times 11.074,083 \\ &= 9.412,970 \text{ kN} \end{aligned}$$

e) Cek keamanan profil

$$\begin{aligned} P_u &= 3.181,369 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 9.412,970 \text{ kN} \end{aligned}$$

Didapatkan hasil $\phi P_n > P_u$, maka profil aman terhadap tekan.

2) Batang tarik

Berikut ini adalah nilai gaya aksial maksimum yang ada pada batang diagonal jembatan yang bisa dilihat pada Gambar 5.29.



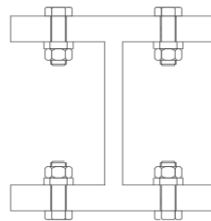
Gambar 5.29 Gaya Aksial Tarik Maksimum Batang Diagonal

Nilai gaya aksial maksimum terdapat pada frame 244 dan 275 dengan nilai gaya aksial (P_u) sebesar 3.164,373 kN. Oleh karena itu batang diagonal jembatan didesain dengan profil tarik. Dengan nilai gaya aksial diatas, maka batang diagonal didesain menggunakan profil W14 x 311. Berikut ini adalah detail profil tersebut.

Tinggi profil, ht	= 17,1 in	= 434,34 mm
Lebar sayap, B	= 16,2 in	= 411,48 mm
Tebal badan, tw	= 1,41 in	= 35,814 mm
Tebal sayap, tf	= 2,26 in	= 57,404 mm

Luas area profil, A_g	= 91,4 in ²	= 58.967,624 mm ²
Modulus elastisitas baja, E	= 200.000 Mpa	
Tegangan leleh baja, F_y	= 240 Mpa	
Tegangan ultimate baja, F_u	= 370 Mpa	
Panjang batang, L	= 7.433,034 mm	
Jumlah baut satu garis potongan, n	= 2 buah	
Diameter baut, db	= 32 mm	
Jumlah baut, nb	= 16 buah	
Tebal pelat sambung, tb	= 20 mm	

Tampak profil dengan baut pada batang diagonal dapat dilihat pada Gambar 5.30 berikut.



Gambar 5.30 Tampak Profil Dengan Baut Batang Diagonal

Berikut ini adalah perhitungan gaya tarik nominal yang ada pada batang diagonal jembatan.

a) Luas penampang netto

$$\begin{aligned}
 \text{Ant} &= A_g - (n \times d \times t_f) \\
 &= 58.967,62 - (2 \times 32 \times 52,578) \\
 &= 55.293,764 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

b) Jarak spasi minimum

$$\begin{aligned}
 s &= 3 \times db \\
 &= 3 \times 32 \\
 &= 96 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) Panjang total antar baut

$$\begin{aligned}
 L_s &= (n/4 - 1) \times s \\
 &= (16/4 - 1) \times 96
 \end{aligned}$$

$$= 288 \text{ mm}$$

$$\approx 300 \text{ mm}$$

d) Eksentrisitas sambungan

$$\begin{aligned} x &= (0,5 \times t_f) + t_b \\ &= (0,5 \times 57,404) + 20 \\ &= 48,702 \text{ mm} \end{aligned}$$

e) Faktor reduksi

$$\begin{aligned} U &= 1 - \frac{x}{L_s} \\ &= 1 - \frac{48,702}{300} \\ &= 0,838 \end{aligned}$$

f) Luas Penampang efektif

$$\begin{aligned} A_e &= A_n \times U \\ &= 55.293,764 \times 0,838 \\ &= 46.317,374 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

g) Kuat tarik nominal

i. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang bruto

$$\begin{aligned} P_n &= \phi \times A_g \times F_y \\ &= 0,9 \times 58.967,62 \times 240 \\ &= 12.737.005,92 \text{ N} \\ &= 12.737,005 \text{ kN} \end{aligned}$$

ii. Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif

$$\begin{aligned} P_n &= \phi \times A_e \times F_y \\ &= 0,75 \times 46.317,374 \times 370 \\ &= 12.853.071,38 \text{ N} \\ &= 12.853,071 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan 2 nilai kuat tarik nominal. Kemudian dipilihlah kuat tarik nominal dengan nilai paling kecil yaitu 12.737,005 kN.

h) Cek Keamanan Profil

$$P_u = 3.164,373 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 12.737,005 \text{ kN}$$

Didapatkan hasil $\phi P_n > P_u$, maka profil aman terhadap tarik.

d. Ikatan Angin Atas

1) Batang tekan

Berikut ini adalah nilai gaya aksial maksimum yang ada pada ikatan angin atas jembatan yang bisa dilihat pada Gambar 5.31.



Gambar 5.31 Gaya Aksial Tekan Maksimum Ikatan Angin Atas

Nilai gaya aksial maksimum terdapat pada frame 348 dengan nilai gaya aksial (P_u) sebesar -393,749 kN. Oleh karena itu ikatan angin atas jembatan didesain dengan profil tekan. Dengan nilai gaya aksial diatas, maka batang diagonal didesain menggunakan profil W10 x 33. Berikut ini adalah detail profil tersebut.

Tinggi profil, ht	= 9,73 in	= 247,142 mm
Lebar sayap, B	= 7,96 in	= 202,184 mm
Tebal badan, tw	= 0,29 in	= 7,366 mm
Tebal sayap, tf	= 0,435 in	= 11,049 mm
Luas area profil, A_g	= 9,71 in ²	= 6.264,504 mm ²
Jari-jari girasi sumbu x, r_x	= 4,19 in	= 106,426 mm
Jari-jari girasi sumbu y, r_y	= 1,94 in	= 49,276 mm
Modulus elastisitas baja, E	= 200.000 Mpa	
Tegangan leleh baja, F_y	= 240 Mpa	
Tegangan ultimate baja, F_u	= 370 Mpa	
Tegangan tekan residual, f_r	= 70 Mpa	
Faktor panjang efektif, kc	= 1	

Panjang batang, $L = 4.301,163 \text{ mm}$

Berikut ini adalah perhitungan gaya tekan nominal yang ada pada batang diagonal jembatan.

a) Cek kelangsingan sayap

$$\begin{aligned} \lambda_f &< \lambda_r \\ \frac{b_f}{t_f} &< \frac{370}{\sqrt{F_y - f_r}} \\ \frac{0,5 b}{t_f} &< \frac{370}{\sqrt{F_y - f_r}} \\ \frac{0,5 \times 202,184}{11,049} &< \frac{370}{\sqrt{240 - 70}} \\ 9,149 &< 28,378 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil $\lambda_f < \lambda_r$, maka profil ini termasuk dalam profil tidak langsing.

b) Cek kelangsingan badan

$$\begin{aligned} \lambda_w &< \lambda_r \\ \frac{h_t - (2 \times t_f)}{9} &< \frac{2550}{\sqrt{F_y}} \\ \frac{247,142 - (2 \times 11,049)}{9} &< \frac{2550}{\sqrt{240}} \\ 25,005 &< 164,602 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil $\lambda_w < \lambda_r$, maka profil ini termasuk dalam profil tidak langsing.

c) Cek kelangsingan komponen struktur

$$\begin{aligned} \frac{L \times k_c}{r} &\leq 140 \\ \frac{4.548,626 \times 1}{49,276} &\leq 140 \\ 92,309 &\leq 140 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil $\frac{L \times k_c}{r} \leq 140$, maka menurut RSNI T-03-2005 profil ini termasuk dalam profil tidak langsing.

d) Parameter kelangsingan

$$\lambda_c = \frac{L \times K_c}{r \times \pi} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$= \frac{4.301,163 \times 1}{49,276 \times \pi} \times \sqrt{\frac{240}{200000}}$$

$$= 0,962$$

Didapatkan nilai $\lambda_c \leq 1,5$, maka nilai gaya tekan nominal dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$P_n = 0,66^{\lambda_c^2} \times A_g \times F_y$$

$$= 0,66^{0,9622} \times 6.264,504 \times 240$$

$$= 1.023.127,17 \text{ N}$$

$$= 1.023,127 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,85 \times P_n$$

$$= 0,85 \times 1.023,127$$

$$= 869,658 \text{ kN}$$

e) Cek keamanan profil

$$P_u = 393,749 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 869,658 \text{ kN}$$

Didapatkan hasil $\phi P_n > P_u$, maka profil aman terhadap tekan.

3) Batang tarik

Berikut ini adalah nilai gaya aksial maksimum yang ada pada ikatan angin atas jembatan yang bisa dilihat pada Gambar 5.32.



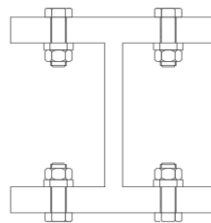
Gambar 5.32 Gaya Aksial Tarik Maksimum Ikatan Angin Atas

Nilai gaya aksial maksimum terdapat pada frame 387 dengan nilai gaya aksial (P_u) sebesar 392,790 kN. Oleh karena itu ikatan angin atas jembatan didesain dengan profil tarik. Dengan nilai gaya aksial diatas, maka ikatan angin atas didesain menggunakan profil W10 x 33. Berikut ini adalah detail profil tersebut.

$$\begin{array}{lll} \text{Tinggi profil, } ht & = 9,73 \text{ in} & = 247,142 \text{ mm} \\ \text{Lebar sayap, } B & = 7,96 \text{ in} & = 202,184 \text{ mm} \end{array}$$

Tebal badan, t_w	= 0,29 in	= 7,366 mm
Tebal sayap, t_f	= 0,435 in	= 11,049 mm
Luas area profil, A	= 9,71 in ²	= 6.264,504 mm ²
Modulus terhadap sumbu x, Z_x	= 38,8 in ³	= 635.819,48 mm ³
Modulus terhadap sumbu y, Z_y	= 14 in ³	= 229.419,4 mm ³
Modulus elastisitas baja, E		= 200.000 Mpa
Tegangan leleh baja, F_y		= 240 Mpa
Tegangan ultimate baja, F_u		= 370 Mpa
Panjang batang, L		= 4.301,163 mm
Jumlah baut satu garis potongan, n		= 2 buah
Jumlah baut, n		= 8 buah
Diameter baut, d_b		= 16 mm
Tebal pelat sambung, t_b		= 10 mm

Tampak profil dengan baut pada ikatan angin atas dapat dilihat pada Gambar 5.33 dibawah ini.



Gambar 5.33 Tampak Profil Dengan Baut Ikatan Angin Atas

Berikut ini adalah perhitungan gaya tarik nominal yang ada pada ikatan angin atas.

a) Luas penampang netto

$$\begin{aligned}
 \text{Ant} &= A_g - (n \times d \times t_f) \\
 &= 6.264,504 - (2 \times 16 \times 11,049) \\
 &= 5.910,936 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

b) Jarak spasi baut minimum

$$\begin{aligned}
 s &= 3 \times d_b \\
 &= 3 \times 16 \\
 &= 48 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) Panjang total antar baut

$$\begin{aligned} L_s &= (n/4 - 1) \times s \\ &= (8/4 - 1) \times 50 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

d) Eksentrisitas sambungan

$$\begin{aligned} x &= (0,5 \times t_f) + t_b \\ &= (0,5 \times 11,049) + 10 \\ &= 15,525 \text{ mm} \end{aligned}$$

e) Faktor reduksi

$$\begin{aligned} U &= 1 - \frac{x}{L_s} \\ &= 1 - \frac{15,525}{50} \\ &= 0,690 \end{aligned}$$

f) Luas Penampang efektif

$$\begin{aligned} A_e &= A_n \times U \\ &= 5.910,936 \times 0,690 \\ &= 4.075,649 \text{ mm} \end{aligned}$$

g) Kuat tarik nominal

i. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang bruto

$$\begin{aligned} P_n &= \phi \times A_g \times F_y \\ &= 0,9 \times 6.264,504 \times 240 \\ &= 1.183.991,18 \text{ N} \\ &= 1.183,991 \text{ kN} \end{aligned}$$

ii. Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur pada penampang efektif

$$\begin{aligned} P_n &= \phi \times A_e \times F_u \\ &= 0,75 \times 4.075,649 \times 370 \\ &= 1.130.992,655 \text{ N} \\ &= 1.130,993 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan 2 nilai kuat tarik nominal. Kemudian dipilihlah kuat tarik nominal dengan nilai paling kecil yaitu 1.130,993 kN

h) Cek Keamanan Profil

$$P_u = 392,790 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 1.130,993 \text{ kN}$$

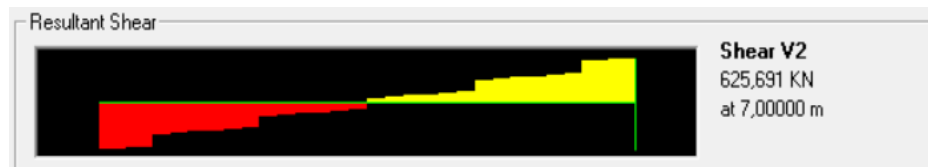
Didapatkan hasil $\phi P_n > P_u$, maka profil aman terhadap tarik.

e. Gelagar Melintang

Nilai momen maksimum dan gaya geser pada gelagar melintang dapat dilihat pada Gambar 5.34 dan 5.35.



Gambar 5.34 Nilai Momen Maksimum Gelagar Melintang



Gambar 5.35 Gaya Geser Maksimum Gelagar Melintang

Setelah dianalisis menggunakan *software* SAP2000, didapatkan momen ultimate dan gaya geser terbesar terletak pada frame 203 dengan nilai momen ultimate 1.111,289 kNm dan gaya geser 625,691 kN. Dengan nilai momen ultimit dan gaya geser diatas, maka gelagar melintang didesain menggunakan profil W24 x 176. Berikut ini adalah data profil nya.

Tinggi profil, ht	= 25,2 in	= 640,08 mm
Lebar sayap, B	= 12,9 in	= 327,66 mm
Tebal badan, tw	= 0,75 in	= 19,05 mm
Tebal sayap, tf	= 1,34 in	= 34,036 mm
Luas area profil, A_g	= 51,7 in ²	= 33.354,772 mm ²
Jari-jari girasi sumbu x, r_x	= 10,5 in	= 266,7 mm

Jari-jari girasi sumbu y, r_y	= 3,04 in	= 77,216 mm
Modulus terhadap sumbu x, S_x	= 450 in ³	= 7.374.195 mm ³
Modulus terhadap sumbu y, S_y	= 74,3 in ³	= 1.217.561,53 mm ³
Konstanta pilin, C_w	= 68.400 in ⁶	= 1,837 x 10 ¹³ mm ⁶
Konstanta tori, J	= 23,9 in ⁴	= 9.947.931 mm ⁴
Modulus elastisitas baja, E	= 200.000 Mpa	
Tegangan leleh baja, F_y	= 240 Mpa	
Tegangan ultimate baja, F_u	= 370 Mpa	
Tegangan tekan residual, f_r	= 70 Mpa	
Faktor panjang efektif, k_c	= 1	
Modulus Geser, G	= 80.000 Mpa	
Panjang segmen diafragma, L_b	= 1.400 mm	
Tinggi bersih badan, h_o	= h - (2 x tf)	
	= 640,08 - (2 x 34,036)	
	= 572,008 mm	

1) Perhitungan Kekuatan Lentur

a) Laterally Unbraced Length (L_b)

$$\begin{aligned}
 \text{Batas panjang plastis, } L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 1,76 \times 77,216 \times \sqrt{\frac{200.000}{240}} \\
 &= 3.923,1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x_1 &= \frac{\pi}{s_x} \times \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \\
 &= \frac{3,14}{7.374.195} \times \sqrt{\frac{200.000 \times 80.000 \times 9.947.931 \times 33.354,77}{2}} \\
 &= 21.949,55
 \end{aligned}$$

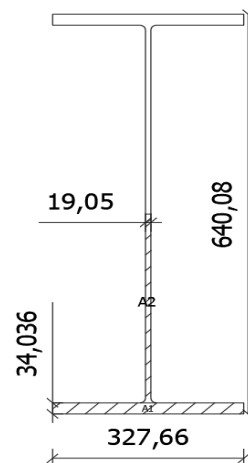
$$\begin{aligned}
 x_2 &= 4 \times \left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 \times \frac{C_w}{I_y} \\
 &= 4 \times \left(\frac{7.374.195}{80.000 \times 9.947.931}\right)^2 \times \frac{18.370.000.000.000}{199.374.853} \\
 &= 0,0000163
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_r &= r_y \times \left(\frac{x_1}{f_y - f_r} \right) \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (f_y - f_r)^2}} \\
 &= 77,216 \times \left(\frac{21,949,55}{240 - 70} \right) \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,0000163(240 - 70)^2}} \\
 &= 15.270,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dengan nilai $L_b < L_p$, maka momen nominal rencana dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

b) Momen Nominal Lentur (M_n)

Tinjauan lentur pada gelagar melintang dapat dilihat pada Gambar 5.36 dibawah ini.



Gambar 5.36 Tinjauan Lentur Gelagar Melintang

$$\begin{aligned}
 A_1 &= b \times t_f \\
 &= 327,66 \times 34,036 \\
 &= 11.152,236 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y_1 &= \left(\frac{h}{2} \right) - \left(\frac{t_f}{2} \right) \\
 &= \left(\frac{640,08}{2} \right) - \left(\frac{34,036}{2} \right) \\
 &= 303,022 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_2 &= \frac{1}{2} \times h_o \times t_w \\
 &= \frac{1}{2} \times 572,008 \times 19,05
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 5.448,376 \text{ mm}^2 \\
 y_2 &= \left(\frac{\left(\frac{h}{2}\right) - tw}{2} \right) \\
 &= \left(\frac{\left(\frac{640,08}{2}\right) - 19,05}{2} \right) \\
 &= 143,002 \text{ mm} \\
 y_o &= \frac{(A_1 \times y_1) + (A_2 \times y_2)}{A_t} \\
 &= \frac{(11.152,236 \times 303,022) + (5.448,376 \times 143,002)}{16.600,612} \\
 &= 250,503 \text{ mm} \\
 d &= 2 \times y_o \\
 &= 2 \times 250,503 \\
 &= 501,006 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen bentang pendek, } M_p &= Z \times F_y \\
 &= (A_t \times d) \times F_y \\
 &= (16.600,612 \times 501,006) \times 240 \\
 &= 1.996,081 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\
 &= 0,9 \times 1.996,081 \\
 &= 1.796,473 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c) Cek Kemanan Profil Terhadap Lentur

$$M_u = 1.111,289 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 1.796,473 \text{ kNm}$$

Dengan hasil $\phi M_n > M_u$, maka profil gelagar melintang aman terhadap lentur.

2) Perhitungan Kekuatan Geser

a) Syarat ketebalan pelat badan yang tidak diperkaku

$$\begin{aligned}
 \frac{h_o}{tw} &\leq 3,75 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 \frac{572,008}{19,05} &\leq 3,75 \times \sqrt{\frac{20.000}{240}}
 \end{aligned}$$

$$30,026 \leq 108,253$$

Didapatkan hasil $\frac{h}{tw} \leq 3,75 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ dengan nilai $30,026 \leq 108,253$, maka syarat ketebalan pelat badan tanpa pengaku terpenuhi.

b) Perhitungan kuat geser nominal

$$\begin{aligned} kn &= 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \\ &= 5 + \frac{5}{\left(\frac{5.000}{640,08}\right)^2} \\ &= 5,065 \end{aligned}$$

$$\frac{h_0}{tw} \leq 1,10 \times \sqrt{\frac{kn \times E}{F_y}}$$

$$\frac{572,008}{19,05} \leq 1,10 \times \sqrt{\frac{5,065 \times 200.000}{240}}$$

$$30,027 \leq 71,468$$

Didapatkan hasil $\frac{h_0}{tw} \leq 1,10 \times \sqrt{\frac{kn \times E}{F_y}}$, yaitu $30,027 \leq 71,468$,

maka perhitungan kuat geser nominal dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times F_y \times A_w \\ &= 0,6 \times F_y \times (tw \times h_0) \\ &= 0,6 \times 240 \times (19,05 \times 572,008) \\ &= 1.569.132,346 \text{ N} \\ &= 1.569,132 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times V_n \\ &= 0,9 \times 1.569,132 \\ &= 1.412,219 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Cek keamanan profil terhadap geser

$$V_u = 625,691 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 1.412,219 \text{ kN}$$

Dengan hasil $\phi V_n > V_u$, maka profil gelagar melintang aman terhadap geser.

5.1.3 Perencanaan Sambungan

Sambungan Jembatan Kedungjati akan menggunakan sambungan baut yang disatukan menggunakan pelat buhul. Berikut ini adalah perhitungan sambungan baut.

1. Baut

a. Baut sambungan batang atas

Perhitungan ini menggunakan gaya aksial ultimate terbesar yang dialami oleh batang atas, yaitu batang nomor 283 & 330 yang ada pada batang atas. Berikut ini adalah data dan perhitungannya.

$$\text{Gaya aksial ultimate, } Pu = -9.474,03 \text{ kN}$$

$$\text{Ukuran baut, } db = 32 \text{ mm}$$

Menurut RSNI T-03-2005, untuk lubang baut dengan diameter baut besar adalah $db + 8$.

$$\text{Ukuran lubang, } dh = 32 + 8$$

$$= 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tipe baut} = A325$$

$$\text{Kuat tarik nominal baut, } Fnt = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat geser nominal baut, } Fnv = 372 \text{ Mpa}$$

1) Luas penampang baut

$$\begin{aligned} Ab &= \frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Kapasitas satu baut

$$\begin{aligned} \phi Rn &= 0,75 \times Fnv \times 803,84 \\ &= 0,75 \times 372 \times 803,84 \\ &= 224,271 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Jumlah baut

$$\begin{aligned} Nb &= \frac{Pu}{\phi Rn} \\ &= \frac{-9.474,03}{224,271} \\ &= -42,244 \text{ buah} \end{aligned}$$

≈ 44 buah

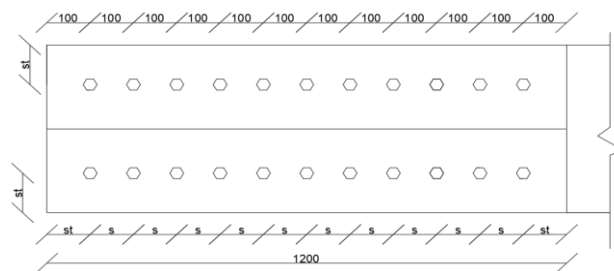
4) Jarak baut ke tepi sambungan

$$\begin{aligned} st &= 1,25 \times db \\ &= 1,25 \times 32 \\ &= 40 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

5) Jarak spasi antar baut

$$\begin{aligned} s &= 3 \times db \\ &= 3 \times 32 \\ &= 96 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah gambar sambungan baut pada batang atas yang dapat dilihat pada Gambar 5.37.



Gambar 5.37 Sambungan Baut Pada Batang Atas

Dibawah ini adalah tabel rekapitulasi perhitungan kapasitas satu baut dan jumlah baut pada batang atas yang dapat dilihat pada Tabel 5.12.

Tabel 5.12 Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut Batang Atas

Batang	Gaya Aksial	Kapasitas satu baut	Jumlah baut	Jumlah baut pakai	Keterangan
	kN	kN	buah	buah	
276	-2.125,507	224,271	9,477	44	Batang Atas
277	-3.994,427	224,271	17,811	44	Batang Atas

**Lanjutan Tabel 5.12 Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut
Batang Atas**

278	-5.580,544	224,271	24,883	44	Batang Atas
279	-6.902,227	224,271	30,776	44	Batang Atas
280	-7.950,66	224,271	35,4511	44	Batang Atas
281	-8.729,24	224,271	38,9227	44	Batang Atas
282	-9.237,31	224,271	41,1881	44	Batang Atas
283	-9.474,03	224,271	42,244	44	Batang Atas
284	-9.237,31	224,271	41,188	44	Batang Atas
285	-8.729,24	224,271	38,923	44	Batang Atas
286	-7.950,66	224,271	35,451	44	Batang Atas
287	-6.902,23	224,271	30,776	44	Batang Atas
288	-5.580,53	224,271	24,883	44	Batang Atas
289	-3.994,44	224,271	17,811	44	Batang Atas
290	-2.125,53	224,271	9,477	44	Batang Atas
323	-2.125,507	224,271	9,477	44	Batang Atas
324	-3.994,427	224,271	17,811	44	Batang Atas
325	-5.580,544	224,271	24,883	44	Batang Atas
326	-6.902,227	224,271	30,776	44	Batang Atas
327	-7.950,66	224,271	35,4511	44	Batang Atas
328	-8.729,24	224,271	38,9227	44	Batang Atas
329	-9.237,31	224,271	41,1881	44	Batang Atas
330	-9.474,03	224,271	42,2436	44	Batang Atas
331	-9.237,31	224,271	41,1881	44	Batang Atas
332	-8.729,24	224,271	38,9227	44	Batang Atas
333	-7.950,66	224,271	35,4511	44	Batang Atas
334	-6.902,23	224,271	30,7763	44	Batang Atas
335	-5.580,53	224,271	24,883	44	Batang Atas
336	-3.994,44	224,271	17,8107	44	Batang Atas
337	-2.125,53	224,271	9,47747	44	Batang Atas

b. Baut sambungan batang bawah

Perhitungan ini menggunakan gaya aksial ultimate terbesar yang dialami oleh batang bawah, yaitu batang nomor 219 & 235 yang ada pada batang bawah. Berikut ini adalah data dan perhitungannya.

$$\text{Gaya aksial ultimate, } Pu = 6.542,836 \text{ kN}$$

$$\text{Ukuran baut, } db = 32 \text{ mm}$$

Menurut RSNI T-03-2005, untuk lubang baut dengan diameter baut besar adalah $db + 8$.

$$\text{Ukuran lubang, } dh = 32 + 8$$

$$= 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tipe baut} = A325$$

$$\text{Kuat tarik nominal baut, } Fnt = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat geser nominal baut, } Fnv = 372 \text{ Mpa}$$

1) Luas penampang baut

$$\begin{aligned} Ab &= \frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Kapasitas satu baut

$$\begin{aligned} \phi Rn &= 0,75 \times Fnv \times 803,84 \\ &= 0,75 \times 372 \times 803,84 \\ &= 224,271 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Jumlah baut

$$\begin{aligned} Nb &= \frac{Pu}{\phi Rn} \\ &= \frac{6.542,836}{224,271} \\ &= 29,174 \text{ buah} \\ &\approx 32 \text{ buah} \end{aligned}$$

4) Jarak baut ke tepi sambungan

$$\begin{aligned} st &= 1,25 \times db \\ &= 1,25 \times 32 \\ &= 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\approx 100 \text{ mm}$

5) Jarak spasi antar baut

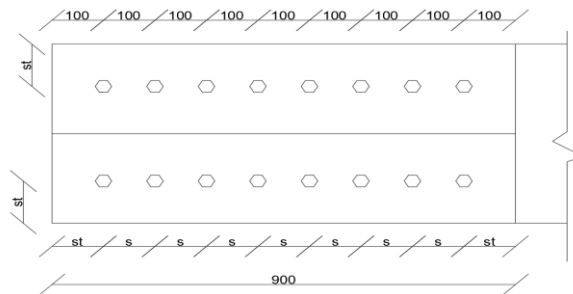
$$s = 3 \times db$$

$$= 3 \times 32$$

$$= 96 \text{ mm}$$

$\approx 100 \text{ mm}$

Berikut ini adalah gambar sambungan baut pada batang bawah yang dapat dilihat pada Gambar 5.38.



Gambar 5.38 Sambungan Baut Pada Batang Bawah

Dibawah ini tabel rekapitulasi perhitungan kapasitas satu baut dan jumlah baut pada batang bawah yang dapat dilihat pada Tabel 5.13.

Tabel 5.13 Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut Batang Bawah

Batang	Gaya Aksial	Kapasitas satu baut	Jumlah baut	Jumlah baut pakai	Keterangan
	kN	kN	buah	buah	
212	782,387	224,271	3,489	32	Batang Bawah
213	2.192,101	224,271	9,774	32	Batang Bawah
214	3.402,801	224,271	15,173	32	Batang Bawah
215	4.405,379	224,271	19,643	32	Batang Bawah
216	5.213,914	224,271	23,248	32	Batang Bawah
217	5.835,716	224,271	26,021	32	Batang Bawah

**Tabel 5.13 Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut Batang
Bawah**

218	6.276,654	224,271	27,987	32	Batang Bawah
219	6.542,836	224,271	29,174	32	Batang Bawah
220	6.540,419	224,271	29,163	32	Batang Bawah
221	6.269,372	224,271	27,954	32	Batang Bawah
222	5.823,482	224,271	25,966	32	Batang Bawah
223	5.196,561	224,271	23,171	32	Batang Bawah
224	4.382,642	224,271	19,542	32	Batang Bawah
225	3.374,184	224,271	15,045	32	Batang Bawah
226	2.157,005	224,271	9,618	32	Batang Bawah
227	736,826	224,271	3,285	32	Batang Bawah
228	782,387	224,271	3,489	32	Batang Bawah
229	2.192,101	224,271	9,774	32	Batang Bawah
230	3.402,801	224,271	15,173	32	Batang Bawah
231	4.405,379	224,271	19,643	32	Batang Bawah
232	5.213,914	224,271	23,248	32	Batang Bawah
233	5.835,716	224,271	26,021	32	Batang Bawah
234	6.276,654	224,271	27,987	32	Batang Bawah
235	6.542,836	224,271	29,174	32	Batang Bawah
236	6.540,419	224,271	29,163	32	Batang Bawah
237	6.269,372	224,271	27,954	32	Batang Bawah
238	5.823,482	224,271	25,966	32	Batang Bawah
239	5.196,561	224,271	23,171	32	Batang Bawah
240	4.382,642	224,271	19,542	32	Batang Bawah
241	3.374,184	224,271	15,045	32	Batang Bawah
242	2.157,005	224,271	9,618	32	Batang Bawah
243	736,826	224,271	3,285	32	Batang Bawah

c. Baut sambungan batang diagonal

Perhitungan ini menggunakan gaya aksial ultimate terbesar yang dialami oleh batang diagonal, yaitu pada frame 244 dan 275 dengan nilai gaya aksial sebesar -3.181,37 kN. Berikut ini adalah data dan perhitungannya.

$$\text{Gaya aksial ultimate, } Pu = -3.181,37 \text{ kN}$$

$$\text{Ukuran baut, } db = 32 \text{ mm}$$

Menurut RSNI T-03-2005, untuk lubang baut dengan diameter baut besar adalah $db + 8$.

$$\text{Ukuran lubang, } dh = 32 + 8$$

$$= 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tipe baut} = A325$$

$$\text{Kuat tarik nominal baut, } Fnt = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat geser nominal baut, } Fnv = 372 \text{ Mpa}$$

1) Luas penampang baut

$$\begin{aligned} Ab &= \frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Kapasitas satu baut

$$\begin{aligned} \phi Rn &= 0,75 \times Fnv \times 803,84 \\ &= 0,75 \times 372 \times 803,84 \\ &= 224,271 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Jumlah baut

$$\begin{aligned} Nb &= \frac{Pu}{\phi Rn} \\ &= \frac{-3.181,37}{224,271} \\ &= -14,185 \text{ buah} \\ &\approx 16 \text{ buah} \end{aligned}$$

4) Jarak baut ke tepi sambungan

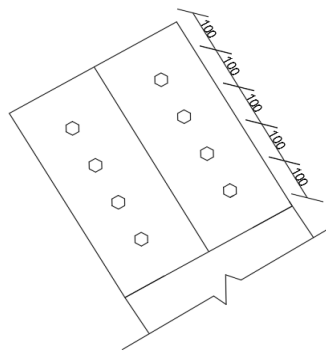
$$\begin{aligned} st &= 1,25 \times db \\ &= 1,25 \times 32 \\ &= 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\approx 100 \text{ mm}$$

5) Jarak spasi antar baut

$$\begin{aligned} s &= 3 \times db \\ &= 3 \times 32 \\ &= 96 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah gambar sambungan baut pada batang diagonal yang dapat dilihat pada Gambar 5.39.



Gambar 5.39 Sambungan Baut Pada Batang Diagonal

Dibawah ini tabel rekapitulasi perhitungan kapasitas satu baut dan jumlah baut pada batang lainnya yang dapat dilihat pada Tabel 5.14.

Tabel 5.14 Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut Batang Diagonal

Batang	Gaya Aksial	Kapasitas satu baut	Jumlah baut	Jumlah baut pakai	Keterangan
	kN	kN	Buah	Buah	
244	-3.181,37	224,271	14,185	16	Batang Diagonal
245	3.164,373	224,271	14,11	16	Batang Diagonal
246	-2.782,78	224,271	12,408	16	Batang Diagonal
247	2.761,972	224,271	12,315	16	Batang Diagonal
248	-2380,38	224,271	-10,613	16	Batang Diagonal
249	2359,57	224,271	10,521	16	Batang Diagonal

**Lanjutan Tabel 5.14 Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut
Batang Diagonal**

Batang	Gaya Aksial	Kapasitas satu baut	Jumlah baut	Jumlah baut pakai	Keterangan
	kN	kN	Buah	Buah	
250	-1977,98	224,271	-8,819	16	Batang Diagonal
251	1957,169	224,271	8,727	16	Batang Diagonal
252	-1575,57	224,271	-7,0253	16	Batang Diagonal
253	1554,767	224,271	6,933	16	Batang Diagonal
254	-1173,17	224,271	-5,231	16	Batang Diagonal
255	1152,366	224,271	5,138	16	Batang Diagonal
256	-770,771	224,271	-3,437	16	Batang Diagonal
257	749,965	224,271	3,344	16	Batang Diagonal
258	-368,37	224,271	-1,643	16	Batang Diagonal
259	347,563	224,271	1,549	16	Batang Diagonal
260	336,916	224,271	1,5023	16	Batang Diagonal
261	-357,722	224,271	-1,595	16	Batang Diagonal
262	739,317	224,271	3,297	16	Batang Diagonal
263	-760,124	224,271	-3,389	16	Batang Diagonal
264	1141,718	224,271	5,091	16	Batang Diagonal
265	-1162,53	224,271	-5,184	16	Batang Diagonal
266	1544,12	224,271	6,885	16	Batang Diagonal
267	-1564,93	224,271	-6,978	16	Batang Diagonal
268	1946,521	224,271	8,679	16	Batang Diagonal
269	-1967,33	224,271	-8,772	16	Batang Diagonal
270	2348,923	224,271	10,474	16	Batang Diagonal
271	-2369,73	224,271	-10,566	16	Batang Diagonal
272	2751,324	224,271	12,268	16	Batang Diagonal
273	-2772,13	224,271	-12,361	16	Batang Diagonal

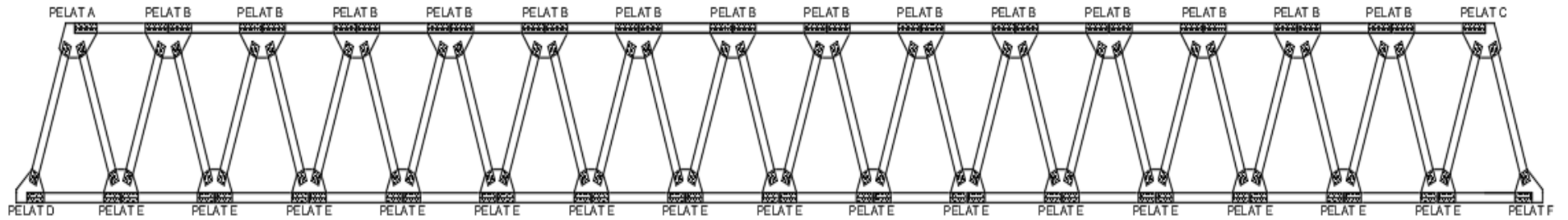
**Lanjutan Tabel 5.14 Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut
Batang Diagonal**

274	3153,725	224,271	14,062	16	Batang Diagonal
275	-3170,72	224,271	-14,138	16	Batang Diagonal
291	-3.181,37	224,271	14,185	16	Batang Diagonal
292	3.164,373	224,271	14,11	16	Batang Diagonal
293	-2.782,78	224,271	12,408	16	Batang Diagonal
294	2.761,972	224,271	12,315	16	Batang Diagonal
295	-2380,38	224,271	-10,613	16	Batang Diagonal
296	2359,57	224,271	10,521	16	Batang Diagonal
297	-1977,98	224,271	-8,819	16	Batang Diagonal
298	1957,169	224,271	8,727	16	Batang Diagonal
299	-1575,57	224,271	-7,0253	16	Batang Diagonal
300	1554,767	224,271	6,933	16	Batang Diagonal
301	-1173,17	224,271	-5,231	16	Batang Diagonal
302	1152,366	224,271	5,138	16	Batang Diagonal
303	-770,771	224,271	-3,437	16	Batang Diagonal
304	749,965	224,271	3,344	16	Batang Diagonal
305	-368,37	224,271	-1,643	16	Batang Diagonal
306	347,563	224,271	1,549	16	Batang Diagonal
307	336,916	224,271	1,5023	16	Batang Diagonal
308	-357,722	224,271	-1,595	16	Batang Diagonal
309	739,317	224,271	3,297	16	Batang Diagonal
310	-760,124	224,271	-3,389	16	Batang Diagonal
311	1141,718	224,271	5,091	16	Batang Diagonal
312	-1162,53	224,271	-5,184	16	Batang Diagonal
313	1544,12	224,271	6,885	16	Batang Diagonal
314	-1564,93	224,271	-6,978	16	Batang Diagonal
315	1946,521	224,271	8,679	16	Batang Diagonal
316	-1967,33	224,271	-8,772	16	Batang Diagonal

**Lanjutan Tabel 5.14 Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut
Batang Diagonal**

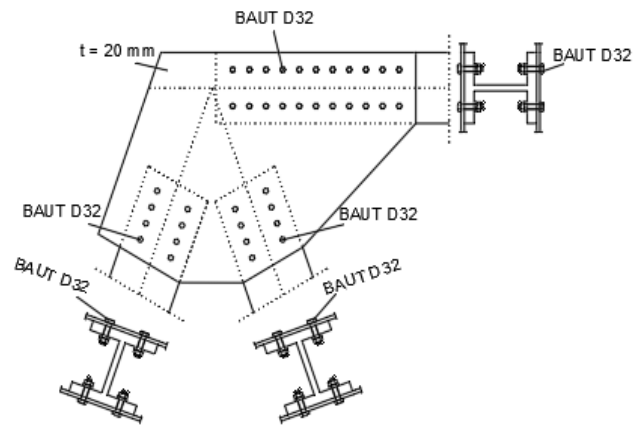
317	2348,923	224,271	10,474	16	Batang Diagonal
318	-2369,73	224,271	-10,566	16	Batang Diagonal
319	2751,324	224,271	12,268	16	Batang Diagonal
320	-2772,13	224,271	-12,361	16	Batang Diagonal
321	3153,725	224,271	14,062	16	Batang Diagonal
322	-3170,72	224,271	-14,138	16	Batang Diagonal

Berikut ini adalah gambar hasil desain sambungan pada rangka utama yang dapat dilihat pada Gambar 5.40.

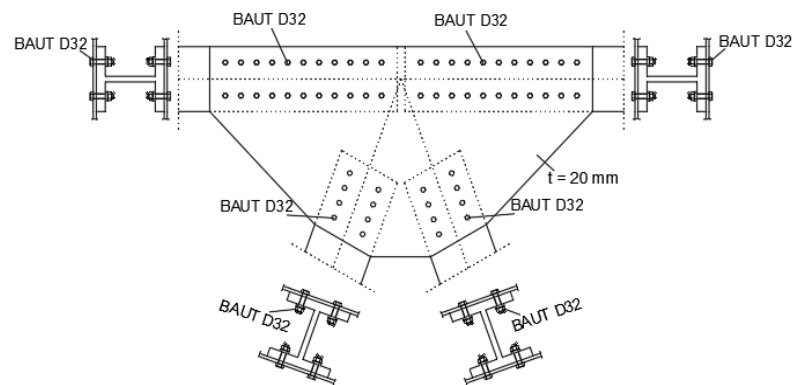


Gambar 5.40 Hasil Desain Sambungan Rangka

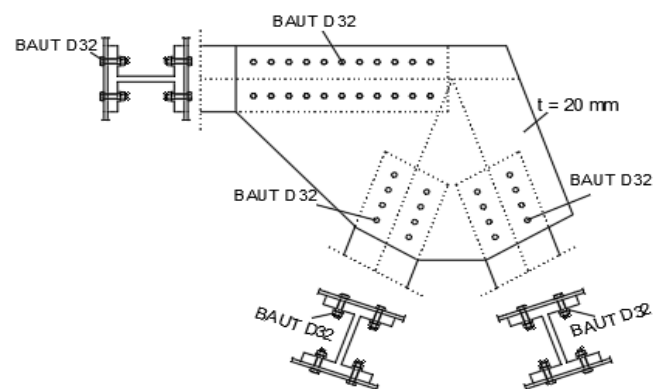
Berikut ini adalah detail pelat buhul tipe A, B, C, D, E, dan F yang dapat dilihat pada Gambar 5.4, 5.5, 5.6, 5.7, 5.8, dan 5.9.



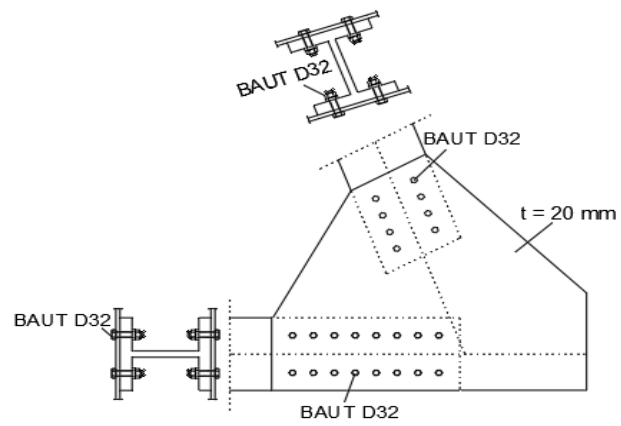
Gambar 5.41 Detail Pelat A



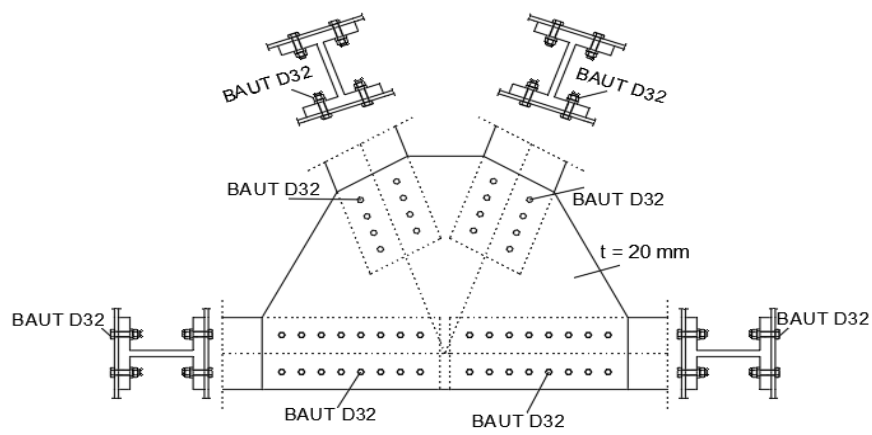
Gambar 5.42 Detail Pelat B



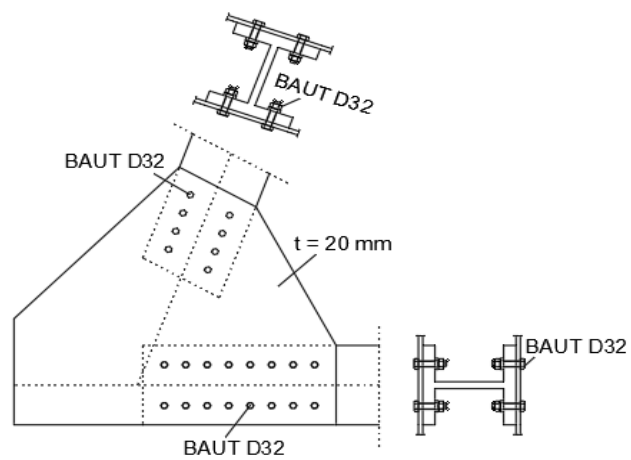
Gambar 5.43 Detail Pelat C



Gambar 5.44 Detail Pelat D



Gambar 5.45 Detail Pelat E



Gambar 5.46 Detail Pelat F

d. Baut sambungan ikatan angin

Perhitungan ini menggunakan gaya aksial ultimate terbesar yang dialami oleh ikatan angin, yaitu pada frame 348 dengan nilai gaya aksial sebesar -393,749 kN. Berikut ini adalah data dan perhitungannya.

$$\text{Gaya aksial ultimate, } Pu = -393,749 \text{ kN}$$

$$\text{Ukuran baut, } db = 24 \text{ mm}$$

Menurut RSNI T-03-2005, untuk lubang baut dengan diameter baut kecil adalah $db + 2$.

$$\begin{aligned} \text{Ukuran lubang, } dh &= 24 + 2 \\ &= 26 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Tipe baut} = \text{A325}$$

$$\text{Kuat tarik nominal baut, } Fnt = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat geser nominal baut, } Fnv = 372 \text{ Mpa}$$

1) Luas penampang baut

$$\begin{aligned} Ab &= \frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 24^2 \\ &= 452,160 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Kapasitas satu baut

$$\begin{aligned} \phi Rn &= 0,75 \times Fnv \times Ab \\ &= 0,75 \times 372 \times 452,160 \\ &= 126,152 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Jumlah baut

$$\begin{aligned} Nb &= \frac{Pu}{\phi Rn} \\ &= \frac{393,749}{126,152} \\ &= 3,121 \text{ buah} \\ &\approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

4) Jarak baut ke tepi sambungan

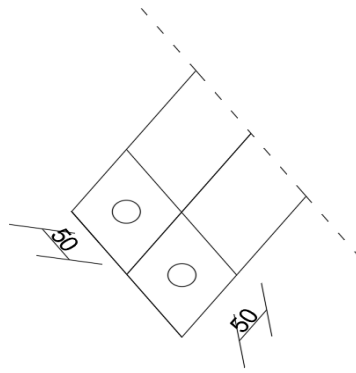
$$\begin{aligned} st &= 1,25 \times db \\ &= 1,25 \times 24 \\ &= 30 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\approx 50 \text{ mm}$$

5) Jarak spasi antar baut

$$\begin{aligned} s &= 3 \times db \\ &= 3 \times 24 \\ &= 72 \text{ mm} \\ &\approx 80 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah gambar sambungan baut pada ikatan angin yang dapat dilihat pada Gambar 5.47.



Gambar 5.47 Sambungan Baut Pada Ikatan Angin

Dibawah ini tabel rekapitulasi perhitungan kapasitas satu baut dan jumlah baut pada ikatan angin yang dapat dilihat pada Tabel 5.47.

Tabel 5.15 Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut Ikatan Angin

Batang	Gaya Aksial	Kapasitas satu baut	Jumlah baut	Jumlah baut pakai	Keterangan
	kN	kN	Buah	Buah	
338	70,012	126,153	0,555	4	Ikatan Angin
339	256,367	126,153	2,032	4	Ikatan Angin
340	-5,524	126,153	-0,044	4	Ikatan Angin
341	134,2	126,153	1,064	4	Ikatan Angin
342	-127,89	126,153	-1,014	4	Ikatan Angin
343	260,256	126,153	2,063	4	Ikatan Angin

Lanjutan Tabel 5.15 Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut Ikatan Angin

Batang	Gaya Aksial	Kapasitas satu baut	Jumlah baut	Jumlah baut pakai	Keterangan
	kN	kN	Buah	Buah	
344	-132,812	126,153	-1,053	4	Ikatan Angin
345	131,37	126,153	1,041	4	Ikatan Angin
346	-392,845	126,153	-3,114	4	Ikatan Angin
347	-0,606	126,153	-0,005	4	Ikatan Angin
348	-393,749	126,153	3,121	4	Ikatan Angin
349	-131,407	126,153	-1,042	4	Ikatan Angin
350	-131,364	126,153	-1,041	4	Ikatan Angin
351	-131,498	126,153	-1,042	4	Ikatan Angin
352	261,741	126,153	2,075	4	Ikatan Angin
353	-131,476	126,153	-1,042	4	Ikatan Angin
354	130,668	126,153	1,036	4	Ikatan Angin
355	-131,476	126,153	-1,042	4	Ikatan Angin
356	130,645	126,153	1,036	4	Ikatan Angin
357	-0,291	126,153	-0,002	4	Ikatan Angin
358	-262,478	126,153	-2,081	4	Ikatan Angin
359	-0,536	126,153	-0,004	4	Ikatan Angin
360	261,535	126,153	2,073	4	Ikatan Angin
361	0,378	126,153	0,003	4	Ikatan Angin
362	-392,911	126,153	-3,115	4	Ikatan Angin
363	129,321	126,153	1,025	4	Ikatan Angin
364	-1,899	126,153	-0,015	4	Ikatan Angin
365	3,194	126,153	0,025	4	Ikatan Angin
366	3,14	126,153	0,025	4	Ikatan Angin
367	-5,503	126,153	-0,044	4	Ikatan Angin
368	125,317	126,153	0,993	4	Ikatan Angin

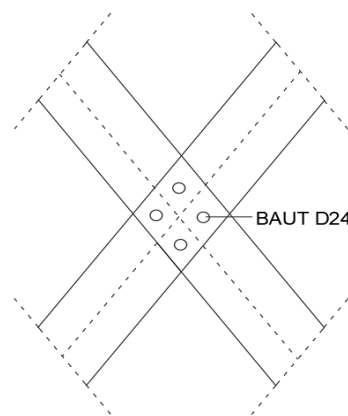
Lanjutan Tabel 5.15 Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut Ikatan Angin

Batang	Gaya Aksial	Kapasitas satu baut	Jumlah baut	Jumlah baut pakai	Keterangan
	kN	kN	Buah	Buah	
369	201,041	126,153	1,594	4	Ikatan Angin
370	-5,755	126,153	-0,046	4	Ikatan Angin
371	256,641	126,153	2,034	4	Ikatan Angin
372	3,14	126,153	0,025	4	Ikatan Angin
373	3,194	126,153	0,025	4	Ikatan Angin
374	-264,043	126,153	-2,093	4	Ikatan Angin
375	-132,823	126,153	-1,053	4	Ikatan Angin
376	131,377	126,153	1,041	4	Ikatan Angin
377	0,378	126,153	0,003	4	Ikatan Angin
378	-262,753	126,153	-2,083	4	Ikatan Angin
379	-0,536	126,153	-0,004	4	Ikatan Angin
380	-0,334	126,153	-0,003	4	Ikatan Angin
381	130,781	126,153	1,037	4	Ikatan Angin
382	-0,427	126,153	-0,003	4	Ikatan Angin
383	-0,404	126,153	-0,003	4	Ikatan Angin
384	-393,62	126,153	-3,120	4	Ikatan Angin
385	130,668	126,153	1,036	4	Ikatan Angin
386	-262,547	126,153	-2,081	4	Ikatan Angin
387	392,79	126,153	3,114	4	Ikatan Angin
388	-0,292	126,153	-0,002	4	Ikatan Angin
389	-0,335	126,153	-0,003	4	Ikatan Angin
390	-131,605	126,153	-1,043	4	Ikatan Angin
391	-0,606	126,153	-0,005	4	Ikatan Angin
392	262,515	126,153	2,081	4	Ikatan Angin
393	-261,846	126,153	-2,076	4	Ikatan Angin

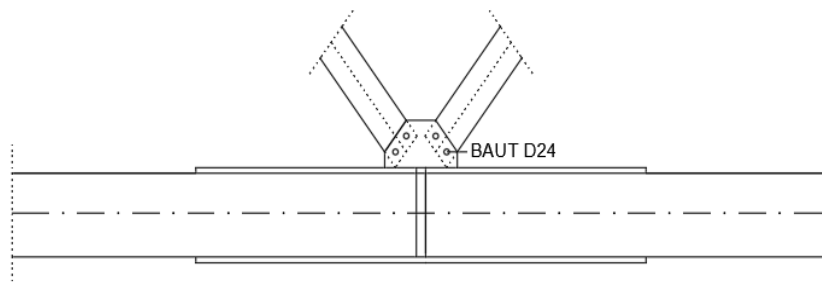
Lanjutan Tabel 5.15 Rekapitulasi Kapasitas Baut dan Jumlah Baut Ikatan Angin

Batang	Gaya Aksial	Kapasitas satu baut	Jumlah baut	Jumlah baut pakai	Keterangan
	kN	kN	Buah	Buah	
394	-1,74	126,153	-0,014	4	Ikatan Angin
395	-132,96	126,153	-1,054	4	Ikatan Angin
396	265,326	126,153	2,103	4	Ikatan Angin
397	134,2	126,153	1,064	4	Ikatan Angin
398	-5,524	126,153	-0,044	4	Ikatan Angin
399	-5,777	126,153	-0,046	4	Ikatan Angin

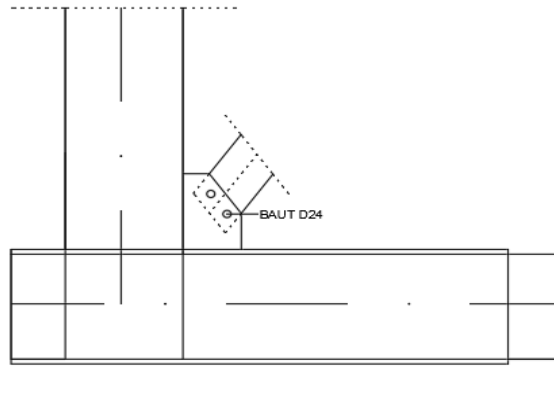
Berikut ini adalah hasil desain sambungan ikatan angin yang dapat dilihat pada Gambar 4.48, 4.49, dan 4.50.



Gambar 5.48 Desain Sambungan Ikatan Angin 1



Gambar 5.49 Desain Sambungan Ikatan Angin 2



Gambar 5.50 Desain Sambungan Ikatan Angin 3

2. Kekuatan sambungan baut

Pada perhitungan ini dipakai kekuatan sambungan pada batang dengan nilai aksial paling besar yang terletak pada batang atas dengan frame 283 & 330 sebagai contoh. Berikut ini adalah perhitungannya.

$$\text{Luas penampang profil, } Ag = 58.967,624 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tebal profil, } t = 57,404 \text{ mm}$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } Fy = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan ultimate baja, } Fu = 370 \text{ Mpa}$$

$$\text{Diameter baut, } db = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter lubang, } dh = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah baut, } nb = 44 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak baut ke tepi sambungan, } st = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut, } s = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang total antar baut, } L = 1.000 \text{ mm}$$

a. Kuat geser blok

$$\begin{aligned} Anv &= [(L + st) - \{dh \times (n - 0,5)\}] \times t \\ &= [(1.000 + 100) - \{40 \times (11 - 0,5)\}] \times 57,404 \\ &= 39.034,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ant &= (st - 0,5 \times dh) \times t \\ &= (100 - 0,5 \times 40) \times 57,404 \\ &= 4.592,32 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Agv = (L + st) \times t$$

$$= (1.000 + 100) \times 57,404$$

$$= 63.144,4 \text{ mm}^2$$

$$U_{bs} = 1$$

$$R_{nf} = 4 \times [(0,6 \cdot F_u \cdot A_{nv}) + (U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt})]$$

$$= 4 \times [(0,6 \cdot 370 \cdot 39.034,72) + (1 \cdot 370 \cdot 4.592,32)]$$

$$= 62.868.861 \text{ N}$$

$$= 62.868,861 \text{ kN}$$

$$R_{ny} = 4 \times [(0,6 \cdot F_y \cdot A_{gv}) + (U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt})]$$

$$= 4 \times [(0,6 \cdot 240 \cdot 63.144,4) + (1 \cdot 370 \cdot 4.592,32)]$$

$$= 43.167.808 \text{ N}$$

$$= 43.167,808 \text{ kN}$$

Nilai kuat geser blok yang diambil adalah nilai kuat geser blok dengan nilai paling kecil, yaitu $R_{nf} = 43.167,808 \text{ kN}$. Berikut ini adalah nilai ϕR_n .

$$\phi R_n = 0,75 \times 43.167,808$$

$$= 32.375,856 \text{ kN}$$

b. Kuat tumpu pelat

$$l_{c1} = s_t - 0,5 \times d_h$$

$$= 100 - 0,5 \times 40$$

$$= 80 \text{ mm}$$

$$l_{c2} = s - d_h$$

$$= 100 - 40$$

$$= 60 \text{ mm}$$

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

$$= 1,5 \times 80 \times 57,404 \times 370 \leq 3 \times 32 \times 57,404 \times 370$$

$$= 2.548,738 > 2.038,990$$

$$= 2.038,990 \text{ kN}$$

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

$$= 1,5 \times 60 \times 57,404 \times 370 \leq 3 \times 32 \times 57,404 \times 370$$

$$= 1.911,553 < 2.039,990$$

$$= 1.911,553 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 4 \times [0,75 \times (\{1 \times R_{na}\} + \{10 \times R_{nb}\})] \\
 &= 4 \times [0,75 \times (\{1 \times 2.038,990\} + \{10 \times 1.991,553\})] \\
 &= 63.463,566 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel rekapitulasi kekuatan sambungan baut dapat dilihat pada Tabel 5.16 dibawah ini.

Tabel 5.16 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Baut

Nomor	Jenis	ϕR_n
		(kN)
1	Kuat geser blok	32.375,856
2	Kuat tumpu pelat	63.463,566

Diambil nilai ϕR_n terkecil yang terdapat diantara kuat geser blok dan kuat tumpu pelat, yaitu 32.375,856 kN. Lalu dibandingkan nilai ϕR_n dengan nilai gaya aksial ultimit.

$$\phi R_n > P_u$$

$$32.375,856 \text{ kN} > 9.474,03 \text{ kN}$$

Dengan nilai ϕR_n lebih besar dari pada nilai gaya aksial ultimit, maka sambungan yang dipakai aman untuk digunakan. Berikut ini adalah tabel rekapitulasi kekuatan sambungan pada batang bawah, batang diagonal, dan ikatan angin yang dapat dilihat pada Tabel 5.17.

Tabel 5.17 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Baut Batang Bawah, Diagonal, dan Ikatan Angin

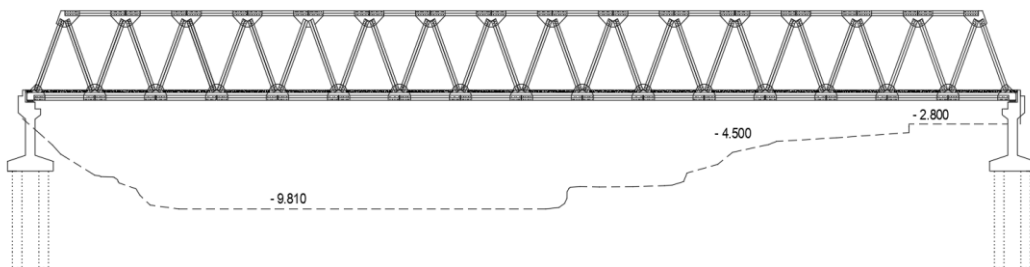
Batang	Gaya Aksial	Jumlah baut tiap baris	Kuat Geser Blok	Kuat Tumpu Pelat	Kuat Pakai	Kontrol $\phi R_n > P_u$
	P_u	n	ϕR_n	ϕR_n	ϕR_n Pakai	
	(kN)	(buah)	(kN)	(kN)	(kN)	
Batang Bawah	6.542,836	8	24.936,6	63.463,57	24.936,6	AMAN

**Lanjutan Tabel 5.17 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Baut Batang
Bawah, Diagonal, dan Ikatan Angin**

Batang	Gaya Aksial	Jumlah Baut Tiap Baris	Kuat Geser Blok	Kuat Tumpu Pelat	Kuat Pakai	Kontrol $\phi Rn > Pu$
	P_u	n	ϕRn	ϕRn	ϕRn Pakai	
	(kN)	(buah)	(kN)	(kN)	(kN)	
Batang Diagonal	3.181,37	4	15.016,89	63.463,57	15.016,89	AMAN
Ikatan Angin	393,749	1	1.680,884	5.298,216	1.180,884	AMAN

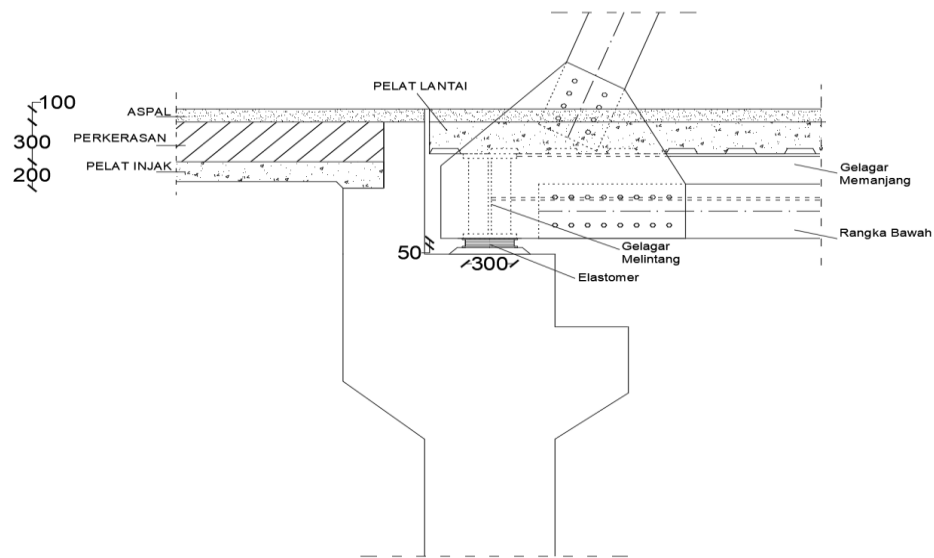
5.2 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

Perencanaan struktur bawah Jembatan Kedungjati meliputi perencanaan abutment dan pondasi abutment. Tampang melintang Jembatan Kedungjati dapat dilihat pada Gambar 5.51 dibawah ini.



Gambar 5.51 Tampang Melintang Jembatan Kedungjati

Detail perletakan rangka atas terhadap abutment dapat dilihat pada Gambar 5.52 dibawah ini.



Gambar 5.52 Detail Perletakan Rangka Atas Terhadap Abutment

5.2.1 Perencanaan Abutment Jembatan

Abutment adalah bagian struktur bawah jembatan yang terdapat pada ujung tiap sisi jembatan yang mempunyai fungsi untuk memikul beban yang ada di atasnya dan menyalurkan bebannya kepada pondasi. Berikut ini adalah data jembatan untuk mendukung perencanaan abutment jembatan.

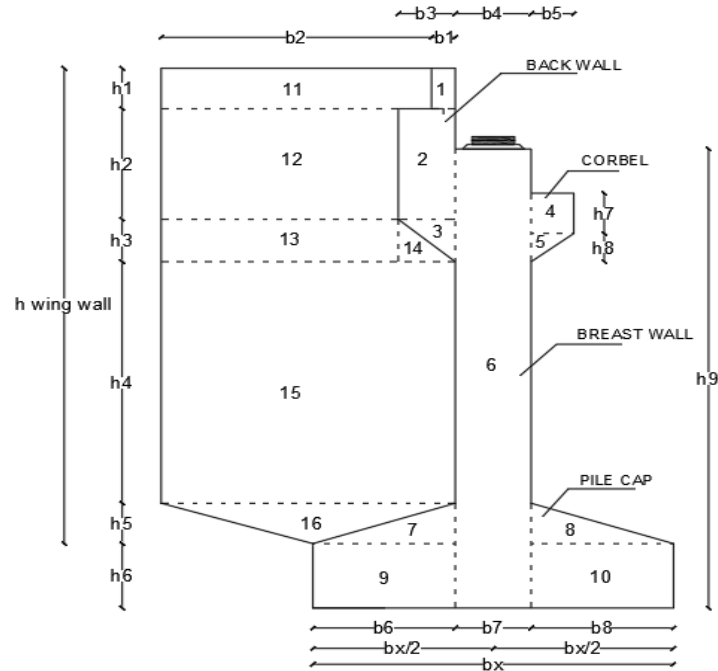
1. Data Struktur Jembatan

a. Data Struktur Atas Jembatan

Panjang bentang jembatan, L	= 80 m
Tinggi jembatan, h	= 7 m
Lebar total jembatan, b	= 7 m
Lebar lalu lintas, b_1	= 6 m
Lebar trotoar, b_2	= 0,5 m
Tebal air hujan, th	= 0,05 m
Berat volume beton, γ_b	= 24 kN/m ³
Berat volume aspal, γ_a	= 22 kN/m ³
Berat volume air, γ_w	= 10 kN/m ³

b. Data Dimensi Abutment

Keterangan dimensi abutment Jembatan Kedungjati dapat dilihat pada Gambar 5.53 dibawah ini.



Gambar 5.53 Gambar Dimensi Abutment

Berikut ini adalah tabel data dimensi abutment Jembatan Kedungjati yang dapat dilihat pada Tabel 5.18 dibawah ini.

Tabel 5.18 Data Dimensi Abutment

Notasi	h (cm)	Notasi	b (cm)
h1	60	b1	25
h2	137,5	b2	290
h3	52,5	b3	60
h4	300	b4	80
h5	50	b5	45
h6	80	b6	150
h7	50	b7	80
h8	35	b8	150
h9	570	Bx	380
h wing wall	590	By	800

c. Data tanah dan material

Berikut ini adalah data tanah timbunan dan data material pada jembatan Kedungjati yang dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut.

Tabel 5.19 Data Tanah dan Material

Tanah Timbunan		
Berat volume tanah, γ	17	kN/m^3
Sudut geser dalam, ϕ	35	$^\circ$
Kohesi, C	12	kN/m^3
Material		
Mutu beton, f'_c	30	Mpa
Mutu baja tulangan, f_y	400	Mpa

2. Pembebanan

Pembebanan pada abutment ini terdiri dari struktur atas, tekanan tanah, dan berat sendiri abutment. Pembebanan tersebut kemudian di kombinasikan untuk mendapatkan nilai beban maksimum. Berikut ini adalah perhitungan pembebanan pada abutment.

a. Berat Sendiri (*MS*)

1) Berat sendiri struktur atas

Berikut ini adalah tabel rekapitulasi berat sendiri struktur atas Jembatan Kedungjati yang dapat dilihat pada Tabel 5.20 dan 5.21.

a) Berat Sendiri Bahan Baja

Tabel 5.20 Rekapitulasi Berat Sendiri Bahan Baja

Jenis	Berat	Satuan
Batang atas	680,85	kN
Batang bawah	726,24	kN
Batang diagonal	2.159,257	kN
Ikatan angin	131,133	kN
Gelagar Melintang	305,711	kN

Lanjutan Tabel 5.20 Rekapitulasi Berat Sendiri Bahan Baja

Jenis	Berat	Satuan
Gelagar Memanjang	537,6	kN
Total (W_{MSbaja})	4.540,791	kN

Berat total di atas akan ditambahkan dengan keperluan lain pada jembatan yang berbahan baja seperti pelat sambung dan baut. Berikut ini adalah perhitungannya.

$$\begin{aligned} \text{Berat keperluan lain bahan baja} &= 10\% \times W_{msbaja} \\ &= 10\% \times 4.540,791 \\ &= 454,079 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total bahan baja, } W_{msbaja} &= W_{msbaja} + \text{berat keperluan lain} \\ &= 4.540,791 + 454,079 \\ &= 4.994,87 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Berat Sendiri Bahan Beton

Tabel 5.21 Rekapitulasi Berat Sendiri Bahan Beton

Jenis	Berat	Satuan
Pelat lantai	2.688	kN
Trotoar	576	kN
Total ($W_{MSbeton}$)	3.264	kN

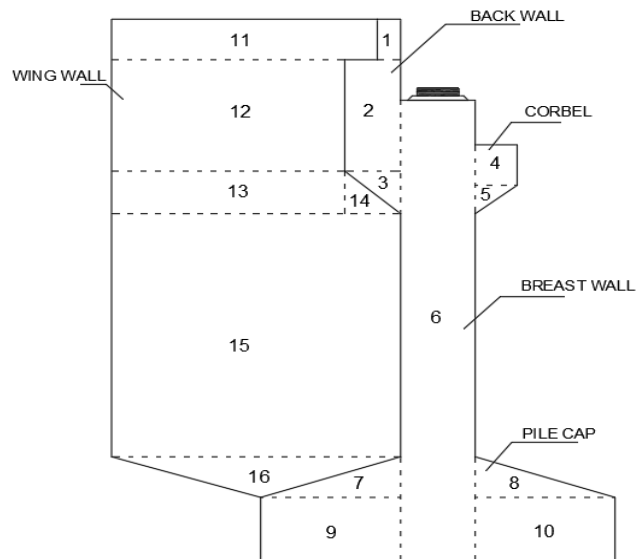
Dikarenakan satu abutment hanya menahan setengah dari total berat struktur atas, maka dari itu beban struktur atas yang membebani abutment dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_{ms \text{ struktur atas}} &= \frac{1}{2} \times W_{MStotal} \\ &= \frac{1}{2} \times 8.258,87 \\ &= 4.129,435 \text{ kN} \end{aligned}$$

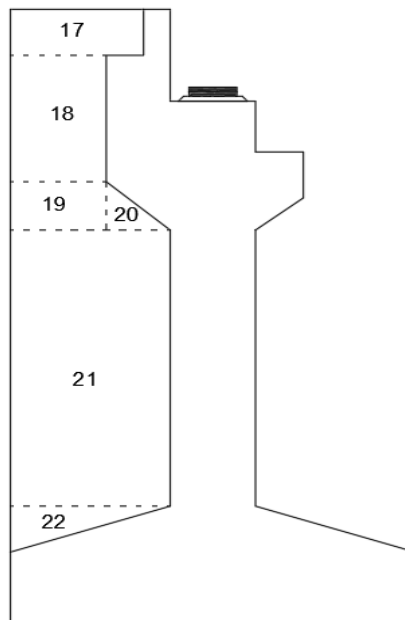
2) Berat sendiri struktur bawah

Berat sendiri struktur bawah jembatan terdiri dari 3 bagian, yaitu berat sendiri abutment, berat *wingwall*, dan tanah timbunan. Untuk

memudahkan perhitungan berat sendiri abutment, maka abutment akan dibagi menjadi beberapa bagian. Berikut ini adalah gambar pembagian bagian abutment yang dapat dilihat pada Gambar 5.54 dan 5.55.



Gambar 5.54 Pembagian Bagian Abutment dan *Wingwall*



Gambar 5.55 Pembagian Bagian Tanah Timbunan

Berikut ini adalah perhitungan gaya dan momen pada abutment, *wing wall*, dan tanah timbunan yang dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut ini.

Tabel 5.22 Perhitungan Gaya dan Momen Abutment

Struktur Bawah									
No	Parameter Berat Bagian					Berat	Lengan terhadap pusat pondasi	Momen	
	b	h	Lebar abutment	shape	arah				
	m	m	m						kN
Abutment									
1	0,25	0,6	8	1	-1	28,8	0,525	-15,12	
2	0,6	1,375	8	1	-1	158,4	0,7	-110,88	
3	0,3	0,525	8	0,5	-1	15,12	0,6	-9,072	
4	0,45	0,5	8	1	1	43,2	0,65	28,08	
5	0,45	0,35	8	0,5	1	15,12	0,55	8,316	
6	0,8	5,7	8	1	0	875,52	0	0	
7	1,5	0,5	8	0,5	-1	72	0,9	-64,8	
8	1,5	0,5	8	0,5	1	72	0,9	64,8	
9	1,5	0,8	8	1	-1	230,4	1,15	-264,96	
10	1,5	0,8	8	1	1	230,4	1,15	264,96	
Wing Wall									
11	2,9	0,5	0,6	1	-1	41,76	2,05	-85,608	
12	2,5	1,375	0,6	1	-1	99	2,25	-222,75	
13	2,5	0,525	0,6	1	-1	37,8	2,25	-85,05	
14	0,6	0,525	0,6	0,5	-1	4,536	0,8	-3,729	
15	3,1	3	0,6	1	-1	267,84	1,95	-522,288	
16	3,1	0,5	0,6	0,5	-1	22,32	1,4	-31,248	
Tanah Timbunan									
17	1,25	0,5	6,8	1	-1	102	1,25	-127,5	
18	0,9	1,375	6,8	1	-1	201,96	1,45	-292,842	
19	0,9	0,525	6,8	1	-1	77,112	1,45	-111,812	
20	0,6	0,525	6,8	0,5	-1	25,704	0,8	-20,563	
21	1,5	3	6,8	1	-1	734,4	1,15	-844,56	
22	1,5	0,5	6,8	0,5	-1	61,2	1,4	-85,68	
						PMS	3.416,592	MMS	-2.532,206

Setelah didapatkan nilai gaya dan momen pada abutment, maka bisa didapatkan total berat mati sendiri untuk merencanakan abutment. Berikut ini adalah tabel rekapitulasi berat mati sendiri yang dapat dilihat pada Tabel 5.23 berikut.

Tabel 5.23 Rekapitulasi Berat Mati Sendiri

Jenis Struktur	PMS	MMS
	(kN)	(kNm)
Struktur Atas	4.129,435	0
Struktur Bawah	3.416,592	-2.532,206
Total	7.546,027	-2.532,206

b. Beban Mati Tambahan (*MA*)

Beban mati tambahan adalah beban elemen non struktural jembatan diluar berat sendiri jembatan. Berikut ini adalah tabel rekapitulasi berat mati tambahan yang dapat dilihat pada Tabel 5.24 berikut.

Tabel 5.24 Rekapitulasi Berat Mati Tambahan

Jenis <i>MA</i>	Nilai (kN)
Aspal	1.056
Air hujan	280
Total (<i>WMA</i>)	1.336

Dikarenakan satu abutment hanya menahan setengah dari total berat struktur atas, maka dari itu beban mati tambahan yang membebani abutment dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 P_{MA} &= \frac{1}{2} \times W_{MA} \\
 &= \frac{1}{2} \times 1.336 \\
 &= 668 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Tekanan Tanah Aktif (*TA*)

Tekanan tanah aktif adalah tekanan yang disebabkan oleh tanah yang berada pada sekitar abutment. Tekanan tanah aktif dapat menyebabkan terjadinya guling pada abutment, maka dari itu tekanan tanah aktif perlu dihitung untuk mencegah terjadinya gulig pada abutment. Berikut ini adalah data dan perhitungan tekanan tanah aktif.

Berat volume tanah timbunan (γ_s)	= 17 kN/m ³
Sudut geser dalam (Φ)	= 35°
Kohesi (C)	= 12 kN/m ²
Tinggi timbunan abutment (h)	= 6,7 m
Lebar abutment (b)	= 8 m
Lebar timbunan (b')	= 8 - (2 x wingwall) = 6,8 m
Faktor koreksi ϕ' (K_{ϕ}^R)	= 0,7
Faktor reduksi untuk C' (K_C^R)	= 1
Sudut geser timbunan dan dinding (δ)	= 30°
Sudut tanah dengan bagian belakang abutment (β)	= 0°
Sudut timbunan lurus terhadap abutment (θ)	= 90°
Sudut geser dalam terkoreksi	

$$\begin{aligned}\phi'f &= \tan^{-1}(K_{\phi}^R \times \tan \phi) \\ &= \tan^{-1}(0,7 \times \tan 35) \\ &= 26,11^\circ\end{aligned}$$

Kohesi terkoreksi

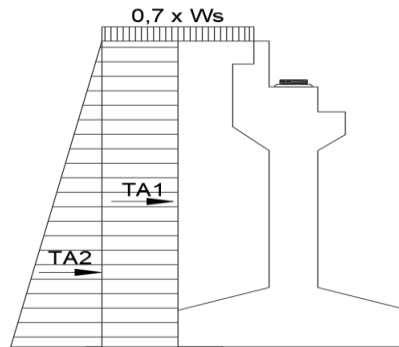
$$\begin{aligned}C' &= K_C^R \times C \\ &= 1 \times 12 \\ &= 12 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}r &= \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'f + \delta) \sin(\phi'f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right] \\ &= \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(26,11 + 30) \sin(26,11 - 0)}{\sin(90 - 30) \sin(90 + 0)}} \right] \\ &= 2,72\end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}K_a &= \frac{\sin^2(\theta + \phi'f)}{r (\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta))} \\ &= \frac{\sin^2(90 + 26,11)}{2,72 (\sin^2 90 \sin(90 - 30))} \\ &= 0,342\end{aligned}$$

Berikut ini adalah gambar diagram tekanan tanah yang terjadi pada abutment yang dapat dilihat pada Gambar 5.56 dibawah ini.



Gambar 5.56 Diagram Tekanan Tanah Aktif

Setelah didapatkan diagram diatas, maka bisa dihitung nilai gaya dan momen dari tekanan tanah aktif. Berikut ini adalah perhitungan gaya dan momen pada tekanan tanah aktif.

$$\begin{aligned} TTA_1 &= 0,7 \times Ws \times Ka \times h \times b' \\ &= 0,7 \times 17 \times 0,342 \times 6,7 \times 6,8 \\ &= 185,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MTA_1 &= TA_1 \times \frac{1}{2} \times h \\ &= 185,42 \times \frac{1}{2} \times 6,7 \\ &= 621,157 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} TTA_2 &= 0,5 \times Ws \times Ka \times h^2 \times b' \\ &= 0,5 \times 17 \times 0,342 \times 6,7^2 \times 6,8 \\ &= 887,368 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MTA_2 &= TA_2 \times \frac{1}{3} \times h \\ &= 887,368 \times \frac{1}{3} \times 6,7 \\ &= 1.978,83 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Rekapitulasi tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.25 dibawah ini.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Tekanan Tanah Aktif Abutment

Gaya Tekanan Tanah Aktif	Nilai	Momen Tekanan Tanah Aktif	Nilai
	(kN)		(kNm)
TTA ₁	185,42	MTA ₁	621,157

Lanjutan Tabel 5.25 Rekapitulasi Tekanan Tanah Aktif Abutment

Gaya Tekanan Tanah Aktif	Nilai	Momen Tekanan Tanah Aktif	Nilai
	(kN)		(kNm)
TTA ₂	887,368	MTA ₂	1.978,83
ΣTTA	1.072,788	ΣMTA	2.599,987

d. Beban Lajur “D” (*TD*)

Beban lajur “D” adalah beban yang dihasilkan oleh kendaraan yang lewat diatas perkerasan jembatan. Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata dan beban garis terpusat. Klasifikasi beban lalu lintas akan dikalikan dengan faktor pengurangan 70% jika jalan termasuk jalan kabupaten atau jalan lingkungan. Berikut ini adalah perhitungannya.

Panjang jembatan (*L*) = 80 m

Lebar lalu lintas (*b_l*) = 6 m

Beban bina marga = 70%

1) Beban Terbagi Merata (*BTR*)

$$\begin{aligned}
 q &= 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \times 70\% \\
 &= 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{80}\right) \times 70\% \\
 &= 4,331 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

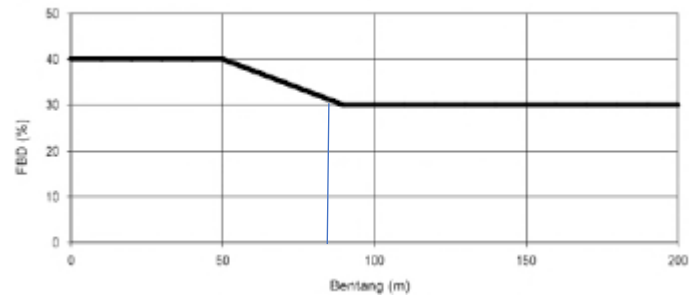
$$\begin{aligned}
 Q_{BTR} &= q \times b_l \\
 &= 4,331 \times 6 \\
 &= 25,988 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{BTR} &= Q_{BTR} \times L \\
 &= 25,988 \times 80 \\
 &= 2.079 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Beban Garis Terpusat (*BGT*)

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

Grafik FBD pada beban lajur “D” dapat dilihat pada Gambar 5.58 dibawah ini.



Gambar 5.58 Faktor Beban Dinamis

$$\text{Faktor Beban Dinamis (FBD)} = 32\%$$

$$\text{Beban bina marga} = 70\%$$

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= (1 + \text{FBD}) \times p \times b \times 70\% \\ &= (1 + 32\%) \times 49 \times 6 \times 70\% \\ &= 388,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah tabel rekapitulasi beban lajur “D” yang dapat dilihat pada Tabel 5.26 dibawah ini.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Beban Lajur “D”

Jenis <i>TD</i>	Nilai (kN)
Beban Terbagi Merata (<i>BTR</i>)	2.079
Beban Garis Terpusat (<i>BGT</i>)	388,08
Total (<i>WTD</i>)	2.467,08

Dikarenakan satu abutment hanya menahan setengah dari total berat beban lajur “D”, maka dari itu beban lajur “D” yang membebani abutment dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_{TD} &= \frac{1}{2} \times W_{TD} \\ &= \frac{1}{2} \times 2.467,08 \\ &= 1.233,54 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Gaya Rem (*TB*)

$$\text{Beban Terbagi Rata (BTR)} = 25,988 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat gandar truk (T)} = 225 \text{ Kn}$$

Lebar lalu lintas (S) = 6 m

Berat truk rencana (PTT) = 500 kN

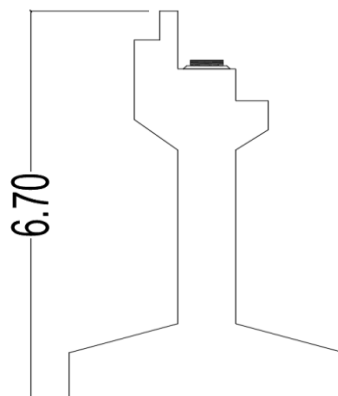
1) Perhitungan Gaya Rem 1 ($TB1$)

$$\begin{aligned} TB 1 &= 25\% \times T \\ &= 25\% \times 255 \\ &= 56,250 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Perhitungan Gaya Rem 2 ($TB2$)

$$\begin{aligned} TB 2 &= (5\% \times PTT) + (Q_{BTR} \times S) \\ &= (5\% \times 500) + (25,988 \times 6) \\ &= 180,925 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan dua gaya rem diatas, maka akan dipakai nilai gaya rem dengan nilai yang paling besar, yaitu $T_{TB} = 180,925 \text{ kN}$. Berikut ini adalah gambar lengan dari gaya rem yang dapat dilihat pada Gambar 5.59.



Gambar 5.59 Lengan Gaya Rem

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat gaya rem, } MTB &= T_{TB} \times L_{TB} \\ &= 180,925 \times 6,7 \\ &= 1.212,198 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Beban Angin (EW)

1) Beban angin meniup sisi jembatan (EWS)

Pada SNI 1725:2016 Pembebanan untuk jembatan, disebutkan tekanan angin diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan

dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Berikut ini adalah perhitungan beban angin horizontal (EWS).

Kecepatan angin di elevasi 10 m (V_{10})	= 126 km/jam
Kecepatan angin rencana di elevasi di 10 m (V_B)	= 126 km/jam
Elevasi struktur dari permukaan tanah (Z)	= 12,1 m
Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan (V_0)	= 17,6 km/jam
Panjang gesekan angin di hulu jembatan (Z_0)	= 1 m
Tekanan angin dasar struktur (P_B)	= 0,0024 Mpa
Panjang bentang atas (la)	= 75 m
Panjang bentang bawah (lb)	= 80 m
Tinggi jembatan (h)	= 7 m
Kecepatan angin rencana di elevasi rencana (V_{DZ})	

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \\ &= 2,5 \times 17,6 \left(\frac{126}{126} \right) \times \ln \left(\frac{12,1}{1} \right) \\ &= 109,701 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada struktur bawah

$$\begin{aligned} P_D &= P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0024 \times \left(\frac{109,701}{126} \right)^2 \\ &= 0,00182 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Luas area beban angin

$$\begin{aligned} Ab &= (30\% \times \left(\frac{la+lb}{2} \right) \times h) \\ &= (30\% \times \left(\frac{75+80}{2} \right) \times 7) \\ &= 162,75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal pada abutment

$$\begin{aligned} W_{EWT} &= Ab \times P_D \\ &= 162,75 \times 0,00182 \\ &= 296,082 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dikarenakan satu abutment hanya menahan setengah dari total panjang jembatan, maka beban angin yang membebani abutment dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 TEW &= \frac{1}{2} \times W_{EW} \\
 &= \frac{1}{2} \times 296,082 \\
 &= 148,041 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan beban angin terhadap abutment (LEW)} &= \frac{h \text{ rangka}}{2} + h \text{ abutment} \\
 &= \frac{7}{2} + 6,7 \\
 &= 10,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen akibat beban angin (MEW)} &= TEW \times LEW \\
 &= 148,041 \times 10,2 \\
 &= 1.510,02 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Beban angin meniup kendaraan (*EWL*)

Berdasarkan SNI 1725-2016, jembatan harus direncanakan menahan beban akibat tekanan angin pada kendaraan dimana tekanan tersebut diasumsikan mempunyai nilai sebesar 1,46 N/mm yang bekerja secara tegak lurus setinggi 1.800 mm diatas perkerasan jalan.

$$\text{Beban angin meniup kendaraan (PEW)} = 1,46 \text{ N/mm}$$

$$\text{Lebar total jembatan (b)} = 7 \text{ m}$$

Beban angin meniup kendaraan pada abutment

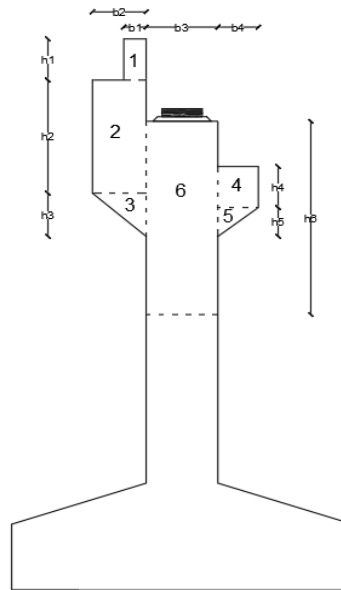
$$\begin{aligned}
 PEW &= PEW \times b \\
 &= 1,46 \times 7 \\
 &= 10,22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

g. Gaya Gempa (*EQ*)

Pada SNI 1725:2016 Pembebanan untuk jembatan, disebutkan bahwa beban gempa dianggap sebagai gaya horizontal yang ditentukan dari koefisien respon elastic (CSM) dengan berat struktur atas yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R). Perhitungan gaya gempa pada analisis ini menggunakan sumber SNI 2833-2016 Tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa.

1) Berat Struktur

Gambar pembebanan gempa pada abutment dapat dilihat pada Gambar 5.60 dibawah ini.



Gambar 5.60 Beban Gempa Abutment

Rekapitulasi beban gempa abutment dapat dilihat pada Tabel 5.27 berikut.

Tabel 5.27 Rekapitulasi Beban Gempa Abutment

No	b	h	by	Shape	Berat
	m	m	m		kN
1	0,25	0,6	8	1	28,8
2	0,6	1,375	8	1	158,4
3	0,3	0,525	8	0,5	15,12
4	0,45	0,5	8	1	43,2
5	0,45	0,35	8	0,5	15,12
6	0,8	2,35	8	1	360,96
Total					621,6

$$\begin{aligned}
 \text{Berat struktur, } W_t &= \text{PMS struktur atas} + \text{PMS 1/2 bawah} + \text{PMA} \\
 &= 4.129,435 + 621,6 + 668 \\
 &= 5.419,035 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Faktor Situs

$$\text{Percepatan puncak di batuan dasar (PGA)} = 0,30 \text{ g}$$

Peta respons spektra percepatan 0,2 detik (S_s) = 0,75 g

Peta respons spektra percepatan 1 detik (S_1) = 0,30 g

Menurut SNI 2833-2016, dalam penentuan respon spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi untuk PGA, S_s , dan S_1 . Berikut ini adalah nilai F_{PGA}/F_a dan F_v yang dapat dilihat pada Tabel 5.28 dan 5.29 dibawah ini.

Tabel 5.28 Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

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

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Tanah pada jembatan kedungjati tergolong tanah sedang (SD) dengan nilai PGA 0,3 dan S_s 0,75. Sehingga dapat disimpulkan nilai F_{PGA} adalah 1,2.

Tabel 5.29 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas Situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Tanah pada jembatan kedungjati tergolong tanah sedang (SD) dengan nilai S_1 . Sehingga dapat disimpulkan nilai F_v adalah 1,8.

3) Respon Spektra

Menurut SNI 2833-2016, Respon spektra adalah nilai yang menggambarkan respon maksimum sistem berderajat-kebebasan-tunggal. Berikut ini adalah perhitungan respon spektra.

a) Koefisien percepatan puncak muka tanah (g)

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,2 \times 0,3 \\ &= 0,36 \end{aligned}$$

b) Nilai spektra permukaan tanah pada periode 0,2 detik

$$\begin{aligned} S_{Ds} &= F_a \times S_s \\ &= 1,25 \times 0,75 \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

c) Nilai spektra permukaan tanah pada periode 1 detik

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,8 \times 0,3 \\ &= 0,54 \end{aligned}$$

d) Periode ke-s (T_s)

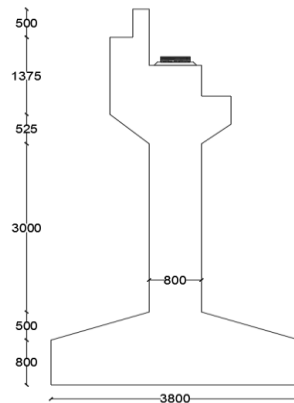
$$\begin{aligned} T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \\ &= \frac{0,54}{0,9} \\ &= 0,6 \end{aligned}$$

e) Periode saat 0 (T_0)

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,6 \\ &= 0,12 \end{aligned}$$

4) Kekakuan Struktur (K_p)

Dimensi abutment Jembatan Kedungjati dapat dilihat pada Gambar 5.61 dibawah ini.



Gambar 5.61 Abutmen Jembatan Kedungjati

Mutu beton, $f'c$	= 30 MPa
Modulus elastisitas beton, E_c	= $4700 \times \sqrt{f'c}$
	= $4700 \times \sqrt{30}$
	= 25.742,96 MPa
	= 25.742.960 kPa
Lebar abutment, b	= 8 m
Tinggi breast wall, L_b	= 4,4 m
Lebar breast wall, h	= 0,8 m
Momen inersia arah x, I_x	= $\frac{1}{12} \times h^3 \times b$
	= $\frac{1}{12} \times 0,8^3 \times 8$
	= 0,341 m ⁴
Momen inersia arah y, I_y	= $\frac{1}{12} \times h \times b^3$
	= $\frac{1}{12} \times 0,8 \times 8^3$
	= 34,133 m ⁴
Kekakuan struktur arah x, K_{px}	= $\frac{3 \times E_c \times I_x}{L_b}$
	= $\frac{3 \times 25.742.960 \times 0,341}{4,4}$
	= 5.991.088,92 kN/m
Kekakuan struktur arah y, K_{py}	= $\frac{3 \times E_c \times I_y}{L_b}$

$$= \frac{3 \times 25.742.960 \times 34,133}{4,4}$$

$$= 599.108.892 \text{ kN/m}$$

5) Waktu periode alami (T)

$$\text{Waktu periode alami arah x, } T_x = 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot K_{px}}}$$

$$= 2\pi \times \sqrt{\frac{5.419,035}{9,81 \times 5.991.088,92}}$$

$$= 0,060 \text{ detik}$$

$$\text{Waktu periode alami arah y, } T_y = 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot K_{py}}}$$

$$= 2\pi \times \sqrt{\frac{5.419,035}{9,81 \times 599.108.892}}$$

$$= 0,006 \text{ detik}$$

6) Koefisien respons gempa elastis (Csm)

Berdasarkan SNI 2833:2016, untuk nilai periode yang lebih kecil dari pada nilai T_0 , maka koefisien respons gempa elastis dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Csm x} &= (S_{DS} - A_S) \times \frac{T_x}{T_0} + A_S \\ &= (0,9 - 0,36) \times \frac{0,060}{0,12} + 0,36 \\ &= 0,36 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Csm y} &= (S_{DS} - A_S) \times \frac{T_y}{T_0} + A_S \\ &= (0,9 - 0,36) \times \frac{0,006}{0,12} + 0,36 \\ &= 0,387 \end{aligned}$$

7) Faktor modifikasi respon

Nilai faktor modifikasi respon untuk bangunan bawah dapat dilihat pada Tabel 5.30 dibawah ini.

Tabel 5.30 Faktor Modifikasi Respom (R) Untuk Bangunan Bawah

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

Berdasarkan tabel diatas, dipakai faktor modifikasi respon 3, kolom tunggal dengan kategori kepentingan lainnya.

8) Gaya Gempa

a) Gaya gempa arah x

$$\begin{aligned}
 TEQ_x &= \frac{C_{smx}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,36}{3} \times 5.419,035 \\
 &= 650,284 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan terhadap pondasi (LEQ)} = 5,7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen akibat gempa arah x (MEQ}_x) &= PEQ_x \times LEQ \\
 &= 650,284 \times 5,7 \\
 &= 3.706,62 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b) Gaya gempa arah y

$$\begin{aligned}
 TEQ_y &= \frac{C_{smy}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,387}{3} \times 5.419,035 \\
 &= 699,326 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan terhadap pondasi (LEQ)} = 5,7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen akibat gempa arah y } (M_{EQy}) &= T_{EQy} \times L_{EQ} \\
 &= 699,362 \times 5,7 \\
 &= 3.986,158 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

h. Gesekan Pada Perletakan (BF)

Untuk menghitung beban gesekan pada perletakan diperlukan untuk menghitung nilai muai jembatan akibat temperatur, berikut ini adalah data yang diperlukan dan perhitungannya.

Koefisien muai panjang beton pelat lantai, $\alpha = 0,00001 / ^\circ\text{C}$

Suhu maks desain, $T_{\text{maks desain}} = 40^\circ\text{C}$

Suhu min desain, $T_{\text{min desain}} = 15^\circ\text{C}$

$$\begin{aligned}
 \text{Muai jembatan akibat temperature, } \Delta T &= \alpha \times L \times (T_{\text{maks desain}} - T_{\text{min desain}}) \\
 &= 0,00001 \times 80 \times (40 - 15) \\
 &= 0,02
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 3966:2012, kekuatan geser dapat dihitung dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 K &= 5,03 \times 10^3 \times 2 \\
 &= 10.060 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Nilai muai jembatan akibat temperature, $\Delta T = 0,02$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya Gesekan Akibat Perletakan, } T_{BF} &= K \times \Delta T \\
 &= 10.060 \times 0,02 \\
 &= 201,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi, $L_{BF} = 5,7 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen akibat gesekan perletakan, } M_{BF} &= T_{BF} \times L_{BF} \\
 &= 201,2 \times 5,7 \\
 &= 1.146,84 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

i. Rekapitulasi Pembenanan

Berikut ini adalah tabel rekapitulasi pembebanan yang dapat dilihat pada Tabel 5.31 berikut.

Tabel 5.31 Rekapitulasi Beban Pondasi *Pile Cap* Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	T _x	T _y	M _x	M _y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Sendiri							
1	Mati Sendiri	MS	7.546,027			-2.532,206	
2	Mati Tambahan	MA	668				
3	Tekanan tanah aktif	TA		1.072,788		2.599,987	
Beban Lalu Lintas							
4	Lajur	TD	1.233,54				
5	Rem	TB		180,925		1.212,198	
Aksi Lingkungan							
6	Angin Struktur	EWS			148,041		1.510,02
7	Angin Kendaraan	EWL	10,22				
8	Gempa Arah X	EQX		650,284		3.706,62	
9	Gempa Arah Y	EQY			699,326		3.986,158
Aksi Lainnya							
10	Gesekan	BF		201,2		1.146,84	

j. Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1725:2016, terdapat 11 kombinasi yang dipakai dalam menghitung. Berikut ini adalah tabel perhitungan tiap kombinasi.

Tabel 5.32 Kombinasi Kuat I *Pile Cap* Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Kode	Kuat I	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Sendiri								
1	Mati Sendiri Baja	MSbaja	1,1	2.747,178				
2	Mati Sendiri Beton	MSbeton	1,3	6.563,17			-3.291,87	
3	Mati Tambahan	MA	1,4	935,2				
4	Tekanan tanah aktif	TA	0					
Beban Lalu Lintas								
5	Lajur	TD	1,8	2.220,372				
6	Rem	TB	1,8		325,665		2.181,956	
Aksi Lingkungan								
7	Angin Struktur	EWS	0					
8	Angin Kendaraan	EWL	0					
9	Gempa Arah X	EQX	0					
10	Gempa Arah Y	EQY	0					
Aksi Lainnya								
11	Gesekan	BF	1		201,2		1.146,84	
Jumlah				9.718,742	526,865	0	36,927	0

Tabel 5.33 Kombinasi Kuat II *Pile Cap* Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Kode	Kuat II	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Sendiri								
1	Mati Sendiri Baja	MSbaja	1,1	2.747,178				
2	Mati Sendiri Beton	MSbeton	1,3	6.563,17			-3.291,87	
3	Mati Tambahan	MA	1,4	935,2				
4	Tekanan tanah aktif	TA	1,25		1.340,985		3.249,077	
Beban Lalu Lintas								
5	Lajur	TD	1,4	1.726,956				
6	Rem	TB	1,4		253,295		1.697,077	
Aksi Lingkungan								
7	Angin Struktur	EWS	0					
8	Angin Kendaraan	EWL	0					
9	Gempa Arah X	EQX	0					
10	Gempa Arah Y	EQY	0					
Aksi Lainnya								
11	Gesekan	BF	1		201,2		1.146,84	
Jumlah				9.225,326	1.795,48	0	2.802,032	0

Tabel 5.34 Kombinasi Kuat III *Pile Cap* Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Kode	Kuat III	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Sendiri								
1	Mati Sendiri Baja	MSbaja	1,1	2.747,178				
2	Mati Sendiri Beton	MSbeton	1,3	6.563,17			-3.291,87	
3	Mati Tambahan	MA	1,4	935,2				
4	Tekanan tanah aktif	TA	1,25		1.340,985		3.249,077	
Beban Lalu Lintas								
5	Lajur	TD	0					
6	Rem	TB	0					
Aksi Lingkungan								
7	Angin Struktur	EWS	1,4			207,258		2.114,029
8	Angin Kendaraan	EWL	0					
9	Gempa Arah X	EQX	0					
10	Gempa Arah Y	EQY	0					
Aksi Lainnya								
11	Gesekan	BF	1		201,2		1.146,84	
Jumlah				7.498,37	1.542,185	207,258	1.104,955	2.114,029

Tabel 5.35 Kombinasi Kuat IV *Pile Cap* Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Kode	Kuat IV	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Sendiri								
1	Mati Sendiri Baja	MSbaja	1,1	2.747,178				
2	Mati Sendiri Beton	MSbeton	1,3	6.563,17			-3.291,87	
3	Mati Tambahan	MA	1,4	935,2				
4	Tekanan tanah aktif	TA	1,25		1.340,985		3.249,077	
Beban Lalu Lintas								
5	Lajur	TD	0					
6	Rem	TB	0					
Aksi Lingkungan								
7	Angin Struktur	EWS	0					
8	Angin Kendaraan	EWL	0					
9	Gempa Arah X	EQX	0					
10	Gempa Arah Y	EQY	0					
Aksi Lainnya								
11	Gesekan	BF	1		201,2		1.146,84	
Jumlah				7.498,37	1.542,185	0	1.104,955	0

Tabel 5.36 Kombinasi Kuat V Pile Cap Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Kode	Kuat V	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Sendiri								
1	Mati Sendiri Baja	MSbaja	1,1	2.747,178				
2	Mati Sendiri Beton	MSbeton	1,3	6.563,17			-3.291,87	
3	Mati Tambahan	MA	1,4	935,2				
4	Tekanan tanah aktif	TA	1,25		1.340,985		3.249,077	
Beban Lalu Lintas								
5	Lajur	TD	0					
6	Rem	TB	0					
Aksi Lingkungan								
7	Angin Struktur	EWS	0,4			59,216		604,008
8	Angin Kendaraan	EWL	1	10,22				
9	Gempa Arah X	EQX	0					
10	Gempa Arah Y	EQY	0					
Aksi Lainnya								
11	Gesekan	BF	0					
Jumlah				7.508,59	1.340,985	59,216	-41,885	604,008

Tabel 5.37 Kombinasi Layan I *Pile Cap* Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Kode	Layan I	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Sendiri								
1	Mati Sendiri	MS	1	7.546,027			-2.532,206	
2	Mati Tambahan	MA	1	668				
3	Tekanan tanah aktif	TA	1		1.072,788		2.599,987	
Beban Lalu Lintas								
4	Lajur	TD	1	1.233,54				
5	Rem	TB	1		180,925		1.212,198	
Aksi Lingkungan								
6	Angin Struktur	EWS	0,3			44,412		453
7	Angin Kendaraan	EWL	1	10,22				
8	Gempa Arah X	EQX	0					
9	Gempa Arah Y	EQY	0					
Aksi Lainnya								
10	Gesekan	BF	1		201,2		1.146,84	
Jumlah				9.457,787	1.454,913	59,216	-41.885	604,008

Tabel 5.38 Kombinasi Layan II *Pile Cap* Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Kode	Layan II	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Sendiri								
1	Mati Sendiri	MS	1	7.546,027			-2.532,206	
2	Mati Tambahan	MA	1	668				
3	Tekanan tanah aktif	TA	1		1.072,788		2.599,987	
Beban Lalu Lintas								
4	Lajur	TD	1,3	1.603,602				
5	Rem	TB	1,3		235,203		1.575,857	
Aksi Lingkungan								
6	Angin Struktur	EWS	0					
7	Angin Kendaraan	EWL	0					
8	Gempa Arah X	EQX	0					
9	Gempa Arah Y	EQY	0					
Aksi Lainnya								
10	Gesekan	BF	1		201,2		1.146,84	
Jumlah				9.817,629	1.509,190	0	2.790,477	0

Tabel 5.39 Kombinasi Layan III *Pile Cap* Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Kode	Layan III	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Sendiri								
1	Mati Sendiri	MS	1	7.546,027			-2.532,206	
2	Mati Tambahan	MA	1	668				
3	Tekanan tanah aktif	TA	1		1.072,788		2.599,987	
Beban Lalu Lintas								
4	Lajur	TD	0,8	968,832				
5	Rem	TB	0,8		144,74		969,758	
Aksi Lingkungan								
6	Angin Struktur	EWS	0					
7	Angin Kendaraan	EWL	0					
8	Gempa Arah X	EQX	0					
9	Gempa Arah Y	EQY	0					
Aksi Lainnya								
10	Gesekan	BF	1		201,2		1.146,84	
Jumlah				9.200,859	1.418,728	0	2.184,379	0

Tabel 5.40 Kombinasi Layan IV *Pile Cap* Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Kode	Layan IV	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Sendiri								
1	Mati Sendiri	MS	1	7.546,027			-2.532,206	
2	Mati Tambahan	MA	1	668				
3	Tekanan tanah aktif	TA	1		1.072,788		2.599,987	
Beban Lalu Lintas								
4	Lajur	TD	0					
5	Rem	TB	0					
Aksi Lingkungan								
6	Angin Struktur	EWS	0,7			103,629		1.057,014
7	Angin Kendaraan	EWL	0					
8	Gempa Arah X	EQX	0					
9	Gempa Arah Y	EQY	0					
Aksi Lainnya								
10	Gesekan	BF	0					
Jumlah				8.214,027	1.072,788	103,629	67,781	1.057,014

Tabel 5.41 Kombinasi Ekstrem 1 Arah X Pile Cap Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Kode	Layan IV	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Sendiri								
1	Mati Sendiri	MS	1	7.546,027			-2.532,206	
2	Mati Tambahan	MA	1	668				
3	Tekanan tanah aktif	TA	1		1.072,788		2.599,987	
Beban Lalu Lintas								
4	Lajur	TD	0					
5	Rem	TB	0					
Aksi Lingkungan								
6	Angin Struktur	EWS	0					
7	Angin Kendaraan	EWL	0					
8	Gempa Arah X	EQX	1		650,284		3.706,62	
9	Gempa Arah Y	EQY	0,3			209,798		1.195,847
Aksi Lainnya								
10	Gesekan	BF	0					
Jumlah				8.214,027	1.723,072	209,798	3.774,4	1.195,847

Tabel 5.42 Kombinasi Ekstrem 1 Arah Y Pile Cap Pada Abutment

No	Aksi/Beban	Kode	Layan IV	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Sendiri								
1	Mati Sendiri	MS	1	7.546,027			-2.532,206	
2	Mati Tambahan	MA	1	668				
3	Tekanan tanah aktif	TA	1		1.072,788		2.599,987	
Beban Lalu Lintas								
4	Lajur	TD	0					
5	Rem	TB	0					
Aksi Lingkungan								
6	Angin Struktur	EWS	0					
7	Angin Kendaraan	EWL	0					
8	Gempa Arah X	EQX	0,3		195,085		1.111,986	
9	Gempa Arah Y	EQY	1			699,326		3.986,158
Aksi Lainnya								
10	Gesekan	BF	0					
Jumlah				8.214,027	1.267,872	699,326	1.179,767	3.986,158

Rekapitulasi kombinasi yang ada di atas dapat dilihat pada Tabel 5.43 dibawah ini.

Tabel 5.43 Rekapitulasi Kombinasi *Pile Cap* Pada Abutment

No	Kombinasi	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
		kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Kuat I	9.718,742	526,865	0	36,927	0
2	Kuat II	9.225,326	1.795,48	0	2.802,032	0
3	Kuat III	7.498,37	1.542,185	207,258	1.104,955	2.114,029
4	Kuat IV	7.498,37	1.542,185	0	1.104,955	0
5	Kuat V	7.508,59	1.340,985	59,216	-41,885	604,008
6	Layan I	9.457.787	1.454,913	44,412	2.426,818	453,006
7	Layan II	9.817,629	1.509,19	0	2.790,477	0
8	Layan III	9.200,859	1.418,728	0	2.184,379	0
9	Layan IV	8.214,027	309,957	103,629	-159,908	1.057,014
10	Ekstrem 1 Arah X	8.214,027	1.723,072	209,798	3.774,4	1.195,848
11	Ekstrem 1 Arah Y	8.214,027	1.267,873	699,326	1.179,767	3.986,158

5.2.2 Perencanaan Pondasi *Bore Pile*

Pada perencanaan pondasi kali ini, jembatan Kedungjati menggunakan pondasi tipe *bore pile*.

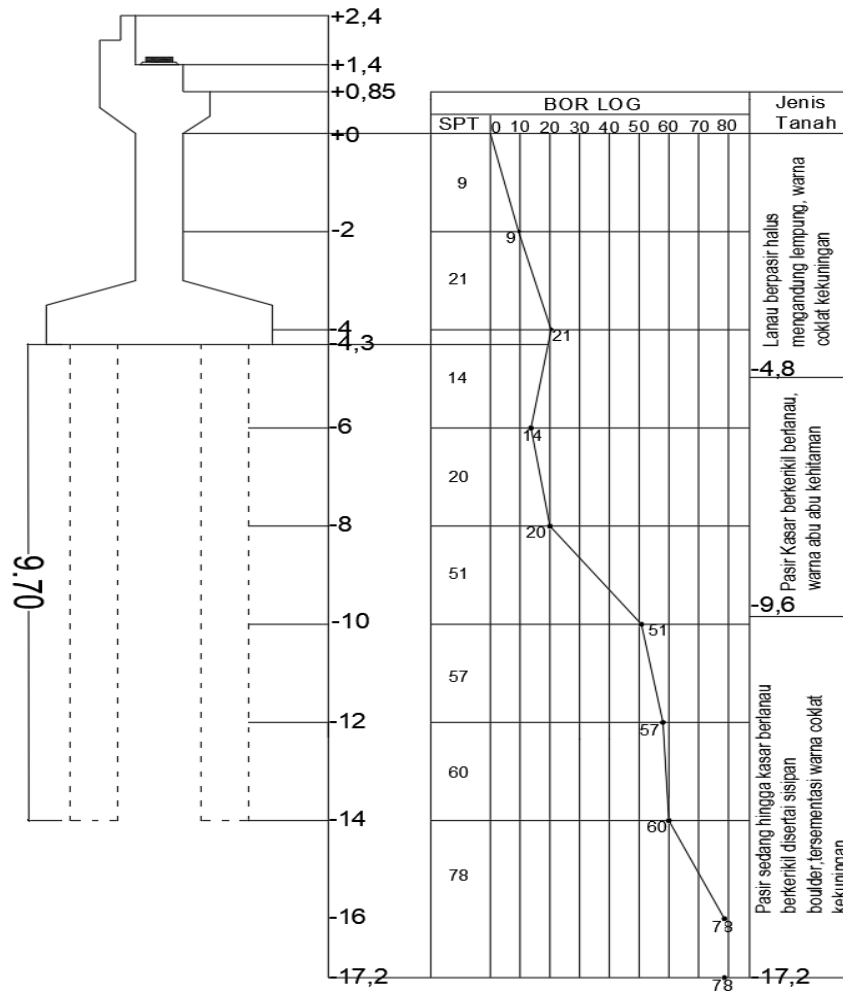
1. Data Pondasi *Bore Pile*

Pada perencanaan pondasi *bore pile* ini, diperlukan data tanah untuk memperhitungkan pondasi. Berikut ini adalah data-data yang diperlukan untuk menghitung pondasi yang dapat dilihat pada Tabel 5.44.

Tabel 5.44 Material Pondasi *Bore Pile*

Material Pondasi <i>Bore Pile</i>		
Kuat tekan beton, $f'c$	25	Mpa
Tegangan leleh baja, f_y	400	Mpa
Modulus elastisitas beton, E_c	21.019,03	Mpa
Berat beton bertulang, γ_c	25	kN/m ³

Data borlog tanah pada Jembatan Kedungjati dapat dilihat pada Gambar 5.62 dibawah ini.



Gambar 5.62 Data Bor Log Jembatan Kedungjati

Berdasarkan data bor log SPT diatas, *end bearing* pada tanah tersebut terdapat pada kedalaman 14 meter dengan nilai SPT 60. Berikut ini adalah perhitungan SPT.

N_1 = Nilai N-SPT pada kedalaman 10D pada ujung tiang ke atas.

N_2 = Nilai N-SPT pada kedalaman 4D pada ujung tiang ke bawah.

Panjang *pile*, L = 9,7 m

Panjang N_1 = 10 x D

= 10 x 0,8

= 8 m

Jika panjang *bore pile* 9,7 meter, maka N1 ditinjau pada kedalaman 4,3 – 14 meter.

$$\begin{aligned} \text{N-SPT rata-rata, N1} &= \frac{(19+14+20+51+57+60)}{6} \\ &= 36,8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang N2} &= 4 \times D \\ &= 4 \times 0,8 \\ &= 3,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Jika panjang *bore pile* 12 meter, maka N2 ditinjau pada kedalaman 14 – 17,2 meter.

$$\begin{aligned} \text{N-SPT rata-rata, N2} &= \frac{(60+78+78)}{3} \\ &= 72 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N-desain} &= \frac{(N1+N2)}{2} \\ &= \frac{(36,8+72)}{2} \\ &= 54,4 \end{aligned}$$

Data tanah pada end bearing bored pile dapat dilihat pada Tabel 5.45 dibawah ini.

Tabel 5.45 Data Tanah Pada *End Bearing*

Data Pada <i>End Bearing</i>		
Sudut gesek dalam	30	°
Kohesi	12	kN/m ²
Berat volume tanah	20	kN/m ³

Berikut ini adalah data dimensi kelompok tiang abutment yang dapat dilihat pada Tabel 5.45 berikut.

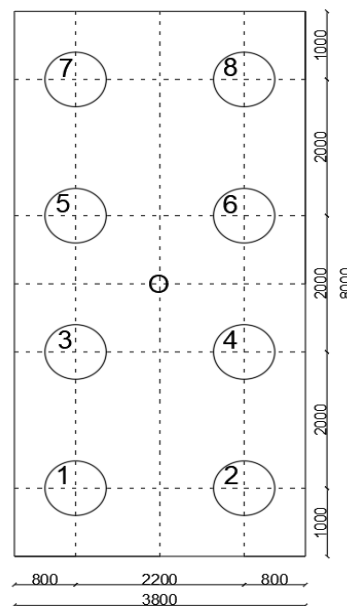
Tabel 5.46 Dimensi Kelompok Tiang Abutment

Dimensi <i>Pile Cap</i>					
Lebar arah x, B_x	3,8	m	Tebal, hp	0,8	m
Lebar arah y, B_y	8	m	Tebal, ht	1,3	m
Dimensi <i>Bore Pile</i>					
Diameter, D	0,8	m	Panjang, L	9,7	m
Jarak <i>bore pile</i> terluar terhadap sisi luar pile cap, $a = 1$ m					

Data susunan bore pile abutment kedungjati dapat dilihat pada Tabel 5.47 dibawah ini.

Tabel 5.47 Susunan Bore Pile Abutment

Susunan <i>Bore Pile</i>		
Jumlah tiang <i>bore pile</i> y, n_y	4	buah
Jumlah <i>bore pile</i> arah x, n_x	2	buah
Jarak antar <i>bore pile</i> arah x, x	2,2	m
Jarak antar <i>bore pile</i> arah y, y	2	m

**Gambar 5.63 Susunan *Bore Pile* Abutment**

2. Daya Dukung Aksial Ijin Tiang *Bore Pile*

a. Berdasarkan Kekuatan Material

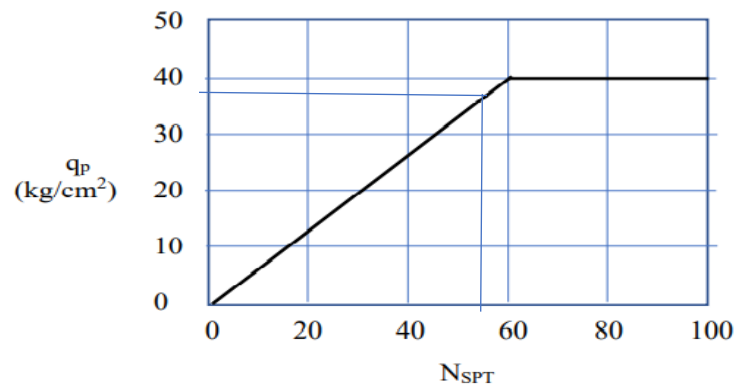
Perhitungan daya dukung aksial ijin bore pile berdasarkan kekuatan material dapat dilihat pada Tabel 5.48 dibawah ini.

Tabel 5.48 Kekuatan *Bore Pile* Berdasarkan Material

Kekuatan <i>Bore Pile</i> Berdasarkan Material			
Kuat tekan beton	f_c	25	Mpa
Tegangan ijin beton	$F_c = 0,3 \times f'_c \times 1000$	7.500	kN/m ²
Luas tampang <i>bore pile</i>	$A = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$	0,502	m ²
Panjang <i>bore pile</i>	L	9,7	m
Berat tiang	$W = A \times L \times \gamma_c$	121,832	kN
Daya dukung ijin <i>bore pile</i>	$P_{ijin} = A \times f_c - W$	3.646,168	kN
Berat seluruh tiang	$W_t = W \times n$	974,656	kN

b. Berdasarkan Data SPT Metode Reese & Wright, 1977

Grafik hubungan N-SPT dengan q_p dapat dilihat pada Gambar 5.64 dibawah ini.



Gambar 5.64 Grafik Hubungan N-SPT dengan q_p

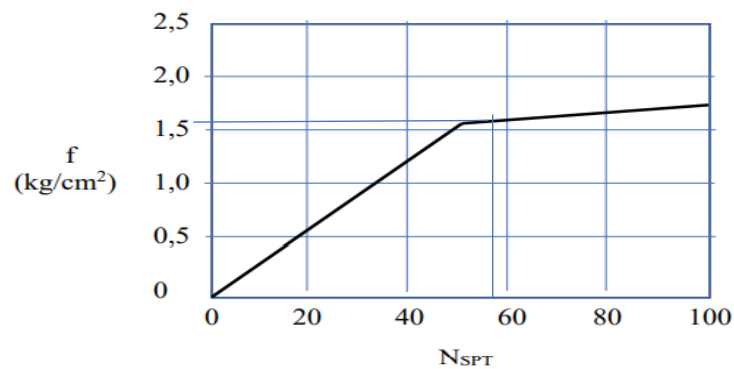
Dari nilai N-SPT sebesar 54,4, diplotkan pada grafik diatas sehingga didapatkan nilai q_p sebesar 38 kg/cm².

$$q_p = 38 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 3.726,53 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas dukung ujung } \textit{bore pile}, Q_p &= q_p \times A_p \\ &= 3.726,53 \times (1/4 \times \pi \times 0,8^2) \\ &= 1.872,209 \text{ kN} \end{aligned}$$

Grafik hubungan N-SPT dengan f dapat dilihat pada Gambar 5.65 dibawah ini.



Gambar 5.65 Grafik Hubungan N-SPT dengan f

Dari nilai N-SPT sebesar 54,4, diplotkan pada grafik diatas sehingga didapatkan nilai f sebesar 1,65 kg/cm².

$$\begin{aligned} f &= 1,65 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 161,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas dukung selimut } \textit{bore pile}, Q_s &= f \times L \times p \\ &= 161,8 \times 9,7 \times (3,14 \times 0,8) \\ &= 3.942,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas dukung ultimit}, Q_u &= Q_s + Q_p \\ &= 1.872,209 + 3.942,72 \\ &= 5.814,929 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas ijin tiang}, P_{ijin} &= \frac{Q_u}{3} \\ &= \frac{5.814,929}{3} \\ &= 1.938,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Rekapitulasi Daya Dukung Aksial *Bore Pile*

Rekapitulasi perhitungan daya dukung aksial ijin *bore pile* dapat dilihat pada Tabel 5.49 dibawah ini.

Tabel 5.49 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial *Bore Pile*

No	Jenis Daya Dukung Aksial	Pijin
		(kN)
1	Berdasarkan Kekuatan Bahan	3.646,168
2	Data SPT Metode Reese & Wright	1.938,31
Daya dukung aksial terkecil,		1.938,31

Daya dukung aksial tiang, $P_{ijin} = 1.938,31 \text{ kN}$

d. Daya Dukung Lateral Ijin *Bore Pile*

Pada perhitungan daya dukung lateral pondasi *bore pile*, akan digunakan metode broms untuk mendapatkan nilai daya dukung lateral ijin pondasi *bore pile*. Berikut ini adalah data yang diperlukan dan perhitungannya.

Diameter *bore pile*, $d = 0,8 \text{ m}$

Panjang *bore pile*, $L = 9,7 \text{ m}$

$f'_c = 25 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas tiang, $E_p = 4.700 \times \sqrt{f'_c}$
 $= 4.700 \times \sqrt{25}$
 $= 23.500 \text{ MPa}$
 $= 23.500.000 \text{ kN/m}^2$
 $= 235.000 \text{ kg/m}^2$

Momen inersia, $I_p = \frac{1}{64} \times \pi \times d^4$
 $= \frac{1}{64} \times \pi \times 0,8^4$
 $= 0,020 \text{ m}^4$

Koefisien variansi pasir kering (Terzaghi), $nh = 19.400 \text{ kN/m}^3$

Sudut geser, $\phi = 30^\circ$

Berat volume tanah, $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$

1) Menentukan jenis tiang panjang atau pendek

Berikut ini adalah rumus untuk menentukan kriteria jenis tiang panjang atau pendek.

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt[5]{\frac{Ep \times Ip}{nh}} \\
 &= \sqrt[5]{\frac{23.500.000 \times 0,020}{19.400}} \\
 &= 1,893 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Ketentuan penentuan jenis tiang:

$$L > 4T$$

$$9,7 > 4 \times 1,893$$

$$9,7 > 7,574 \quad (\text{masuk dalam tiang panjang dan tidak kaku})$$

2) Menentukan beban lateral maksimum pada *bore pile*

$$\begin{aligned}
 K_p &= \tan^2 \times (45 + \frac{\phi}{2}) \\
 &= \tan^2 \times (45 + \frac{46,7}{2}) \\
 &= 6,347
 \end{aligned}$$

Cek keruntuhan tanah akibat beban lateral tiang :

$$\begin{aligned}
 M_{\text{maks}} &= \gamma \times d \times L^3 \times K_p \\
 &= 20 \times 0,8 \times 9,7^3 \times 6,347 \\
 &= 92.683,769 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen maksimum yang mampu ditahan :

$$\begin{aligned}
 M_y &= \frac{1}{8} \times (\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \gamma_{\text{beton}}) \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \times 25) \times 9,7^2 \\
 &= 147,721 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$M_{\text{maks}} > M_y$$

$$92.683,769 \text{ kNm} > 147,721 \text{ kNm}$$

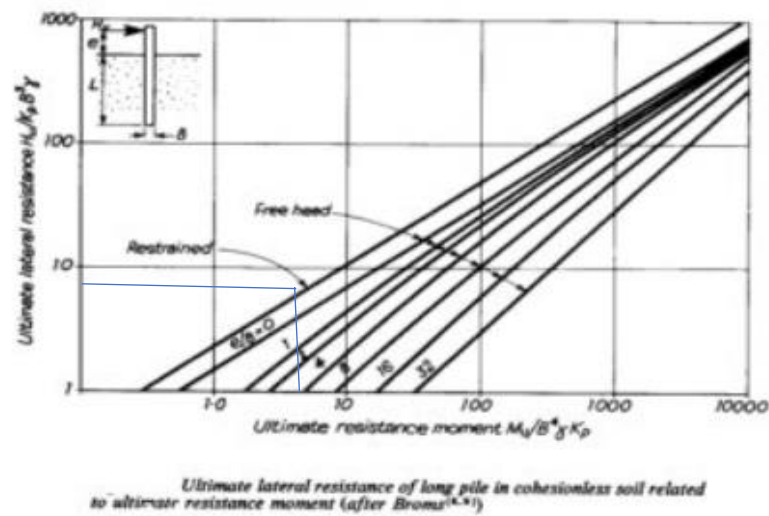
Didapatkan hasil $M_{\text{maks}} > M_y$, maka tidak terjadi keruntuhan tanah.

Perhitungan beban lateral menurut grafik :

$$\frac{M_y}{d^4 \times \gamma \times K_p}$$

$$\frac{147,721}{0,8^4 \times 20 \times 3} = 6$$

Didapatkan nilai $\frac{My}{d^4 \times \gamma \times Kp}$ adalah 6. Lalu nilai tersebut diplotkan dalam grafik dibawah ini untuk mendapatkan nilai daya dukung batas *bore pile*. Grafik daya dukung ujung batas *bore pile* dapat dilihat pada Gambar 5.66 dibawah ini.



Gambar 5.66 Daya Dukung Ujung Batas *Bore Pile*

(Sumber: Reese & Wright, 1977 dalam buku Hardiyanto, 2015)

Didapatkan nilai daya dukung ujung batas *bore pile* sebesar 8. Berikut ini adalah perhitungan H_u .

$$\frac{H_u}{Kp \times d^3 \times \gamma} = 8$$

$$\begin{aligned} H_u &= 8 \times Kp \times d^3 \times \gamma \\ &= 8 \times 3 \times 0,8^3 \times 20 \\ &= 245,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban lateral ijin :

$$\begin{aligned} \text{Hijin} &= \frac{H_u}{SF} \\ &= \frac{245,76}{3} \\ &= 81,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban lateral maksimum pada *bore pile* jika toleransi defleksi 3,5 mm :

$$\begin{aligned} \text{Hijin} &= \frac{1}{0,93} \times y_o \times (nh)^{3/5} \times (E_p \times I_p)^{2/5} \\ &= \frac{1}{0,93} \times 0,0035 \times (19.400)^{3/5} \times (23.500.000 \times 0,020)^{2/5} \\ &= 261,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol defleksi tiang akibat beban lateral maksimum

$$\begin{aligned} y_o &= \frac{0,93 \times H_u}{(nh)^{3/5} \times (E_p \times I_p)^{2/5}} \\ &= \frac{0,93 \times 245,76}{(19.400)^{3/5} \times (23.500.000 \times 0,20)^{2/5}} \\ &= 0,0033 \text{ m} \\ y_o &= 3,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

e. Gaya Yang Diterima *Bore Pile*

1) Jarak antar tiang

Berikut ini adalah tabel perhitungan absis tiang terhadap pusat *pile cap* pada Jembatan Kedungjati yang dilihat pada Tabel 5.50 berikut.

Tabel 5.50 Perhitungan Absis Tiang Terhadap Pusat *Pile Cap*

No	Xi	Xi ²	Yi	Yi ²
	m	m ²	m	m ²
1	-1,1	1,21	-2	4
2	1,1	1,21	-2	4
3	-1,1	1,21	-2	4
4	1,1	1,21	-2	4
5	-1,1	1,21	2	4
6	1,1	1,21	2	4
7	-1,1	1,21	2	4
8	1,1	1,21	2	4
ΣX ²		9,68	ΣY ²	32

2) Gaya dan momen yang diterima oleh *pile cap*

Berikut ini adalah tabel rekapitulasi beban aksial (P), momen arah x (M_x), dan momen arah y (M_y) yang dapat dilihat pada Tabel 5.51 dibawah ini.

Tabel 5.51 Rekapitulasi Gaya dan Momen Pada *Pile Cap*

No	Kombinasi	Pu	Mux	Muy
		kN	kNm	kNm
1	Kuat I	9.718,742	36,927	0
2	Kuat II	9.225,326	2.802,032	0
3	Kuat III	7.498,37	1.104,955	2.114,029
4	Kuat IV	7.498,37	1.104,955	0
5	Kuat V	7.508,59	-41,885	604,008
6	Layan I	9.457.787	2.426,818	453,006
7	Layan II	9.817,629	2.790,477	0
8	Layan III	9.200,859	2.184,379	0
9	Layan IV	8.214,027	-159,908	1.057,014
10	Ekstrem 1 Arah X	8.214,027	3.774,4	1.195,848
11	Ekstrem 1 Arah Y	8.214,027	1.179,767	3.986,158

3) Gaya yang diterima oleh *bore pile*

Dengan adanya gaya pada *pile cap* maka dapat berakibat tekan dan cabut pada *bore pile*. Maka diperlukan kontrol momen dan beban aksial. Berikut ini adalah contoh perhitungan gaya yang diterima oleh *bore pile* pada kombinasi Kuat I.

$$\begin{aligned}
 P_{Xmaks} &= \frac{P}{n} + \frac{(M_x \times X_{maks})}{(n \times \Sigma x^2)} \\
 &= \frac{9.718,742}{8} + \frac{(36,927 \times 1,1)}{(2 \times 9,68)} \\
 &= 1.621,888 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$P_{Ymaks} = \frac{P}{n} + \frac{(M_y \times Y_{maks})}{(n \times \Sigma y^2)}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{9.718,742}{8} + \frac{(0 \times 2)}{(4 \times 32)} \\
 &= 1.619,79 \text{ kN} \\
 P_{Xmin} &= \frac{P}{n} - \frac{(M_x \times X_{min})}{(n \times \Sigma x^2)} \\
 &= \frac{9.718,742}{8} - \frac{(36,927 \times (-1,1))}{(2 \times 9,68)} \\
 &= 1.621,888 \text{ kN} \\
 P_{Ymin} &= \frac{P}{n} - \frac{(M_y \times Y_{min})}{(n \times \Sigma y^2)} \\
 &= \frac{9.718,742}{8} - \frac{(0 \times (-2))}{(4 \times 32)} \\
 &= 1.619,79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dibawah ini adalah rekapitulasi gaya yang diterima oleh *bore pile* yang dapat dilihat pada Tabel 5.22 dibawah ini.

Tabel 5.52 Rekapitulasi Gaya Yang Diterima Bore Pile

No	Kombinasi	P _{xmaks}	P _{ymaks}	P _{xmin}	P _{ymin}
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	1.621,888	1.619,79	1.621,888	1.619,79
2	Kuat II	1.696,761	1.537,554	1.696,761	1.537,554
3	Kuat III	1.312,51	1.282,76	1.312,51	1.282,76
4	Kuat IV	1.312,51	1.249,728	1.312,51	1.249,728
5	Kuat V	1.249,052	1.260,869	1.249,052	1.260,869
6	Layan I	1.714,185	1.583,376	1.714,185	1.583,376
7	Layan II	1.794,821	1.636,271	1.794,821	1.636,271
8	Layan III	1.657,589	1.533,476	1.657,589	1.533,476
9	Layan IV	1.372,856	1.385,52	1.372,856	1.385,52
10	Ekstrem 1 X	1.583,459	1.387,69	1.583,459	1.387,69
11	Ekstrem 1 Y	1.436,037	1.431,288	1.436,037	1.431,288

f. Stabilitas Pondasi

Pada struktur bawah jembatan, *pile cap* dan *bore pile* menjadi satu kesatuan. Maka dari itu kontrol terhadap gaya dan momen yang terjadi harus dihitung menjadi satu kesatuan antara *bore pile* dan *abutment*.

1) Kontrol daya dukung ijin tiang akibat gaya dan momen

Terdapat dua jenis kontrol yaitu gagal tekan pecah dan tiang tercabut. Untuk kontrol tekan adalah $P_{maks} < P_{ijin}$ sedangkan kontrol tiang tercabut adalah $P_{min} < 0$. Berikut ini adalah tabel kontrol daya dukung ijin terhadap gaya dan momen yang dapat dilihat pada Tabel 5.53 dibawah ini.

$$P_{ijin\ Pakai} = 1.938,31 \text{ kN}$$

Tabel 5.53 Kontrol Daya Dukung Ijin Terhadap Gaya dan Momen

No	Kombinasi	$P_{x_{maks}}$	$P_{y_{maks}}$	$P_{x_{min}}$	$P_{y_{min}}$	P_{ijin}	Tekan	Tarik
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)		(kN)	$P_{maks} < P_{ijin}$
1	Kuat I	1.621,88	1.619,79	1.621,88	1.619,79	1.938,3	AMAN	AMAN
2	Kuat II	1.696,76	1.537,55	1.696,76	1.537,55		AMAN	AMAN
3	Kuat III	1.312,51	1.282,76	1.312,51	1.282,76		AMAN	AMAN
4	Kuat IV	1.312,51	1.249,72	1.312,51	1.249,72		AMAN	AMAN
5	Kuat V	1.249,05	1.260,87	1.249,05	1.260,87		AMAN	AMAN
6	Layan I	1.714,19	1.583,38	1.714,19	1.583,38		AMAN	AMAN
7	Layan II	1.794,82	1.636,27	1.794,82	1.636,27	1.938,3	AMAN	AMAN
8	Layan III	1.657,59	1.533,48	1.657,59	1.533,48		AMAN	AMAN
9	Layan IV	1.372,56	1.385,52	1.372,86	1.385,52		AMAN	AMAN
10	Ekstrem 1 X	1.583,46	1.387,69	1.583,46	1.387,69		AMAN	AMAN
11	Ekstrem 1 Y	1.436,03	1.431,29	1.436,03	1.431,29		AMAN	AMAN

Berdasarkan tabel diatas, kontrol daya dukung ijin terhadap gaya dan momen terhadap tekan dan tarik aman.

2) Kontrol geser akibat gaya lateral

Kontrol geser didapatkan dengan membandingkan nilai hjin dengan nilai gaya lateral yang dihasilkan oleh bangunan dan dibagi dengan jumlah tiang.

$$\text{Hijin} = 261,78 \text{ kN}$$

Berikut ini adalah tabel rekapitulasi kontrol gaya geser akibat gaya lateral arah x dan y pada abutment yang dapat dilihat pada Tabel 5.54 dan 5.55 dibawah ini.

Tabel 5.54 Kontrol Geser Gaya Lateral Arah X Abutment

No	Kombinasi	Tux	Tux 1 Tiang	Hijin	Keterangan
		kN	kN	kN	
1	Kuat I	526,865	65,858	261,78	AMAN
2	Kuat II	1.795,48	224,435		AMAN
3	Kuat III	1.542,185	192,773		AMAN
4	Kuat IV	1.542,185	192,773		AMAN
5	Kuat V	1.340,985	167,623		AMAN
6	Layan I	1.454,913	181,864		AMAN
7	Layan II	1.509,19	188,649		AMAN
8	Layan III	1.418,728	177,341	261,78	AMAN
9	Layan IV	1.072,788	134,099		AMAN
10	Ekstrem 1 Arah X	1.723,072	215,384		AMAN
11	Ekstrem 1 Arah Y	1.267,873	158,484		AMAN

Tabel 5.55 Kontrol Geser Gaya Lateral Arah Y Abutment

No	Kombinasi	Tuy	Tuy 1 Tiang	Hijin	Keterangan
		kN	kN	kN	
1	Kuat I	0	0	261,78	AMAN
2	Kuat II	0	0		AMAN
3	Kuat III	207,258	25,907		AMAN
4	Kuat IV	0	0		AMAN
5	Kuat V	59,216	7,4		AMAN
6	Layan I	44,412	5,5		AMAN
7	Layan II	0	0		AMAN
8	Layan III	0	0		AMAN
9	Layan IV	103,629	12,95		AMAN
10	Ekstrem 1 Arah X	209,798	26,225		AMAN
11	Ekstrem 1 Arah Y	699,326	87,416		AMAN

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil dari perhitungan perencanaan ulang Jembatan Kedungjati, didapatkan kesimpulan sebagai berikut :

1. Struktur atas

Hasil dari desain struktur atas adalah sebagai berikut :

- a. Rangka atas Jembatan Kedungjati menggunakan profil W14 x 311, dengan tipe baut A325 sejumlah 44 buah berdiameter 32 mm.
- b. Rangka bawah Jembatan Kedungjati menggunakan profil W14 x 311, dengan tipe baut A325 sejumlah 32 buah berdiameter 32 mm.
- c. Rangka diagonal Jembatan Kedungjati menggunakan profil W14 x 311, dengan tipe baut A325 sejumlah 16 buah berdiameter 32 mm.
- d. Rangka ikatan angin atas Jembatan Kedungjati menggunakan profil W10 x 33 dengan tipe baut A325 sejumlah 4 buah berdiameter 24 mm.
- e. Gelagar melintang Jembatan Kedungjati menggunakan profil W24 x 76.
- f. Gelagar memanjang Jembatan Kedungjati menggunakan profil 350 x 350 x 12 x 19.
- g. Penghubung geser Jembatan Kedungjati menggunakan baut berdiameter 20 mm, sebanyak 36 buah dan jarak tiap penghubung geser 270 mm.

2. Struktur bawah

Hasil dari desain struktur bawah adalah sebagai berikut :

- a. Abutment
 - 1) *Breast wall* Jembatan Kedungjati mempunyai tinggi 440 cm, lebar 800 cm, dan tebal 80 cm.
 - 2) *Back wall*
 - a) Back wall atas Jembatan Kedungjati mempunyai tinggi 50 cm, lebar 800 cm, dan tebal 25 cm.

- b) *Back wall* bawah Jembatan Kedungjati mempunyai tinggi 160 cm, lebar 800 cm, dan tebal 60 cm.
- 3) *Wing wall* Jembatan Kedungjati mempunyai tinggi 590 cm, lebar 60 cm, dan tebal 290 cm.
- 4) *Pile cap* Jembatan Kedungjati mempunyai tinggi 130 cm, lebar 800 cm, dan tebal 380 cm.
- b. *Bore Pile* memiliki diameter 80 cm, panjang tiang bor 970 cm, dan berjumlah 8 buah.

6.2 Saran

Adapun saran dalam penelitian ini sebagai acuan untuk penelitian selanjutnya adalah sebagai berikut :

1. Perlu dilakukannya analisis pelaksanaan pada saat konstruksi.
2. Perlu mencari katalog baja dengan dimensi yang lebih besar dari pada PT. Gunung Garuda.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2016. SNI 1725:2016: Pembebanan untuk jembatan. BSN. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2016. SNI 2833-2016 : Pembebanan jembatan terhadap beban gempa. BSN. Jakarta.
- Bimantya, T.R.F. 2016. Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe Warren Truss Bentang 50 meter. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Gadjah Mada. Yogyakarta.
- Hakikie, P.N. 2017. Perencanaan Ulang Jembatan Lemah Abang II Pada Jalan Tol Semarang – Bawen Menggunakan Jembatan Busur Rangka Baja. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Surabaya.
- Kusuma, A.T. 2020. Perencanaan Struktur Jembatan Rangka Baja Bentang 60 Meter Dengan Kelas A *Type Warren Truss*. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Gunadarma. Jakarta.
- Lathiefah, U. 2017. Perencanaan Ulang Jembatan Rangka Baja Jl. Ir. Sutami Jurug Dengan Pembebanan Menurut RSNI T-02-2005. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Muhammadiyah Surakarta. Surakarta.
- Rahmawan, R.H. 2020. Studi Perencanaan Jembatan Menggunakan Struktur Rangka Baja Di Desa Ipi Kabupaten Morowali Sulawesi Tengah. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas 17 Agustus 1945 Surabaya. Surabaya.
- Setiawan, A. 2008. Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Sesuai SNI 03-1729-2002). Erlangga. Jakarta.

- Soebandono dkk. 2019. Perkuatan Struktur Jembatan Kereta Api Rangka Baja Tipe Warren bentang 42 Meter. *Jurnal Semesta Teknik* Vol. 22, No.2, 123-130, November 2019, DOI : 10.18196 / st.222244. Yogyakarta.
- Widiantoro, R. 2013. Optimalisasi Sruktur Rangka Jembatan Rangka Batang Tipe Warren. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Surabaya.
- Wijaya, I.K.D., Indra, S., dan Erfan, M. 2020. Alternatif Desain Struktur Bangunan Atas Jembatan Rangka Baja Type Steel Arch Dengan Rangka Warren Pada Jembatan Tukad Bangkung Di Kab. Badung – Bali. *Jurnal Sondir*, 2020, Volume 1, Program Studi Teknik Sipil FTSP, ITN Malang. Malang.

LAMPIRAN

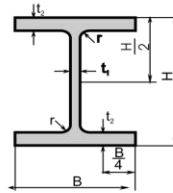
14	14.45	Warna : Coklat kehijauan; Ukuran Butir : Lempung (terdapat kerikil fragmen batuan beku) ; warna hijau berasal dari mineral zeolit	Breksi Lapuk	11	44	16	60	30	400		Kohesif	452.5714	553.1429	2591.39	863.7968	1018.286	829.7143	4226.514	1408.838	1810.29	1106.29	6087.92	2029.31	2828.571	1382.857	8175.619	2725.206	4073.143	1659.429	10489.6	3496.533
14.45	15	Warna : Coklat kehijauan; Ukuran Butir : Lempung (terdapat kerikil fragmen batuan beku) ; warna hijau berasal dari mineral zeolit	Breksi Lapuk								Kohesif		2138.819				3208.229				4277.64				5347.048				6416.457		
15	16	Warna : Coklat kehijauan; Ukuran Butir : Lempung (terdapat kerikil fragmen batuan beku) ; warna hijau berasal dari mineral zeolit	Breksi Lapuk								Kohesif																				
16	16.45	Warna : Coklat kehijauan; Ukuran Butir : Lempung (terdapat kerikil fragmen batuan beku) ; warna hijau berasal dari mineral zeolit	Breksi Lapuk	13	33	45	78	39	520		Kohesif	588.3429	719.0857	3446.248	1148.749	1323.771	1078.629	5610.629	1870.21	2353.37	1438.17	8069.18	2689.73	3677.143	1797.714	10821.9	3607.302	5295.086	2157.257	13868.8	4622.933



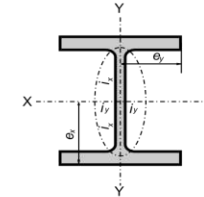
PT. GUNUNG GARUDA
Steel Is Our Business

(HOT ROLLED)

WIDE FLANGE SHAPE



Geometrical moment of inertia $I = Ai^2$
 Radius of gyration of area $i = \sqrt{I/A}$
 Modulus of section $z = I/e$
 (A = sectional area)



ACCORDING JIS G 3192

METRIC SIZE (SS 400)

STANDARD SECTIONAL DIMENSION					SECTION AREA A	UNIT WEIGHT kg/m	INFORMATIVE REFERENCE					
Nominal Dimensional	H x B	t1	t2	r			Geometrical Moment of Inertia	Radius of Gyration of Area	Modulus of Section			
mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³	
100 x 100	100 x 100	6	8	10	21.90	17.20	383	134	4.18	2.47	76.5	26.7
125 x 125	125 x 125	6.5	9	10	30.31	23.80	847	293	5.29	3.11	136	47.0
150 x 75	150 x 75	5	7	8	17.85	14.00	666	49.5	6.11	1.66	88.8	13.2
150 x 100	148 x 100	6	9	11	26.84	21.10	1 020	151	6.17	2.37	138	30.1
150 x 150	150 x 150	7	10	11	40.14	31.50	1 640	563	6.39	3.75	219	75.1
175 x 175	175 x 175	7.5	11	12	51.21	40.20	2 880	984	7.50	4.38	330	112
200 x 100	198 x 99	4.5	7	11	23.18	18.20	1580	114	8.26	2.21	160	23.0
	200 x 100	5.5	8	11	27.16	21.30	1840	134	8.24	2.22	184	26.8
200 x 150	194 x 150	6	9	12	38.80	30.60	2675	507	8.30	3.60	275.8	67.6
200 x 200	200 x 200	8	12	13	63.53	49.90	4 720	1 600	8.62	5.02	472	160
250 x 125	248 x 124	5	8	12	32.68	25.70	3 540	255	10.4	2.79	285	41.1
	250 x 125	6	9	12	37.66	29.60	4 050	294	10.4	2.79	324	47.0
250 x 250	250 x 250	9	14	16	92.18	72.40	10 800	3 650	10.8	6.29	867	292
300 x 150	298 x 149	5.5	8	13	40.80	32.0	6 320	442	12.4	3.29	424	59.3
	300 x 150	6.5	9	13	46.78	36.70	7 210	508	12.4	3.29	481	67.7
300 x 300	300 x 300	10	15	18	119.80	94.0	20 400	6 750	13.1	7.51	1 360	450
350 x 175	346 x 174	6	9	14	52.68	41.40	11 100	792	14.5	3.88	641	91.0
	350 x 175	7	11	14	63.14	49.60	13 600	984	14.7	3.95	775	112
350 x 350	350 x 350	12	19	20	173.9	137.0	40 300	13 600	15.2	8.84	2 300	776
	396 x 199	7	11	16	72.16	56.60	20 000	1 450	16.7	4.48	1 010	145
400 x 200	400 x 200	8	13	16	84.1	66.0	23 700	1 740	16.8	4.54	1 190	174
	400 x 400	13	21	22	218.7	172	66 600	22 400	17.5	10.1	3 330	1 120
450 x 200	450 x 200	9	14	18	96.8	76.0	33 500	1 870	18.6	4.40	1 490	187
500 x 200	500 x 200	10	16	20	114.2	89.6	47 800	2 140	20.5	4.33	1 910	214
600 x 200	600 x 200	11	17	22	134.4	106	77 600	2 280	24.0	4.12	2 590	228
600 x 300	588 x 300	12	20	28	192.5	151	118 000	9 020	24.8	6.85	4 020	601
700 x 300	700 x 300	13	24	28	235.5	185	201 000	10 800	29.3	6.78	5 760	722
800 x 300	800 x 300	14	26	28	267.4	210	292 000	11 700	33.0	6.62	7 290	782
900 x 300	900 x 300	16	28	28	309.8	243	411 000	12 600	36.4	6.39	9 140	843

NOTE : ● Welded Beam
 ● Other sizes which are not mentioned in table above will be supplied as welded condition

continue>>

www.grdsteel.com



HEAD OFFICE & FACTORY
 Jl. Imam Bonjol 4, Warung Bongkok,
 Sukadanau, Cikarang Barat,
 Bekasi 17520, West Java, INDONESIA
 Sales Department
 Phone DID : (62-21) 898 38 161 - 167
 Phone Flexy :
 (021) 7085 3164 - 165
 (021) 7085 3169
 Fax : (62-21) 8910 - 7711,
 (62-21) 8900-555 / 976 / 977
 e-mail : pjl01@grdsteel.com
 pjl02@grdsteel.com

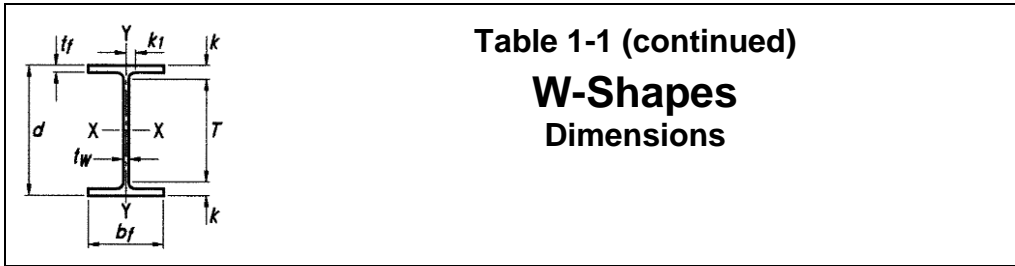


Table 1-1 (continued)
W-Shapes
Dimensions

Shape	Area, A	Depth, d	Web				Flange				Distance				Workable Gage
			Thickness, tw	tw	Width, bf	Thickness, tf	k		k1	T					
							kdes	kdet							
in. ²	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.		
W16×100	29.4	17.0	17	0.585	9/16	5/16	10.4	10 3/8	0.985	1	1.39	1 7/8	1 1/8	13 1/4	5 1/2
×89	26.2	16.8	16 3/4	0.525	1/2	1/4	10.4	10 3/8	0.875	7/8	1.28	1 3/4	1 1/16		
×77	22.6	16.5	16 1/2	0.455	7/16	1/4	10.3	10 1/4	0.760	3/4	1.16	1 5/8	1 1/16		
×67 ^c	19.6	16.3	16 3/8	0.395	3/8	3/16	10.2	10 1/4	0.665	11/16	1.07	1 9/16	1		
	16.8	16.4	16 3/8	0.430			7.12	7 1/8	0.715	11/16	1.12	1 3/8	7/8	5	1
W16×57	14.7	16.3	16 1/4	0.380	7/16	1/4	7.07	7 1/8	0.630	5/8	1.03	1 5/16	13/16		
×50 ^c	13.3	16.1	16 1/8	0.345	3/8	3/16	7.04	7	0.565	9/16	0.967	1 1/4	13/16		
×45 ^c	11.8	16.0	16	0.305	3/8	3/16	7.00	7	0.505	1/2	0.832	1 3/16	13/16	13	3 1/2
×40 ^c	10.6	15.9	15 7/8	0.295	5/16	3/16	6.99	7	0.430	7/16	0.842	1 1/8	3/4	13 5/8	3 1/2
×36 ^c	9.13	15.9	15 7/8	0.275	5/16	3/16	5.53	5 1/2	0.440	7/16	0.842	1 1/8	3/4	13 5/8	3 1/2
	7.68	15.7	15 7/8	0.250	1/4	1/8	5.50	5 1/2	0.345	3/8	0.747	1 1/8	3/4	13 5/8	3 1/2
W16×31 ^c	215	22.4	15 3/4	3.07	1/4	1/8	17.9	17 7/8	4.91	3/8	5.51	1 1/16	3/4	13 5/8	3-7 1/2-3 ^g
×26 ^{c,v}	196	21.6	22 3/8	2.83	1/4	1/8	17.7	17 7/8	4.52	3/8	5.12	1 1/16	3/4	13 5/8	3-7 1/2-3 ^g
	178	20.9	21 5/8	2.60	3 1/16	1 9/16	17.4	17 5/8	4.16	4 15/16	4.76	6 3/16	2 3/4	10	3-7 1/2-3 ^g
W14×730 ^h	162	20.2	20 7/8	2.38	2 13/16	1 7/16	17.2	17 3/8	3.82	4 1/2	4.42	5 13/16	2 5/8		3-7 1/2-3
×665 ^h	147	19.6	20 1/4	2.19	2 5/8	1 5/16	17.0	17 1/4	3.50	4 3/16	4.10	5 7/16	2 1/2		
×605 ^h	134	19.0	19 5/8	2.02	2 3/8	1 3/16	16.8	17	3.21	3 13/16	3.81	5 1/8	2 3/8		
×550 ^h	125	18.7	19	1.88	2 3/16	1 1/8	16.7	16 7/8	3.04	3 1/2	3.63	4 13/16	2 5/16		
×500 ^h	117	18.3	18 5/8	1.77	2	1	16.6	16 3/4	2.85	3 3/16	3.44	4 1/2	2 1/4		
×455 ^h	109	17.9	18 1/4	1.66	1 7/8	15/16	16.5	16 5/8	2.66	3 1/16	3.26	4 5/16	2 1/8		
×426 ^h	101	17.5	18 1/4	1.54	1 3/4	7/8	16.4	16 1/2	2.47	3 1/16	3.07	4 1/8	2 1/8		
×398 ^h	91.4	17.1	17 7/8	1.41	1 11/16	13/16	16.2	16 1/4	2.26	2 7/8	2.86	4 1/8	2 1/8		
×370 ^h	83.3	17.1	17 1/2	1.29	1 11/16	13/16	16.1	16 3/8	2.07	2 11/16	2.67	3 15/16	2 1/16		
×342 ^h	75.6	16.7	17 1/8	1.18	1 9/16	13/16	16.0	16 1/4	1.89	2 1/2	2.49	3 3/4	2		
×320 ^h	68.5	16.4	17 1/8	1.18	1 9/16	13/16	16.0	16 1/4	1.89	2 1/2	2.49	3 3/4	2		
×311 ^h	62.0	16.0	16 3/4	1.07	1 7/16	3/4	15.9	16 1/8	1.72	2 1/4	2.32	3 9/16	1 15/16		
×311 ^h	56.8	15.7	16 3/8	0.980	1 5/16	11/16	15.8	16	1.56	2 1/16	2.16	3 3/8	1 7/8		
×283 ^h	51.8	15.5	16	0.890	1 3/16	5/8	15.7	15 7/8	1.44	1 7/8	2.04	3 3/16	1 13/16		
×257	46.7	15.2	15 3/4	0.830	1 1/16	9/16	15.7	15 3/4	1.31	1 3/4	1.91	3	1 3/4		
×257	42.7	15.0	15 1/2	0.745	1	1/2	15.6	15 3/4	1.19	1 9/16	1.79	2 7/8	1 11/16		
×233		14.8	15 1/4	0.680	7/8	1/2	15.5	15 5/8	1.09	1 7/16	1.69	2 3/4	1 11/16		
×211		15	15 1/4		13/16	7/16		15 5/8		1 5/16		2 5/8	1 5/8		
×193		14 3/4			3/4	7/16		15 1/2		1 3/16		2 1/2	1 9/16		
×176					11/16	3/8				1 1/16		2 3/8	1 9/16		
×159						3/8									
×145						3/8									

^c Shape is slender for compression with $F_y = 50$ ksi.

^g The actual size, combination and orientation of fastener components should be compared with the geometry of the cross section to ensure compatibility. ^h Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c. ^v Shape does not meet the h/t_w limit for shear in AISC Specification Section G2.1(a) with $F_y = 50$ ksi.

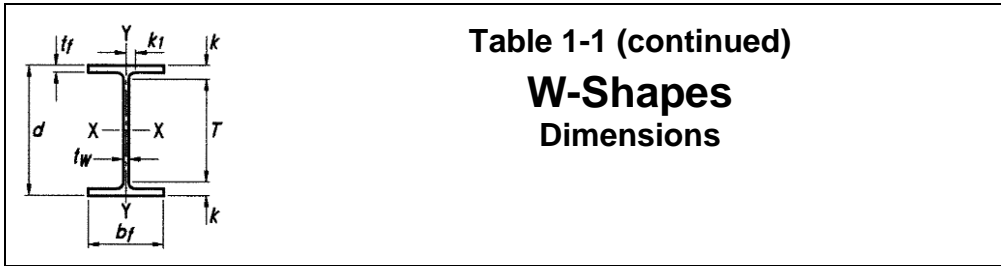


Table 1-1 (continued)
W-Shapes
Dimensions

Shape	Area, A	Depth, d		Web			Flange				Distance				
				Thickness, tw	tw	Width, bf	Thickness, tf	k		k ₁	T	Workable Gage			
								k _{des}	k _{det}				in.	in.	
in. ²	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.		
W24×370 ^h	109	28.0	28	1.52	1 1/2	3/4	13.7	13 5/8	2.72	2 3/4	3.22	3 5/8	1 9/16	20 3/4	5 1/2
×335 ^h	98.3	27.5	27 1/2	1.38	1 3/8	11/16	13.5	13 1/2	2.48	2 1/2	2.98	3 3/8	1 1/2		
×306 ^h	89.7	27.1	27 1/8	1.26	1 1/4	5/8	13.4	13 3/8	2.28	2 1/4	2.78	3 3/16	1 7/16		
×279 ^h	81.9	26.7	26 3/4	1.16	1 3/16	5/8	13.3	13 1/4	2.09	2 1/16	2.59	3	1 7/16		
×250	73.5	26.3	26 3/8	1.04	1 1/16	9/16	13.2	13 1/8	1.89	1 7/8	2.39	2 13/16	1 3/8		
×229	67.2	26.0	26	0.960	15/16	1/2	13.1	13 1/8	1.73	1 3/4	2.23	2 5/8	1 5/16		
×229	60.7	25.7	25 3/4	0.870	7/8	7/16	13.0	13	1.57	1 9/16	2.07	2 1/2	1 1/4		
×207	56.5	25.5	25 1/2	0.810	7/8	7/16	13.0	13	1.46	1 9/16	1.96	2 1/2	1 1/4		
×207	51.7	25.2	25 1/4	0.750	13/16	7/16	12.9	12 7/8	1.34	1 7/16	1.84	2 3/8	1 1/4		
×192	47.8	25.0	25	0.705	3/4	3/8	13.0	13	1.22	1 5/16	1.72	2 1/4	1 3/16		
×176	43.0	24.7	24 3/4	0.650	11/16	3/8	12.9	12 7/8	1.09	1 1/4	1.59	2 1/8	1 3/16		
×162	38.6	24.5	24 1/2	0.605	5/8	5/16	12.8	12 7/8	0.960	1 1/16	1.46	2	1 1/8		
×146	34.4	24.3	24 1/2	0.550	5/8	5/16	12.8	12 7/8	0.850	1 1/16	1.35	1 7/8	1 1/8		
×146	30.7	24.1	24 1/4	0.500	5/8	5/16	12.8	12 3/4	0.750	15/16	1.25	1 3/4	1 1/8		
×131	30.3	24.5	24	0.550	9/16	5/16	9.00	9	0.980	7/8	1.48	1 5/8	1 1/8		
×117 ^c	27.7	24.3	24 1/2	0.515	1/2	1/4	9.07	9	0.875	3/4	1.38	1 7/8	1 1/16	3	1
×104 ^c	24.7	24.1	24 1/4	0.470	9/16	5/16	9.02	9 1/8	0.770	1	1.27	1 3/4	1 1/8		
W24×103 ^c	22.4	23.9	24 1/8	0.440	1/2	1/4	8.99	9	0.680	7/8	1.18	1 11/16	1 1/16	20	5 1/2
×94 ^c	20.1	23.7	23 7/8	0.415	1/2	1/4	8.97	9	0.585	3/4	1.09	1 9/16	1 1/16	14	
×84 ^c	18.2	23.7	23 3/4	0.430	7/16	1/4	7.04	7	0.590	11/16	1.09	1 1/2	1 1/16	20 3/4	3 1/2 ^g
×76 ^c	16.2	23.6	23 3/4	0.395	7/16	1/4	7.01	7	0.505	9/16	1.01	1 1/2	1 1/16	20 3/4	3 1/2 ^g
×68 ^c	59.3	23.0	23 5/8	0.910	7/16	1/4	12.6	12 5/8	1.63	9/16	2.13	1 7/16	1 1/16	20 3/4	5 1/2
W24×62 ^c	53.6	22.7	23	0.830	3/8	3/16	12.5	12 1/2	1.48	1/2	1.98	1	18		
×55 ^{c,v}	48.8	22.5	22 3/4	0.720	15/16	1/2	12.4	12 3/8	1.36	1/2	1.86	2 1/2	1 5/16		
W21×201	43.2	22.1	22 1/2	0.650	13/16	7/16	12.5	12 3/8	1.15	1 5/8	1.65	2 3/8	1 1/4		
×182	38.8	21.8	22	0.600	3/4	3/8	12.4	12 1/2	1.04	1 1/2	1.54	2 1/4	1 1/4		
×182	35.9	21.7	21 7/8	0.550	3/4	3/8	12.3	12 3/8	0.960	1 1/2	1.46	2	1 3/16		
×166	32.6	21.5	21 5/8	0.500	3/4	3/8	12.3	12 3/8	0.875	1 3/8	1.38	1 15/16	1 3/16		
×166	29.8	21.4	21 1/2		5/8	5/16		12 1/4	0.800	1 1/8	1.30	1 13/16	1 1/8		
×147			21 1/2		5/8	5/16				1 1/16		1 3/4	1 1/8		
×132			21 3/8		5/8	5/16				15/16		1 11/16	1 1/8		
×122					9/16	5/16				7/8			1 1/16		
×111					1/2	1/4				13/16					
×101 ^c															

^c Shape is slender for compression with $F_y = 50$ ksi.
^g The actual size, combination and orientation of fastener components should be compared with the geometry of the cross section to ensure compatibility. ^h Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c. ^v Shape does not meet the h/t_w limit for shear in AISC Specification Section G2.1(a) with $F_y = 50$ ksi.

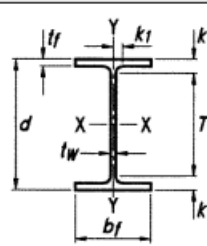


Table 1-1 (continued)
W-Shapes
Dimensions

Shape	Area, A in. ²	Depth, d in.	Web			Flange			Distance						
			Thickness, t _w in.	t _w / 2 in.	Width, b _f in.	Thickness, t _f in.	k		k ₁ in.	T in.	Work- able Gage in.				
							k _{des} in.	k _{det} in.							
W12×58	17.0	12.2	12 ¹ / ₄	0.360	³ / ₈	³ / ₁₆	10.0	10	0.640	⁵ / ₈	1.24	1 ¹ / ₂	¹⁵ / ₁₆	9 ¹ / ₄	5 ¹ / ₂
×53	15.6	12.1	12	0.345	³ / ₈	³ / ₁₆	10.0	10	0.575	⁹ / ₁₆	1.18	1 ³ / ₈	¹⁵ / ₁₆	9 ¹ / ₄	5 ¹ / ₂
W12×50	14.6	12.2	12 ¹ / ₄	0.370	³ / ₈	³ / ₁₆	8.08	8 ¹ / ₈	0.640	⁵ / ₈	1.14	1 ¹ / ₂	¹⁵ / ₁₆	9 ¹ / ₄	5 ¹ / ₂
×45	13.1	12.1	12	0.335	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	8.05	8	0.575	⁹ / ₁₆	1.08	1 ³ / ₈	¹⁵ / ₁₆	↓	↓
×40	11.7	11.9	12	0.295	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	8.01	8	0.515	¹ / ₂	1.02	1 ³ / ₈	⁷ / ₈	↓	↓
W12×35 ^c	10.3	12.5	12 ¹ / ₂	0.300	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	6.56	6 ¹ / ₂	0.520	¹ / ₂	0.820	1 ³ / ₁₆	³ / ₄	10 ³ / ₈	3 ¹ / ₂
×30 ^c	8.79	12.3	12 ³ / ₈	0.260	¹ / ₄	¹ / ₈	6.52	6 ¹ / ₂	0.440	⁷ / ₁₆	0.740	1 ¹ / ₈	³ / ₄	↓	↓
×26 ^c	7.65	12.2	12 ¹ / ₄	0.230	¹ / ₄	¹ / ₈	6.49	6 ¹ / ₂	0.380	³ / ₈	0.680	1 ¹ / ₁₆	³ / ₄	↓	↓
W12×22 ^c	6.48	12.3	12 ¹ / ₄	0.260	¹ / ₄	¹ / ₈	4.03	4	0.425	⁷ / ₁₆	0.725	¹⁵ / ₁₆	⁵ / ₈	10 ³ / ₈	2 ¹ / ₄ ^g
×19 ^c	5.57	12.2	12 ¹ / ₈	0.235	¹ / ₄	¹ / ₈	4.01	4	0.350	³ / ₈	0.650	⁷ / ₈	⁹ / ₁₆	↓	↓
×16 ^c	4.71	12.0	12	0.220	¹ / ₄	¹ / ₈	3.99	4	0.265	¹ / ₄	0.565	¹³ / ₁₆	⁹ / ₁₆	↓	↓
×14 ^{c,v}	4.16	11.9	11 ⁷ / ₈	0.200	³ / ₁₆	¹ / ₈	3.97	4	0.225	¹ / ₄	0.525	³ / ₄	⁹ / ₁₆	↓	↓
W10×112	32.9	11.4	11 ³ / ₈	0.755	³ / ₄	³ / ₈	10.4	10 ³ / ₈	1.25	1 ¹ / ₄	1.75	1 ¹⁵ / ₁₆	1	7 ¹ / ₂	5 ¹ / ₂
×100	29.3	11.1	11 ¹ / ₈	0.680	¹¹ / ₁₆	³ / ₈	10.3	10 ³ / ₈	1.12	1 ¹ / ₈	1.62	1 ¹³ / ₁₆	1	↓	↓
×88	26.0	10.8	10 ⁷ / ₈	0.605	⁵ / ₈	⁵ / ₁₆	10.3	10 ¹ / ₄	0.990	1	1.49	1 ¹¹ / ₁₆	¹⁵ / ₁₆	↓	↓
×77	22.7	10.6	10 ⁵ / ₈	0.530	¹ / ₂	¹ / ₄	10.2	10 ¹ / ₄	0.870	⁷ / ₈	1.37	1 ⁹ / ₁₆	⁷ / ₈	↓	↓
×68	19.9	10.4	10 ³ / ₈	0.470	¹ / ₂	¹ / ₄	10.1	10 ¹ / ₈	0.770	³ / ₄	1.27	1 ⁷ / ₁₆	⁷ / ₈	↓	↓
×60	17.7	10.2	10 ¹ / ₄	0.420	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	10.1	10 ¹ / ₈	0.680	¹¹ / ₁₆	1.18	1 ³ / ₈	¹³ / ₁₆	↓	↓
×54	15.8	10.1	10 ¹ / ₈	0.370	³ / ₈	³ / ₁₆	10.0	10	0.615	⁵ / ₈	1.12	1 ⁵ / ₁₆	¹³ / ₁₆	↓	↓
×49	14.4	10.0	10	0.340	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	10.0	10	0.560	⁹ / ₁₆	1.06	1 ¹ / ₄	¹³ / ₁₆	↓	↓
W10×45	13.3	10.1	10 ¹ / ₈	0.350	³ / ₈	³ / ₁₆	8.02	8	0.620	⁵ / ₈	1.12	1 ⁵ / ₁₆	¹³ / ₁₆	7 ¹ / ₂	5 ¹ / ₂
×39	11.5	9.92	9 ⁷ / ₈	0.315	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	7.99	8	0.530	¹ / ₂	1.03	1 ³ / ₁₆	¹³ / ₁₆	↓	↓
×33	9.71	9.73	9 ³ / ₄	0.290	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	7.96	8	0.435	⁷ / ₁₆	0.935	1 ¹ / ₈	³ / ₄	↓	↓
W10×30	8.84	10.5	10 ¹ / ₂	0.300	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	5.81	5 ³ / ₄	0.510	¹ / ₂	0.810	1 ¹ / ₈	¹¹ / ₁₆	8 ¹ / ₄	2 ³ / ₄ ^g
×26	7.61	10.3	10 ³ / ₈	0.260	¹ / ₄	¹ / ₈	5.77	5 ³ / ₄	0.440	⁷ / ₁₆	0.740	1 ¹ / ₁₆	¹¹ / ₁₆	↓	↓
×22 ^c	6.49	10.2	10 ¹ / ₈	0.240	¹ / ₄	¹ / ₈	5.75	5 ³ / ₄	0.360	³ / ₈	0.660	1 ¹⁵ / ₁₆	⁵ / ₈	↓	↓
W10×19	5.62	10.2	10 ¹ / ₄	0.250	¹ / ₄	¹ / ₈	4.02	4	0.395	³ / ₈	0.695	1 ¹⁵ / ₁₆	⁵ / ₈	8 ³ / ₈	2 ¹ / ₄ ^g
×17 ^c	4.99	10.1	10 ¹ / ₈	0.240	¹ / ₄	¹ / ₈	4.01	4	0.330	⁵ / ₁₆	0.630	⁷ / ₈	⁹ / ₁₆	↓	↓
×15 ^c	4.41	9.99	10	0.230	¹ / ₄	¹ / ₈	4.00	4	0.270	¹ / ₄	0.570	1 ¹³ / ₁₆	⁹ / ₁₆	↓	↓
×12 ^{c,f}	3.54	9.87	9 ⁷ / ₈	0.190	³ / ₁₆	¹ / ₈	3.96	4	0.210	³ / ₁₆	0.510	³ / ₄	⁹ / ₁₆	↓	↓

