

## **TUGAS AKHIR**

# **ANALISIS STRUKTUR ATAS JEMBATAN RANGKA BAJA TIPE K-TRUSS, PRATT TRUSS DAN WARREN TRUSS**

***(UPPERSTRUCTURE ANALYSIS OF TIPE K TRUSS,  
PRATT TRUSS DAN WARREN TRUSS STEEL BRIDGE)***

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi  
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu (S1) Teknik Sipil**



**Muhammad Arif Nugroho  
16 511 178**

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

## HALAMAN PENGESAHAN

# ANALISIS STRUKTUR ATAS JEMBATAN RANGKA BAJA TIPE K-TRUSS, PRATT TRUSS DAN WARREN TRUSS

## (UPPERSTRUCTURE ANALYSIS OF TIPE K TRUSS, PRATT TRUSS DAN WARREN TRUSS STEEL BRIDGE)

Disusun oleh:

**Muhammad Arif Nugroho**  
16 511 178

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

Diuji pada tanggal 1 Agustus 2022  
Oleh dewan penguji,



**Pembimbing**

**Suharyatma, Ir., M.T.**  
NIK : 865110201

**Penguji I**

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

**Penguji II**

**Elvis Saputra, S.T., M.T.**  
NIK : 205111302

Mengesahkan,  
Ketua Program Studi Teknik Sipil

**Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T.**  
NIK : 865110201



## PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya dengan ini menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa Tugas Akhir saya dengan judul *Analisi Struktur Atas Jembatan Tipe K Truss, Pratt Truss dan Warren truss* yang disusun sebagai persyaratan untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia adalah hasil dari karya sendiri. Adapun bagian tertentu saya kutip dari hasil karya orang lain yang telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai norma, kaidandan etika penulisan karya ilmiah. Namun apabila dikemudian hari ditemukan baik seluruh ataupun sebagian dari Tugas Akhir saya bukan hasil dari karya sendiri ataupun adanya plagiasi dalam bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan hukum dan undang-undang yang berlaku.

Yogyakarta, 29 Juni 2022

Pembuat pernyataan,



10000  
SERIBU RUPAH  
20  
METERAI  
TEMPEL  
47A5BAJX596595537

Muhammad Arif Nugroho

NIM: 16 511 178

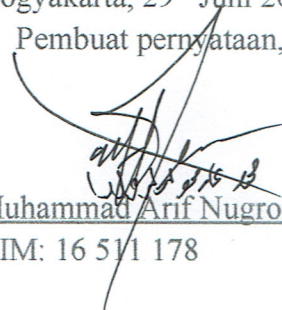
## KATA PENGANTAR

Alhamdulillah-i-rabbil 'alamiin segala puji bagi Allah SWT atas selesainya penulis dalam menyusun Tugas Akhir ini dengan judul *Aanaliss Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe K Truss, Pratt Truss dan Warren Truss*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu persyaratan akademik untuk menyelesaikan studi strata satu (S1) di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta. Penulisan Tugas Ahir ini mendapatkan banyak kritik, saran, bimbingan serta doa dalam penulisannya dari banyak pihak, dan pada akhirnya dengan segala rasa syukur Tugas Akhir ini dapat penulis selesaikan. Dengan segala hormat dan kasih sayang penulis mengucapkan terimakasih yang sangat mendalam kepada:

1. Bapak Ir. Suharyatma, M.T sebagai dosen pembimbing yang telah sabar membimbing saya hingga akhir
2. Ibu Astriana Hardawati, S.T., M.Eng sebagai penguji yang telah meluangkan waktunya untuk membantu dalam penyempurnaan tugas akhir ini
3. Bapak Elvis Saputra, S.T., M.T sebagai penguji yang telah meluangkan waktunya untuk membantu dalam penyempurnaan tugas akhir ini
4. Bapak Eka Sarjani, S.Tp., M.T dan ibu Nurjannah yang merupakan kedua orang tua saya sangat saya cintai dan sayangi serta keluarga saya yang mendukung penuh, bersabar dan percaya kepada saya hingga saat ini

Pada akhirnya Tugas Akhir ini selesai dikerjakan dan semoga dapat bermanfaat kedepannya bagi pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 29 Juni 2022  
Pembuat pernyataan,

  
Muhammad Arif Nugroho  
NIM: 16 511 178

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL .....	i
HALAMAN PENGESAHAN .....	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI .....	iii
KATA PENGANTAR .....	iv
DAFTAR ISI .....	v
DAFTAR TABEL .....	viii
DAFTAR GAMBAR .....	vi
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN .....	vii
ABSTRAK .....	xvii
<i>ABSTRACT</i> .....	xviii
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	2
1.3 Tujuan Penelitian .....	2
1.4 Manfaat Penelitian .....	2
1.5 Batasan Penelitian .....	2
BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....	4
2.1 Tinjauan Pustaka .....	4
2.1.1 Eva Arifi dkk (2016) .....	4
2.1.2 AKH Taufuk Hidayat (2016) .....	4
2.1.3 Endah Atikah (2018) .....	5
2.1.4 Desiana Budi Lestari dkk (2019) .....	6
2.2 Perbandingan Penelitian .....	7
BAB III LANDASAN TEORI .....	9
3.1 Tinjauan Umum .....	9
3.2 Material Baja .....	9
3.3 Struktur Rangka Batang .....	11

3.4 Jembatan Rangka Baja .....	12
3.4.1 Komponen Struktur Jembatan .....	15
3.5 Pembebanan .....	16
3.5.1 Beban Permanen .....	16
3.5.1.1 Berat Sendiri (MS) .....	17
3.5.1.2. Beban Mati Tambahan (MA) .....	18
3.5.2 Beban Lalu Lintas .....	18
3.5.2.1 Beban Lajur “D” (TD) .....	18
3.5.2.2 Beban Truk “T” (TT) .....	21
3.5.2.3 Gaya Rem (TB) .....	23
3.5.2.4 Beban pejalan Kaki (TP) .....	23
3.5.3 Aksi Lingkungan .....	23
3.5.3.1 Beban Angin (EW) .....	23
3.5.3.2 Pengaruh Gempa (SNI 2833:2016) .....	26
3.6 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan .....	28
3.7 Analisis Rangka Baja Metode LRFD .....	31
3.7.1 Batang Tarik .....	31
3.7.2 Batang Tekan .....	31
3.7.3 Batang Lentur .....	33
3.7.4 Sambungan .....	35
3.8 Analisis Efisiensi Rasio antara Berat dan Lendutan .....	39
<b>BAB IV METODE PERENCANAAN .....</b>	<b>40</b>
4.1 Data Struktur .....	40
4.2 Model Perencanaan Jembatan .....	40
4.3 Waktu Perencanaan .....	41
4.4 Lokasi Perencanaan .....	41
4.5 Tahapan Pelaksanaan .....	41
<b>BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN .....</b>	<b>44</b>
5.1 Desain Struktur Atas Jembatan .....	44
5.1.1 Data Jembatan .....	44
5.1.2 Pelat Lantai Kendaraan .....	45

5.1.3 Gelagar Memanjang .....	61
5.1.4 Rangka Jembatan .....	70
5.2 Pembahasan Jembatan .....	163
5.2.1 Berat Jembatan Rangka Baja .....	163
5.2.2 Lendutan Jembatan Rangka Baja .....	166
5.2.3 Efiseinsi Jembatan .....	170
BAB VI PENUTUP .....	173
6.1 Kesimpulan .....	173
6.2 Saran .....	173
DAFTAR PUSTAKA .....	175

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan antara penelitian terdahulu dengan penelitian yang akan dilakukan	3
Tabel 3.1	Berat isi untuk beban mati	16
Tabel 3.2	Faktor beban untuk berat sendiri	17
Tabel 3.3	Faktor beban untuk beban mati tambahan	18
Tabel 3.4	Faktor beban untuk beban lajur “D”	19
Tabel 3.5	Faktor beban untuk beban truk “T”	21
Tabel 3.6	Nilai $V_0$ dan $Z_0$ untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu	24
Tabel 3.7	Tekanan angin dasar	25
Tabel 3.8	Komponen beban angin yang berkerja pada kendaraan	25
Tabel 3.9	Kombinasi beban dan faktor beban	29
Tabel 3.10	Bimensi lubang nominal baut	36
Tabel 3.11	Jarak tepi minimum baut	36
Tabel 3.12	Kekuatan nominal baut	37
Tabel 4.1	Data teknis desai jembatan	41
Tabel 5.1	Rekapitulasi momen ultimate pelat lantai kendaraan	52
Tabel 5.2	Rekapitulasi pembebanan gelagar memanjang	65
Tabel 5.3	Rekapitulasi pembebanan beban mati sendiri ( $MS$ )	72
Tabel 5.4	Rekapitulasi pembebanan beban mati tambahan ( $MA$ )	75
Tabel 5.5	Rekapitulasi pembebanan beban angin ( $EW$ )	93
Tabel 5.6	Rekapitulasi berat struktur atas jembatan tipe warren truss	97
Tabel 5.7	Rekapitulasi berat struktur atas jembatan tipe pratt truss	97
Tabel 5.8	Rekapitulasi berat struktur atas jembatan tipe k truss	97
Tabel 5.9	Faktor amplikasi untuk PGA ( $F_{PGA}$ )	99
Tabel 5.10	Faktor amplikasi untuk periode 0,2 detik ( $F_a$ )	100
Tabel 5.11	Faktor amplikasi untuk periode 1 detik ( $F_v$ )	101

Tabel 5.12	Rekapitulasi repon spektra periode (detik)	102
Tabel 5.13	Faktor modifikasi respon	106
Tabel 5.14	Hasil analisis SAP2000 v.19 jembatan warren truss	112
Tabel 5.15	Hasil analisis SAP2000 v.19 jembatan pratt truss	116
Tabel 5.16	Hasil analisis SAP2000 v.19 jembatan k truss	120
Tabel 5.17	Rekapitulasi desai profil baja yang digunakan pada jembatan	160
Tabel 5.18	Berat jembatan rangka tipe warren truss	163
Tabel 5.19	Berat jembatan rangka tipe pratt truss	163
Tabel 5.20	Berat jembatan rangka tipe k truss	164
Tabel 5.21	Gaya aksial (desak/tarik) yang terjadi pada jembatan	165
Tabel 5.22	Lendutan yang terjadi akibat pembebanan pada jembatan warren truss	166
Tabel 5.23	Lendutan yang terjadi akibat pembebanan pada jembatan pratt truss	167
Tabel 5.24	Lendutan yang terjadi akibat pembebanan pada jembatan k truss	168
Tabel 5.25	Lendutan maksimum yang terjadi akibat pembebanan pada jembatan	169

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Diagram tegangan ( $\sigma$ ) -regangan ( $\epsilon$ ) baja	10
Gambar 3.2	Susunan rangka batang yang stabil dan tidak stabil	11
Gambar 3.3	Warren truss	13
Gambar 3.4	Pratt truss	13
Gambar 3.5	Howe truss	14
Gambar 3.6	K-truss	14
Gambar 3.7	Struktur jembatan rangka batang	15
Gambar 3.8	Beban lajur “D”	19
Gambar 3.9	Alternatif penempatan beban “D” dalam arah memanjang	20
Gambar 3.10	Pembebanan truk “T”	21
Gambar 3.11	Pembebanan beban dinamis untuk beban T untuk pebebanan jembatan	22
Gambar 3.12	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	27
Gambar 3.13	Peta respoin spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	27
Gambar 3.14	Peta respoin spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	28
Gambar 4.1	Sketsa 2D jembatan rangka baja tipe warren	40
Gambar 4.2	Sketsa 2D jembatan rangka baja tipe pratt	40
Gambar 4.3	Sketsa 2D jembatan rangka baja tipe k-truss3	41
Gambar 5.1	Sketsa 3D jembatan tipe warren truss	44
Gambar 5.2	Sketsa 3D jembatan tipe pratt truss	45
Gambar 5.3	Sketsa 3D jembatan tipe k truss	45
Gambar 5.4	Penampang melintang pelat lantai kendaraan	46
Gambar 5.5	Area segmen pelat yang ditinjau	46

Gambar 5.6	Pembebanan dan hasil analisis SAP2000 v.19 oleh berat mati sendiri pelat lantai kendaraan	47
Gambar 5.7	Pembebanan dan hasil analisis SAP2000 v.19 oleh berat mati tambahan pelat lantai kendaraan	48
Gambar 5.8	Pembebanan truk “T”	49
Gambar 5.9	Grafik faktor beban dinamis (FBD)	49
Gambar 5.10	Pembebanan dan hasil analisis SAP2000 v.19 oleh beban truk pelat lantai kendaraan	50
Gambar 5.11	Detail penulangan pelat lantai kendaraan	60
Gambar 5.12	Gelagar memanjang	61
Gambar 5.13	Balok sederhana tumpuan sendi-roll	61
Gambar 5.14	Lebar efektif pelat lantai kendaraan	62
Gambar 5.15	Berat mati sendiri (MS)	62
Gambar 5.16	Berat mati tambahan (MA)	63
Gambar 5.17	Beban lajur “D”	64
Gambar 5.18	Analisis balok sederhana tumpuan sendi-roll	65
Gambar 5.19	Distribusi tegangan balok plastis komposit	67
Gambar 5.20	Gambar pemasangan shear stud	70
Gambar 5.21	Gelagar memanjang exterior (tepi)	71
Gambar 5.22	Gelagar memanjang interior (tengah)	71
Gambar 5.23	Input beban mati sendiri (MS) pada jembatan warren truss	73
Gambar 5.24	Input beban mati sendiri (MS) pada jembatan pratt truss	73
Gambar 5.25	Input beban mati sendiri (MS) pada jembatan k truss	74
Gambar 5.26	Input beban mati tambahan (MA) pada jembatan warren truss	76
Gambar 5.27	Input beban mati tambahan (MA) pada jembatan pratt truss	77
Gambar 5.28	Input beban mati tambahan (MA) pada jembatan k truss	77
Gambar 5.29	Input beban beban lajur (TD) pada jembatan warren truss	79
Gambar 5.30	Input beban beban lajur (TD) pada jembatan pratt truss	79
Gambar 5.31	Input beban beban lajur (TD) pada jembatan k truss	80
Gambar 5.32	Input beban pejalan kaki (TP) pada jembatan warren truss	81
Gambar 5.33	Input beban pejalan kaki (TP) pada jembatan pratt truss	81

Gambar 5.34	Input beban pejalan kaki (TP) pada jembatan k truss	82
Gambar 5.35	Beban truk “T” (500kN)	82
Gambar 5.36	Input beban rem (TB) pada jembatan warren truss	84
Gambar 5.37	Input beban rem (TB) pada jembatan pratt truss	84
Gambar 5.38	Input beban rem (TB) pada jembatan k truss	85
Gambar 5.39	Sketsa 2D jembatan warren truss	86
Gambar 5.40	Sketsa 2D jembatan pratt truss	87
Gambar 5.41	Sketsa 2D jembatan k truss	88
Gambar 5.42	Input beban tekanan angin struktur ( $EW_s$ ) pada jembatan warren truss	93
Gambar 5.43	Input beban tekanan angin struktur ( $EW_i$ ) pada jembatan warren truss	94
Gambar 5.44	Input beban tekanan angin struktur ( $EW_s$ ) pada jembatan pratt truss	94
Gambar 5.45	Input beban tekanan angin struktur ( $EW_i$ ) pada jembatan pratt truss	95
Gambar 5.46	Input beban tekanan angin struktur ( $EW_s$ ) pada jembatan k truss	95
Gambar 5.47	Input beban tekanan angin struktur ( $EW_i$ ) pada jembatan k truss	96
Gambar 5.48	Peta respon spektra percepatan di batuan dasar (PGA)	98
Gambar 5.49	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik	99
Gambar 5.50	Peta respon spektra percepatan 1 detik	101
Gambar 5.51	Grafik respon spektrum	103
Gambar 5.52	Dimensi pilar	103
Gambar 5.53	Input pembebanan gempa pada jembatan warren truss (EQ)	109
Gambar 5.54	Input pembebanan gempa pada jembatan pratt truss (EQ)	109
Gambar 5.55	Input pembebanan gempa pada jembatan k truss (EQ)	110
Gambar 5.56	Penomoran rangka gelagar melintang, gelagar memanjang dan ikatan angin bawah jembatan warren truss	113
Gambar 5.57	Penomoran rangka ikatan angin atas dan strut jembatan warren truss	113

Gambar 5.58 Penomoran rangka batang atas, batang bawah dan batang diagonal jembatan warren truss	114
Gambar 5.59 Diagram NFD kuat I pada jembatan warren truss 3D	115
Gambar 5.60 Diagram BM3D kuat I pada jembatan warren truss 3D	115
Gambar 5.61 Penomoran rangka gelagar melintang, gelagar memanjang dan ikatan angin bawah jembatan pratt truss	117
Gambar 5.62 Penomoran rangka ikatan angin atas dan strut jembatan pratt truss	117
Gambar 5.63 Penomoran rangka batang atas, batang bawah dan batang diagonal jembatan pratt truss	118
Gambar 5.64 Diagram NFD kuat I pada jembatan pratt truss 3D	119
Gambar 5.65 Diagram BM3D kuat I pada jembatan pratt truss 3D	119
Gambar 5.66 Penomoran rangka gelagar melintang, gelagar memanjang dan ikatan angin bawah jembatan k truss	121
Gambar 5.67 Penomoran rangka ikatan angin atas dan strut jembatan k truss	121
Gambar 5.68 Penomoran rangka batang atas, batang bawah dan batang diagonal jembatan k truss	122
Gambar 5.69 Diagram NFD kuat I pada jembatan k truss 3D	123
Gambar 5.70 Diagram BM3D kuat I pada jembatan k truss 3D	123
Gambar 5.71 Distribusi tegangan kondisi leleh	156
Gambar 5.72 Diagram <i>lateral bracing</i> pada elemen lentur	158
Gambar 5.73 Diagram berat jembatan rangka baja	164
Gambar 5.74 Lendutan maksimum jembatan warren	167
Gambar 5.75 Lendutan maksimum jembatan pratt	168
Gambar 5.76 Lendutan maksimum jembatan k	168
Gambar 5.77 Diagram perbandingan lendutan yang terjadi pada masing-masing tipe jembatan	169
Gambar 5.78 Diagram berat dan lendutan jembatan rangka baja	171

## DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

$m$	= Satuan panjang meter (m)
$mm$	= Satuan panjang milimeter (mm)
$E$	= Modulus elastisitas baja , 200000 (MPa)
$G$	= Modulus elastis geser baja, 772000 (Mpa)
$\alpha$	= Koefisien muai panjang baja, $1,4 \times 10^{-5}/^{\circ}C$
$\sigma$	= Tegangan baja (N/mm)
$\varepsilon$	= Regangan baja yang terjadi (mm)
$p$	= Intensitas kendaraan pada beban garis terpusat, 4,90 (kN/m)
$q$	= Intensitas beban terbagi merata dalam arah memanjang jembatan (kPa)
$L$	= Panjang total jembatan (m)
BGT	= Beban garis terpusat
BTR	= Beban terbagi rata
FDB	= Faktor beban dinamis (%)
$T$	= Beban roda kendaraan truk (kN)
$V_B$	= Kecepatan dasar angin , 90-126 km/jam pada elevasi 1000 mm
$V_{DZ}$	= kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, $Z$ (km/jam)
$V_{10}$	= kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaantanh atau diatas permukaan air rencana (km/jam)
$Z$	= elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ( $Z > 10000$ mm)
$V_0$	= kecepatan gesekan angin (km/jam)
$Z_0$	= panjang gesekan di hulu jembatan (mm)
$P_B$	= Tekanan angin dasar (MPa)
EQ	= Gaya gempa horizontal statis (kN)
$C_{sm}$	= Koefisien respon elastic

$R$	= Faktor modifikasi respon
$W_t$	= berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN)
$\eta_i$	= Faktor pengubah respon
$\gamma_i$	= Faktor beban
$Q_i$	= Gaya atau beban yang berkerja pada jembatan (kN)
$F_y$	= Tegangan leleh minimum yang disyaratkan (MPa)
$A_g$	= Luas bruto dari komponen struktur ( $\text{mm}^2$ )
$\phi_t$	= Faktor ketahanan tarik, (0,9)
$F_u$	= Kuat tarik minimum yang disyaratkan (MPa)
$A_e$	= Luas neto efektif ( $\text{mm}^2$ )
$A_n$	= Luas neto dari komponen struktur ( $\text{mm}^2$ )
$U$	= Faktor <i>shear lag</i>
$K$	= Faktor panjang efektif
$L$	= Panjang bentang (mm)
$r$	= Jari-jari girasi
$C_w$	= Konstanta pilin
$J$	= Konstanta torsi ( $\text{mm}^4$ )
$Z_x$	= Modulus penampang plastis di sumbu x ( $\text{mm}^3$ )
$L_b$	= Panjang antar titik, baik yang di bresing melawan perpindahan lateral sayap tekan atau bresing melawan putir penampang melintang (mm)
$L_p$	= Panjang antar titik, baik yang di bresing melawan perpindahan lateral sayap tekan atau bresing melawan putir penampang melintang (mm)
$L_r$	= Pembatasan panjang yang tidak dibresing secara lateral untuk kondisi tekuk torsi-lateral (mm)
$C_b$	= Faktor modifikasi tekuk torsi-lateral untuk diagram momen nonmerata bila kedua ujung segmen yang dibresing
$M_{maks}$	= Nilai mutlak momen maksimum dalam segmen tanpa dibresing (N-mm)

- $M_A$  = Nilai mutlak momen pada titik seperempat dari segmen tanpa dibreiseng (N-mm)
- $M_B$  = Nilai mutlak momen pada sumbu segmen tanpa dibreiseng (N-mm)
- $M_C$  = Nilai mutlak momen pada titik tiga-perempat dari segmen tanpa dibreiseng (N-mm)
- $S_x$  = Modulus penampang elastis di sumbu x ( $\text{mm}^3$ )
- $h_0$  = Jarak antara titik bersayap (mm)
- $I_x, I_y$  = Inersia momen di sumbu utama ( $\text{mm}^4$ )
- $h_{\text{slab}}$  = Tebal pelat beton (mm)
- $\gamma_c$  = Berat jenis beton ( $\text{kN/m}^3$ )
- $\gamma_a$  = Berat jenis asphal ( $\text{kN/m}^3$ )
- $\gamma_w$  = Berat jenis air ( $\text{kN/m}^3$ )

## ABSTRAK

Indonesia merupakan negara berkembang di ranah infrastruktur untuk kesejahteraan masyarakat salah satunya adalah jembatan. Jembatan merupakan salah satu sarana transportasi yang banyak ditemukan di Indonesia yang berperan sebagai sarana transportasi yang sangat penting untuk menyebrangi sungai, menghubungkan satu sisi ke sisi yang lain jurang, jalan raya ataupun rel kereta api. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh model tipe jembatan struktur rangka baja terhadap berat, lendutan dan efisiensinya. Manfaat penelitian ini diharapkan dapat memberikan pandangan analitik untuk perencanaan pembangunan jembatan khususnya jembatan rangka baja. Metode yang digunakan dalam penelitian ini adalah analisis terhadap tiap-tiap model tipe jembatan dan membandingkan hasilnya perhitungan analisis menggunakan bantuan *software CIS SAP2000* dan *ms Exel*. Penelitian ini menggunakan tiga tipe jembatan k, pratt dan warren dengan rangka baja yang digunakan adalah *wide flange (wf)*. Berat jembatan dinyatakan sebagai nilai dari pekerjaan sedangkan lendutan sebagai kekuatan dari strukturnya membandingkan dari keduanya sehingga didapatkan tipe jembatan yang ekonomis dan mampu menahan gaya yang terjadi. Hasil dari penelitian ini didapatkan berat terbesar dimiliki jembatan tipe k 2172,176 kN dan teringan dimiliki jembatan tipe pratt 1852,980 kN, Lendutan terbesar dialami jembatan tipe pratt 0,186 m dan lendutan terkecil jembatan tipe k 0,147m. Jembatan tipe pratt merupakan jembatan yang lebih efisien digunakan berdasarkan berat 1850,733 kN dengan lendutan 0,186 m

**Kata Kunci :** Jembatan rangka baja, berat, lendutan, efisiensi, tipe jembatan

## **ABSTRACT**

*Indonesia is a developing country in terms of infrastructure for the welfare of the community, one of which is a bridge. Bridges are one of the most common means of transportation in Indonesia, which act as a very important means of transportation to cross rivers, connecting one side to the other side of ravines, roads or railroads. This study aims to determine the effect of the steel frame structure bridge type model on its weight, deflection and efficiency. The benefits of this research are expected to provide an analytical view for the planning of bridge construction, especially steel frame bridges. The method used in this research is an analysis of each bridge type model and compare the results of the analysis calculations using the software CIS SAP2000 and MS Excel. This study uses three types of bridges k, pratt and warren with the steel frame used is wide flange (wf). The weight of the bridge is expressed as the value of the work while the deflection as the strength of the structure compares the two so that an economical bridge type is obtained and is able to withstand the forces that occur. The results of this study showed that the largest weight was owned by the type k bridge 2172.176 kN and the lightest was owned by the pratt type bridge 1852.980 kN. The largest deflection was experienced by the type k bridge 0.186 m and the smallest deflection was the type k bridge 0.147 m. The Pratt type bridge is a bridge that is more efficient to use based on a weight of 1850,733 kN with a deflection of 0.186 m*

**Keywords :** *Truss steel bridge, weight, deflection, efficient, bidge type.*

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Indonesia pada era industri 4.0 terus melakukan pembangunan sarana maupun prasarana. Pembangunan infrastruktur gedung maupun jalan sangat diperhatikan untuk mendukung perekonomian, sosial budaya dan pengembangan wilayah. Infrastruktur jalan sangat menopang untuk perkembangan tersebut sebagai sarana untuk melakukan transaksi di bidang perekonomian maupun sebagai akses berpindah tempat. Jembatan merupakan salah satu infrastruktur yang berperan penting dalam hal tersebut.

Jembatan merupakan suatu struktur yang dibuat sebagai sarana transportasi untuk menyebrangi sungai, menghubungkan satu sisi ke sisi yang lain jurang, jalan raya ataupun rel kereta api. Terdapat berbagai jenis jembatan berdasarkan materialnya seperti jembatan kayu (*log bridge*), jembatan baja (*steel bridge*), jembatan beton (*concrete bridge*) dan jembatan beton prategang (*prestressed concrete bridge*). Jembatan rangka baja merupakan sebuah konstruksi yang terdiri dari susunan batang-batang baja yang membentuk triangular yang disambungkan pada titik buhul.

Diantara tipe jembatan rangka baja adalah tipe warren, pratt dan K truss. Pada umumnya jembatan rangka tipe warren tidak memiliki batang vertikal. Tipe Pratt berbeda dengan tipe warren. Pada tipe pratt memiliki batang vertikal serta batang diagonal yang miring ke bawah seiring mendekati tengah bentang struktur rangka batang (Kassimali, 1993). K truss adalah jenis jembatan rangka yang pada struktur utamanya (gelagar induk) berbentuk huruf k, dimana batang tekan berfungsi menyalurkan beban dan pengikat pada batang Tarik (vertikal) (Dr. Ir. Bambang Supriyadi dan Agus Setyo Muntohar, S.T., 2007).

Dari berbagai tipe jembatan rangka baja tersebut memiliki kekurangan dan kelebihan masing-masing seperti berat struktur, gaya dalam yang terjadi terlebih di

Indonesia pembangunan jembatan harus sesuai dengan peraturan yang baku. Gaya dalam yang terjadi yang dihasilkan pasti akan berbeda di setiap tipe jembatannya maka dari itu penulis ingin melakukan penelitian tentang “Analisis Jembatan Rangka Baja Tipe K Truss, Pratt Truss Dan Warren Truss”.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Berdasarkan latar belakang diatas, maka rumusan masalah dari “Analisis Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe K-Truss, Pratt Truss Dan Warren Truss” adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana pengaruh model tipe jembatan terhadap berat struktur ?
2. Bagaimana pengaruh model tipe jembatan terhadap lendutan struktur?
3. Bagaimana efisiensi antara msing-masing tipe jembatan?

## **1.3 Tujuan Penelitian**

Tujuan dari analisis ini adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui pengaruh model tipe jembatan terhadap berat struktur.
2. Mengetahui pengaruh model tipe jembatan terhadap lendutan struktur.
3. Mengetahui efesiensi masing-masing tipe jembatan berdasarkan hasil dari analisis yang dilakukan.

## **1.4 Manfaat Penelitian**

Manfaat bagi penulis dari tugas akhir ini adalah dapat menghitung dan menganalisis struktur rangka baja jembatan tipe warren, pratt dan K truss serta membandingkan hasilnya.

Sedangkan untuk dunia industri pembangunan diharapkan dapat memberikan pandangan analitik tentang perencanaan pembangunan jembatan tipe warren, pratt dan k truss serta pertimbangan untuk menggunakannya.

## **1.5 Batasan Penelitian**

Batasan penelitian diperlukan agar penelitian sesuai dan terfokus pada tujuan yang telah direncanakan . Batasan penelitian sebagai berikut:

1. Jembatan yang menjadi objek analisis adalah jembatan rangka baja tipe warren, pratt dan k truss.
2. Jenis lantai laju kendaraan adalah lantai bawah.
3. Tiga variasi permodelan struktur dengan frame dan truss dengan tinggi 7 m.
4. Bentang jembatan 60 meter dengan Panjang tiap segmen 5 meter.
5. Desain elemen struktur baja menggunakan LRFD (*Load Resistance Factor Design*).
6. Elemen rangka utama menggunakan profil WF (*wide flange*).
7. Perhitungan menggunakan bantuan software SAP2000 dan Microsoft Exel.
8. Gaya yang ditinjau hanya gaya aksial dan momen pada batang bawah, batang atas, batang diagonal dan batang vertikal.
9. Perencanaan struktur baja mengacu pada Rancangan Standard Nasional Indonesia (RSNI T-03-2005).
10. Pembebanan gempa menggunakan respon spektrum yang mengacu pada Standard Nasional Indonesia (SNI 1726: 2019 dan SNI 2833:2016).
11. Standar pembebanan pada jembatan mengacu pada peraturan Standard Nasional Indonesia (SNI 1725:2016) dan Rancangan Standard Nasional Indonesia (RSNI T-02-2005).
12. Efisiensi hanya mengacu pada perbandingan berat dan lendutan.
13. Perencanaan ini tidak menghitung struktur bawah jembatan.
14. Perencanaan ini tidak menghitung aliran sungai.
15. Penulisan tugas akhir ini tidak membahas metode pelaksanaan jembatan.
16. Sambungan rangka baja tidak diperhitungkan.
17. Fokus pada lendutan maksimum tiap jembatan.
18. Perencanaan ini tidak menghitung RAB (Renacana Anggaran Biaya) bangunan.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Tinjauan Pustaka**

Sebagai bahan pertimbangan untuk melaksanakan penelitian ini dicantumkan beberapa hasil dari penelitian yang telah dilaksanakan. Penelitian tersebut adalah sebagai berikut ini.

##### **2.1.1 Arifin Dkk (2016) “Pengaruh Konfigurasi Rangka Dan Optimasi Terhadap Kinerja Pada Struktur Jembatan Rangka Baja”**

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui pengaruh berbagai konfigurasi jembatan rangka baja dan optimasi profil terhadap kinerja jembatan rangka baja. Terhadap beberapa tipe jembatan antara lain warren truss, pratt truss, howe truss dan k truss dengan dimensi bentang 6 m Panjang per segmen 0,5 m dan tinggi 0,5 m . Penelitian ini menggunakan metode numerik dan data material berdasarkan data dari hasil uji laboratorium serta menggunakan acuan RSNI-T-03-2005.

Berdasarkan hasil dari penelitian tersebut didapatkan bahwa tipe K truss merupakan tipe jembatan terberat 154,475 kg dan memiliki lendutan terkecil sebesar 2,556 mm . lendutan terbesar terjadi pada tipe pratt 3,632 mm dan jembatan tipe howe memberikan nilai efficiency ratio terbesar dengan perbandingan lendutan dan beratnya 57,387.

##### **2.1.2 AKH. Taufik Hidayat (2016) “Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Type (K-Truss) Dengan Menggunakan Metode LRFD di Jembatan Kalilanang, Desa Pandanrejo, Kecamatan Bumiaji, Kota Batu”**

Penelitian ini bertujuan untuk dapat merencanakan struktur jembatan rangka baja dengan bentang 40 m panjang persegmen 5 m dan dapat mengetahui nilai perencanaan struktur atas jembatan baja tipe k-truss serta mengetahui volume bahan

yang diperlukan. Pada perencanaan ini menggunakan metode LRFD RSNI T-02-2005 untuk pembebanannya, Analisa profil menggunakan SNI 03-1729-2002, RSNI T-03-2005 dan LRFD. Peneliti merencanakan dan menghitung statika jembatan secara 3D menggunakan Staad Pro.

Hasil dari perencanaan ini berdasarkan Analisa struktur bangunan atas jembatan yang telah dilakukan diperoleh data -data hasil perhitungan serta gambar perencanaan jembatan. Profil untuk gelagar memanjang WF 300x150x6,5x9, untuk gelagar melintang menggunakan profil WF 100x100x6x8 sebagai pengaku, 2L100x100x10 sebagai pengikat angin bagian atas dan 2L100x100x10 sebagai ikatan angin bagian bawah serta perletakan jembatan Kalilanang menggunakan sendi dan roll.

### 2.1.3 Endah Atikah (2018) “Analisis Variasi Tinggi Rangka Batang Peda Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt”

Tujuan dari penelitian adalah mengetahui pengaruh perbedaan tinggi batang vertikal dan tipikal permodelan terhadap respon struktur, berat struktur dan lendutan struktur. Objek yang diteliti adalah jembatan rangka baja tipe pratt menggunakan profil baja Wide Flange (WF) dengan Panjang bentang 60 meter, lebar 9 meter dan variasi tinggi batang vertikal 6m, 7m, 7,5m dan 8 m angka tinggi jembatan berdasarkan tinggi rangka jembatan yang sering dipakai di Indonesia.

Penelitian ini menggunakan peraturan pembebanan RSNI T-02-2005, untuk kapasitas profil menggunakan SNI 1729-2015.

Hasil dari analisis menunjukkan bahwa gaya aksial dan momen yang terjadi pada struktur secara garis besar menurun seiring dengan bertambahnya tinggi batang vertikal, berat struktur dan lendutan mengalami penurunan seiring dengan bertambahnya tinggi batang vertikal. Pemilihan profil sangat berpengaruh pada berat struktur. Lendutan maksimum yang terjadi dengan Panjang batang vertikal 6 m sebesar 0.184 m, 7 m sebesar 0,166 m, 7,5 m sebesar 0,160 m dan 8 m sebesar 0,156 m.

2.1.4 Desiana Budi Lestari Dkk (2019) “Efektivitas Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe K-Truss Dibanding Dengan Tipe Warren Truss (Studi Kasus Jembatan Lengkung, Kabupaten Sukoharjo)”

Penelitian ini bertujuan untuk melakukan perbandingan perencanaan jembatan Lengkung tipe warren dengan perencanaan ulang jembatan Lengkung dengan tipe k-truss. Dengan dimensi jembatan memiliki bentang 125 m dengan panjang segmen tengah yang diambil untuk penelitian 55 m dan lebar 4,95 m. penelitian dilakukan dengan melakukan perbandingan analisis terhadap jembatan rangka baja eksisting dengan tipe warren truss dengan perencanaan ulang tipe k-truss. Perbandingan dilakukan dengan menghitung besaran safety factor pada jembatan eksisting. Penelitian ini menggunakan peraturan pembebanan SNI 1725-2016, analisis beban gempa pada peta 2017, analisis elemen rangka baja RSNI T-03-2005, dan peraturan beban terhadap gempa SNI 2833-2016.

Hasil dari penelitian ini berdasarkan hasil rekapitulasi grafik dan table bahwa jembatan tipe k-truss memiliki gaya dalam, safety factor dan sambungan baut yang lebih tinggi dari jembatan rangka tipe warren. Sehingga dapat disimpulkan bahwa jembatan rangka baja tipe k-truss tidak lebih efisien dari jembatan rangka tipe warren truss.

## 2.2 Perbandingan Penelitian

Perbandingan penelitian dapat dilihat pada table 2.1 berikut ini

**Tabal 2.1 perbandingan antara penelitian terdahulu dengan penelitian yang akan dilakukan**

Uraian	Penelitian Terdahulu				Penelitian yang akan dilaksanakan
	Peneliti	Arifin dkk (2016)	Hidayat (2016)	Atikah (2018)	
Judul Penelitian	Pengaruh Konfigurasi Rangka Dan Optimasi Terhadap Kinerja Pada Struktur Jembatan Rangka Baja	Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe (K-Truss) Dengan Menggunakan Metode LRFD di Jembatan Kalilanang, Desa Pandanrejo, Kecamatan Bumiaji, Kota Batu	Analisis Variasi Tinggi Rangka Batang Pada Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt	Efektivitas Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe K-Truss Dibanding Dengan Tipe Warren Truss (Studi Kasus Jembatan Lengking, Kabupaten Sukoharjo)	Analisis Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe K-Truss, Pratt Truss Dan Warren Truss
Objek	Jembatan Rangka Baja tipe warren, pratt, howe dan k-truss	Jembatan Baja Tipe K-truss	Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt	Jembatan Rangka Baja tipe warren dan k-truss	Jembatan Rangka Baja Tipe Warren, pratt dan k-truss
Metode	Numerik	Desain Struktur	Analisis Struktur	Analisis Struktur	Analisis Struktur
Lokasi	Malang	Kota Batu	Yogyakarta	Sukoharjo	yogyakarta
Panjang bentang	6 meter	40 meter	60 meter	55 meter	60 meter
Acuan pembebanan jembatan	-	RSNI T-02-2005	RSNI T-02-2005	SNI 1725-2016	RSNI T-02-2005 dan SNI 1725-2016

Lanjutan tabel 2.1 perbandingan antara penelitian terdahulu dengan penelitian yang akan dilakukan

Uraian	Penelitian Terdahulu				Penelitian yang akan dilaksanakan
Peneliti	Arifin dkk (2016)	Hidayat (2016)	Atikah (2018)	Lestari dkk (2019)	Penulis
Hasil Penelitian	bahwa tipe K truss merupakan tipe jembatan terberat 154,4754 kg dan memiliki lendutan terkecil sebesar 2,556 mm . lendutan terbesar terjadi pada tipe pratt 3,632 mm dan jembatan tipe howe memberikan nilai efficiency ratio terbesar dengan perbandingan lendutan dan beratnya 57,387.	Hasil dari perencanaan ini berdasarkan Analisa struktur bangunan atas jembatan yang telah dilakukan diperoleh data -data hasil perhitungan serta gambar perencanaan jembatan	gaya aksial dan momen yang terjadi pada struktur secara garis besar menurun seiring dengan bertambahnya tinggi batang vertikal, berat struktur dan lendutan mengalami penurunan seiring dengan bertambahnya tinggi batang vertikal dan lendutan yang terjadi berkurang seiring bertambahnya tinggi batang vertikal jembatan	jembatan tipe k-truss memiliki gaya dalam, safety factor dan sambungan baut yang lebih tinggi dari jembatan rangka tipe warren	-

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Tinjauan Umum**

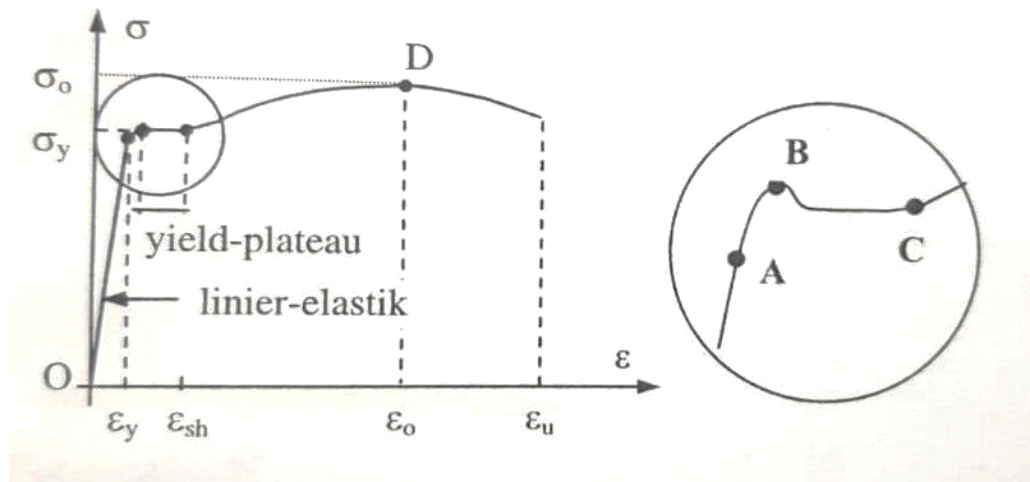
Jembatan merupakan salah satu konstruksi umum yang sangat sering dibangun sebagai sarana untuk mempermudah akses transportasi melewati dan menyebrangi rintangan yang ada seperti sungai, lembah ataupun menghubungkan antara tepi jurang yang satu ketepi jurang yang bersebrangan guna memperpendek lintasan transportasi baik lintasan lalu-lintas, pejalan kaki dan lintasan kereta api. Jembatan sendiri memiliki bagian yang secara umum dibagi atas dua bagian utama struktur atas (*upperstructure*) dan struktur bawah (*substructure*).

#### **3.2 Material Baja**

Bahan material baja unggul jika ditinjau dari segi kekuatan, kekakuan, dan daktilitasnya. Selain itu, kelebihan material baja dibandingkan dengan material lainnya adalah karena material tersebut buatan pabrik, yang tentunya mempunyai kontrol produksi yang baik, dan sebagai akibatnya mutu produknya terjaga. Tinjauan dari segi kekuatan, kekakuan dan daktilitas sangat cocok dipakai untuk mengevaluasi struktur yang memikul pembebanan (Dewobroto, 2016).

Baja merupakan material paduan besi dengan karbon, dengan kandungan karbon yang lebih sedikit dibandingkan dengan besi tuang. Pembentukan baja sendiri dengan proses pembersihan bahan pada temperatur tinggi, dengan menggunakan proses dapur -tinggi dengan bahan besi (fe) dan karbon (c) serta campuran bahan lainnya.

Berdasarkan sifat baja yang daktil baja menjadi salah satu pilihan untuk bahan bangunan. Baja tidak hanya memiliki sifat daktil tetapi juga kuat. Selain sifat baja yang daktil dan kuat untuk menjadi bahan bangunan juga perlu memiliki sifat kekakuan. Berikut ini adalah gambar diagram hubungan tegangan-ragangan dari material baja.



**Gambar 3.1 Diagram Tegangan ( $\sigma$ ) -Regangan ( $\epsilon$ ) Baja**

(sumber: Pawirodikromo, 2014)

Berdasarkan gambar diatas daerah linear antara titik 0 dan A, dalam hal ini berlaku hukum hooke, kemiringan linear tersebut disebut sebagai Modulus Elastisitas atau Modulus Young, ( $E = \sigma/\epsilon$ ). Daerah elastis antara 0 dan B, pada daerah ini apabila beban dihilangkan benda uji akan Kembali kebentuk semula atau dikatakan benda uji tersebut masih bersifat elastis. Apabila beban ditambahkan akan mencapai tegangan leleh. Daerah plastis antara titik B dan C adalah daerah dimana telah mencapai tegangan leleh (*yield plateau*). Setelah regangan mencapai titik C, maka terjadi peningkatan tegangan akibat *strain hardening* sehingga mencapai titik tegangan ultimit  $\sigma_0$  pada titik D dan kemudian diikuti dengan pengecilan penampang (kontraksi luasan penampang) dan kemudian benda uji putus.

Dalam perencanaan struktur baja, SNI 1729-2015 mengambil sifat mekanik dari material baja tersebut antara lain:

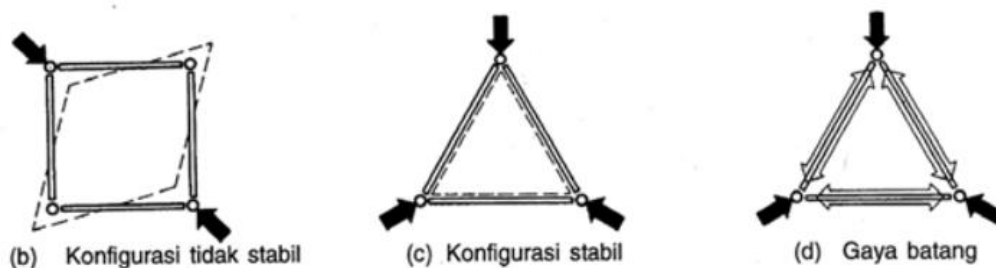
Modulus Elastisitas,  $E$  = 200.000 MPa

Modulus Geser,  $G$  = 77.200 MPa

Koefisien muai Panjang,  $\alpha$  =  $1,4 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

### 3.3 Struktur Rangka Batang

Struktur rangka batang adalah struktur yang terdiri dari elemen-elemen batang yang disambung membentuk geometri tertentu, sehingga bila dibetikan beban pada titik buhulnya (titik pertemuan antar batang), maka struktur tersebut akan menyalurkan beban ke tumpuan sebagai gaya aksial (tarik atau tekan) pada batang-batangnya (Dewantoro, 2017). Struktur rangka batang yang menyusun geometri segitiga dianggap lebih stabil dibanding bentuk bujur sangkar. Berikut adalah gambar konfigurasi kestabilan rangka batang.



**Gambar 3.2 Susunan Rangka Batang Yang Stabil dan Tidak Stabil**

(Sumber: Schodek, 1999)

Prinsip yang mendasari struktur rangka batang bentuk segitiga lebih stabil pada saat struktur rangka berbentuk bujur sangkar seperti terlihat pada gambar 3.2 (a) diberi beban maka akan terjadi deformasi masif dengan perubahan sudut yang besar di satruktur rangka tersebut sehingga menjadi struktur yang tidak stabil, struktur yang tidak stabil akan mengalami mekanisme keruntuhan (*collapse*). Namun untuk stuktur rangka batang segitiga seperti pada gambar 3.2 (b) apabila diberi beban terjadi deformasi yang relatif sehingga struktur tersebut stabil dan tidak mengalami mekanisme keruntuhan.

Pada rangkaian struktur yang stabil gaya eksternal yang berkerja pada titik pertemuan (*joint*) gaya tersebut akan terdistribusi ke setiap elemen-elemen struktur yang ada. Akibatnya Sebagian batang menerima gaya tekan (*compression force*) dan Sebagian menerima gaya tarik (*tension force*). Berbeda dengan gaya lentur (*bending*). Gaya tersebut tidak akan terjadi apabila gaya/beban eksternal tetap barada pada titik pertemuan (*joint*) antara dua rangka batang.

Gaya tekan pada system rangka batang yang menahan beban vertikal biasanya terjadi pada batang tepi atas, sedangkan gaya tarik akan terjadi pada batang tepi bawah. Pada setiap batang akan terjadi gaya tarik atau gaya tekan, hal ini dapat membentuk pola yang berubah-ubah antara gaya tarik dan tekan (Schodek, 1999).

Untuk menentukan struktur rangka batang tersebut bersifat statis dan tidak statis dapat menggunakan rumus berikut ini :

$$m = 2j - r \quad (3.1)$$

dengan,

m = jumlah batang

j = jumlah titik pertemuan (joint)

r = jumlah reaksi

jika  $m = 2j - r$  maka struktur rangka tersebut statis tertentu (stabil)

jika  $m > 2j - r$  maka struktur rangka tersebut statis tak tentu

jika  $m < 2j - r$  maka struktur rangak tersebut tidak stabil

Untuk struktur statis tertentu (stabil) harus memenuhi konsep keseimbangan gaya dimana:

$\Sigma V = 0$  (jumlah gaya vertikal harus = 0)

$\Sigma H = 0$  (jumlah gaya horizontal harus = 0)

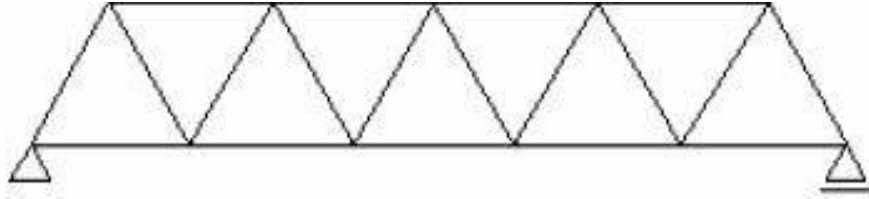
$\Sigma M = 0$  (jumlah momen di suatu titik tertentu harus = 0)

### 3.4 Jembatan Rangka Baja

Jembatan Rangka (*truss bridge*) adalah jembatan yang tersusun dari batang-batang yang dihubungkan satu sama lain dengan pelat buhul, dengan pengikat paku keling, baut atau las. Batang-batang rangka ini hanya memikul gaya aksial tekan atau tarik, tidak seperti pada jembatan gelagar yang memikul gaya-gaya dalam momen lentur dan gaya lintang (Ir. Thamrin Nasution, 2012).

Jembatan struktur rangka baja secara umum dibedakan menjadi beberapa tipe seperti tipe warren truss, howe truss, pratt truss dan k-truss.berikut adalah tipe-tipe jembatan rangka:

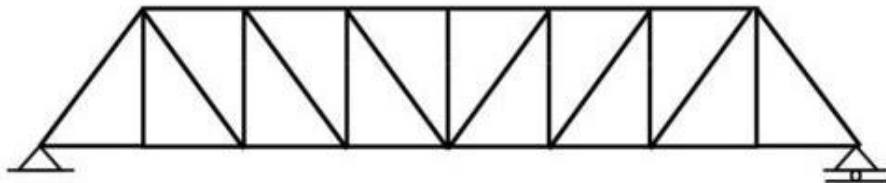
### 1. Jembatan Rangka Tipe Warren



**Gambar 3.3 Warren Truss**

Jembatan rangka tipe warren pertama kali dipatenkan oleh dua British engineers pada tahun 1848 dan diadopsi secara cepat oleh America bridge design. Jembatan tipe ini masih sangat sering digunakan untuk membangun jembatan rangka baja. Struktur utama dibuat bentuk trapesium dan rangka diagonalnya berbentuk segitiga guna menahan gaya aksial dan lateralnya. Pada jembatan ini gaya yang terjadi (tarik dan tekan) akan diterima oleh batang diagonalnya yang membentuk segitiga sama kaki.

### 2. Jembatan Rangka Tipe Pratt

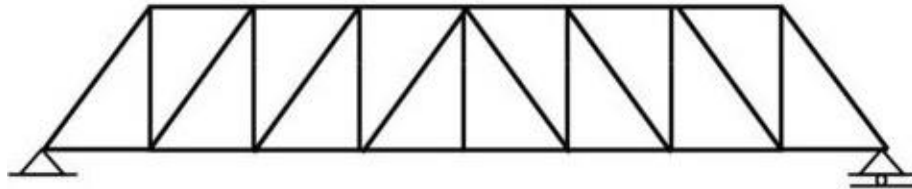


**Gambar 3.4 Pratt Truss**

Jembatan rangka tipe pratt ditemukan oleh Thomas dan Celeb Pratt tahun 1844. Rangka batang tipe ini merupakan rangka batang dengan keberadaan batang vertikal serta diagonal yang miring ke bawah seiring mendekati tengah bentang struktur rangka batang (Kassimali, 1993).

Pada batang diagonalnya hanya menerima gaya tarik (*tension force*) dan pada batang vertikalnya menerima gaya tekan (*compression force*). Tipe jembatan ini memiliki ketahanan gaya tarik yang bagus.

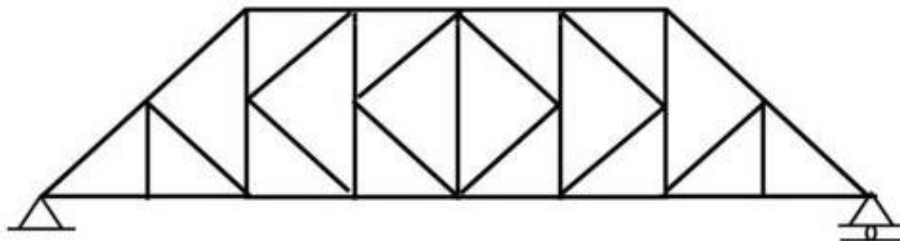
### 3. Jembatan Rangka Tipe Howe



**Gambar 3.5 Howe Truss**

Struktur jembatan rangka howe memiliki dua elem vertikal dan diagonal serta keterbalikan dengan struktur rangka tipe pratt yang mana batang diaonalnya miring ke arah atas seiring mendekati tengah bentang. Sehingga sistem penerimaan gaya yang terjadi berbeda, pada batang vertikal menerima gaya tarik (*tension force*) dan pada batang diagonalnya menerima gaya tekan (*compression force*).

### 4. Jembatan Rangka Tipe K-Truss



**Gambar 3.6 K-Truss**

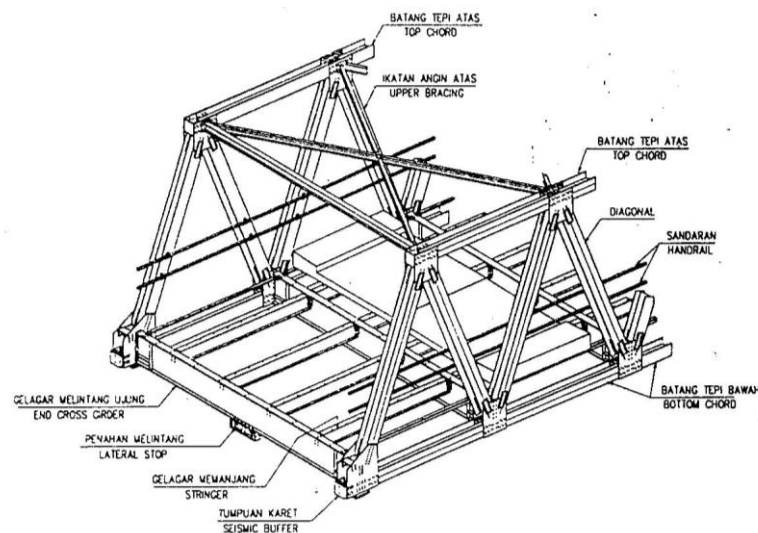
Jembatan rangka tipe k-truss adalah jenis jembatan yang pada struktur utamanya (gelagar induk) berbentuk huruf K, dimana batang tekan berfungsi menyalurkan beban dan pengikat pada batang tarik (vertikal) (Dr. Ir. Bambang Supriyadi dan Agus Setyo Muntohar, S.T., 2007).

Dalam penulisan tugas akhir ini penulis mengambil tipe warren truss, pratt truss dan k-truss karena dinilai sangat umum digunakan di Indonesia. Penggunaan tipe jembatan tersebut untuk mengetahui perbandingan dari optimasi penggunaan jembatan rangka mengingat banyak di daerah Indonesia yang

menggunakan tipe warren truss dibanding tipe pratt dan k-truss dengan menggunakan baja profil yang sama serta panjang bentang dan tinggi sama.

### 3.4.1 Komponen Struktur jembatan

Secara garis besar jembatan memiliki dua komponen struktur utama yaitu struktur atas (*upperstructure*) dan struktur bawah (*substructure*). Pada tugas akhir ini penulis berfokus pada struktur atas jembatan tersebut. Secara umum bagian-bagian dari struktur atas jembatan dapat dilihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 3.7 Struktur Jembatan Rangka Batang**

Bangunan struktur atas jembatan antara lain:

1. Sistem lantai kendaraan, yang merupakan jalur lalu lintas dan merupakan bagian pemikul dan penerus beban ke konstruksi utama. Ada tiga bagian pada sistem lantai kendaraan antara lain:
  - a. Lantai kendaraan.
  - b. Gelagar memanjang/ *stinger*.
  - c. Gelagar melintang/ *cross girder*.
2. Batang rangka, batang diagonal, batang vertikal, Ikatan (*bracing*) dan strut.
3. Perletakan jembatan atau *bearing structure*
4. Bangunan pelengkap diantaranya *expansion joint*, separator dan railing.

### 3.5 Pembebanan

Pada tugas akhir ini untuk pembebanan jembatan mengacu pada peraturan terbaru yaitu Standar Nasional Indonesia (SNI 1725:2016) tentang pembebanan untuk jembatan. Standar ini menetapkan batasan minimum untuk pembebanan dan batasan penggunaan untuk setiap beban, faktor beban dan kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perencanaan jembatan baik jembatan jalan raya, jalur kereta api, penyeberangan orang dan bangunan sekunder yang berkaitan dengan jembatan. Faktor beban yang dimaksud didalam SNI 1725:2016 adalah pengali numerik yang digunakan pada aksi nominal untuk menghitung aksi rencana. Beban yang diatur dalam SNI 1725:2016 ada tiga diantaranya sebagai berikut ini:

1. Beban permanen.
2. Beban lalu lintas
3. Beban lingkungan

#### 3.5.1 Beban Permanen

Beban permanen adalah beban yang berkerja pada jembatan sepanjang waktu yang bersumber dari material yang digunakan dalam pembangunan jembatan serta bangunan skunder yang menempel pada struktur jembatan tersebut.

Massa setiap bagian harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah masa dikalikan denga percepatan gravitasi ( $g$ ). percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah  $9,81 \text{ m/detik}^2$ . Besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan dapat dilihat pada tabel 3.1 berikut ini.

**Tabel 3.1 Berat Isi Untuk Beban Mati**

NO	Bahan	Berat isi ( $\text{kN/m}^3$ )	Kerapatan massa ( $\text{kg/m}^3$ )
1	Lapisan permukaan beraspal ( <i>bituminious 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

**Lanjutan Tabel 3.1 Berat Isi Untuk Beban Mati**

NO	Bahan	Berat isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan massa (kg/m <sup>3</sup> )
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 Standar Pembebanan untuk jembatan

### 3.5.1.1 Berat Sendiri (MS)

Dalam SNI 1725:2016 menyatakan bahwa berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada tabel 3.2 berikut ini.

**Tabel 3.2 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri**

Tipe beban	Factor beban ( $\gamma_{MS}$ )			
	Keadaan batas layan ( $\gamma_{MS}^S$ )		Keadaan batas ultimit ( $\gamma_{MS}^U$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Alumunim	1,00	1,10	0,90
	Beton pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton cor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk jembatan

### 3.5.1.2 Beban Mati Tambahan/ utilitas (MA)

Dalam SNI 1725:2016 menyatakan bahwa beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen nostruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Adapun faktor beban mati tambahan dapat dilihat pada tabel 3.3 berikut ini.

**Tabel 3.3 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan**

Tipe beban	Factor beban ( $\gamma_{MS}$ )			
	Keadaan batas layan ( $\gamma_{MS}^S$ )		Keadaan batas ultimit ( $\gamma_{MS}^U$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 <sup>(1)</sup>	2,00	0,7
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80

Catatan <sup>(1)</sup> : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk jembatan

### 3.5.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas yang digunakan untuk perencanaan jembatan terdiri dari beban lajur (D) dan beban truk (T). Beban lajur (D) yang dimaksud adalah beban yang bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan sehingga menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan dan jumlah total beban tergantung pada lebar jalur kendaraan sedang beban truk (T) adalah satu kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempatkan pada suatu lajur rencana.

Selain beban lajur dan beban truk pembebanan lainnya yang berkaitan dengan lalu lintas adalah gaya rem (TB) dan beban pejalan kaki (TP).

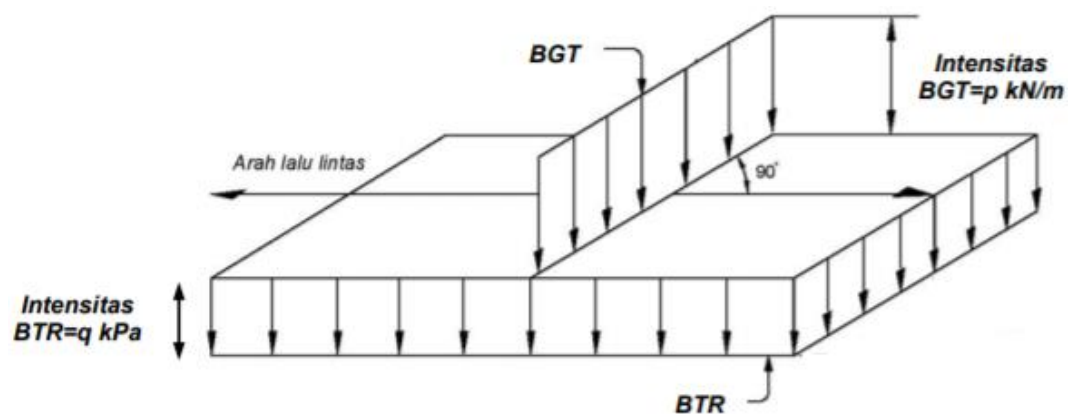
#### 3.5.2.1 Beban Lajur "D" (TD)

Beban lajur "D" terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti yang terlihat pada gambar 3.8. Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur "D" dapat dilihat pada tabel 3.5 berikut ini.

**Tabel 3.4 Faktor Beban Untuk Beban Lajur “D”**

Tipe beban	Jembatan	Factor beban ( $\gamma_{TD}$ )	
		Keadaan batas layan ( $\gamma_{TD}^S$ )	Keadaan batas ultimit ( $\gamma_{TD}^U$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks girder baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan



**Gambar 3.8 Beban Lajur “D”**

(Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk jembatan)

1. Beban Terbagi Rata (BTR)

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas  $q$  kPa dengan besaran  $q$  tergantung panjang total yang terbebani. Perhitungannya dapat menggunakan rumus berikut:

$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m : } q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.2)$$

$$\text{Jika } L > 30 \text{ m : } q = 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \quad (3.3)$$

Dengan,

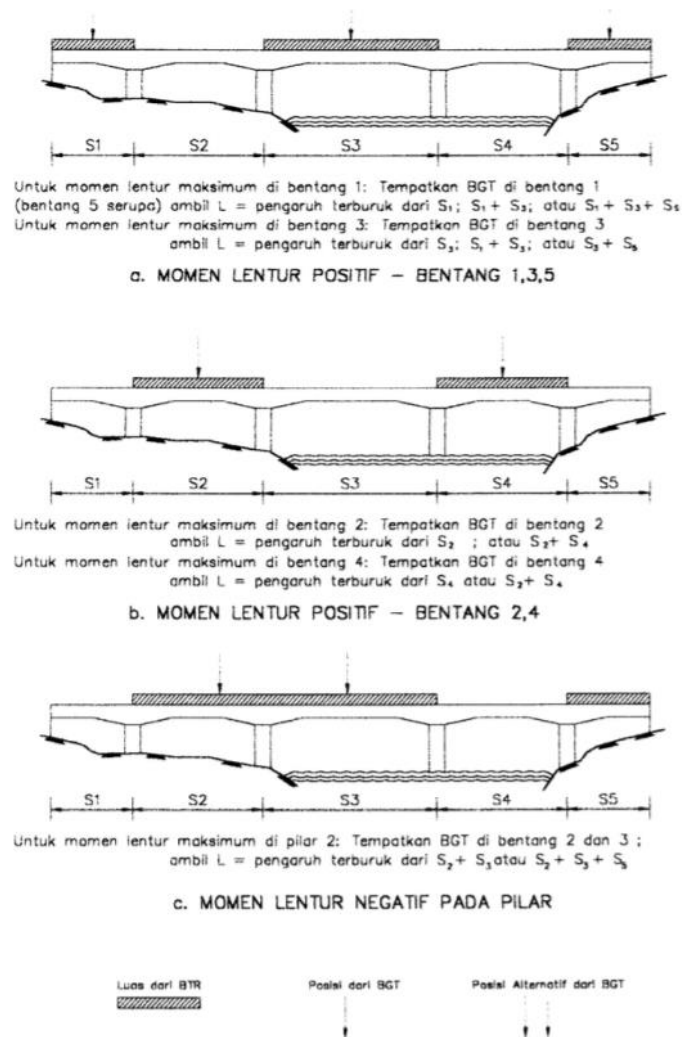
$q$  : Intensitas beban terbagi merata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa).

$L$  : Panjang total jembatan yang terbebani (meter).

## 2. Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban garis terpusat (BGT) diletakkan tegak lurus arah lajur kendaraan dengan intensitas  $p$  kN/m. menurut SNI 1725:2016 besarnya intensitas  $p$  adalah 49,0 kN/m. untuk mendapatkan momen lentur (negatif) maksimum pada jembatan menerus maka beban garis terpusat yang identik diletakkan pada arah melintang di bentang lainnya.

Beban lajur “D” disusun arah melintang lajur kendaan sedemikian rupa untuk menimbulkan momen maksimum. Penyusunan untuk beban lajur dapat dilihat pada gambar 3.4 untuk penempatan alternatif dalam arah memanjang dapat dilihat pada gambar 3.5 berikut ini.



**Gambar 3.9 Alternatif Penempatan Beban “D” Dalam Arah Memanjang**

(Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk jembatan)

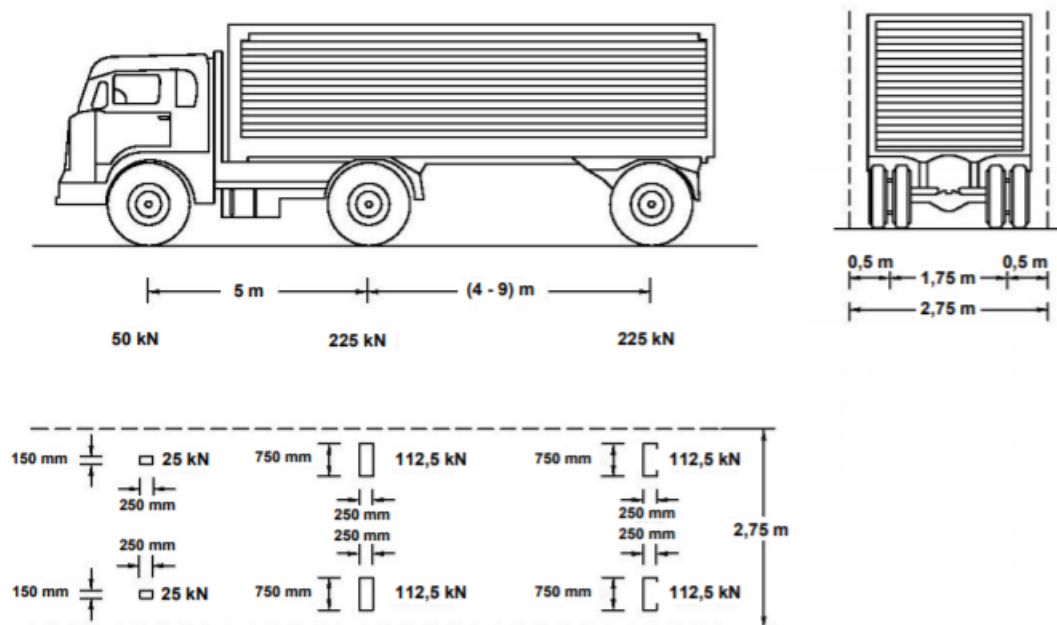
### 3.5.2.2 Beban Truk “T” (TD)

Beban truk “T” tidak dapat digunakan secara bersamaan dengan beban lajur “D”. beban truk dapat digunakan untuk melakukan perhitungan struktur lantai. Berikut adalah faktor beban untuk beban “T” dapat dilihat pada tabel 3.6 dan pembebanan truk dapat dilihat pada gambar 3.6 berikut ini.

**Tabel 3.5 Faktor Beban Untuk Truk “T”**

Tipe beban	Jembatan	Factor beban ( $\gamma_{TT}$ )	
		Keadaan batas layan ( $\gamma_{TT}^S$ )	Keadaan batas ultimit ( $\gamma_{TT}^U$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks girder baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk jembatan



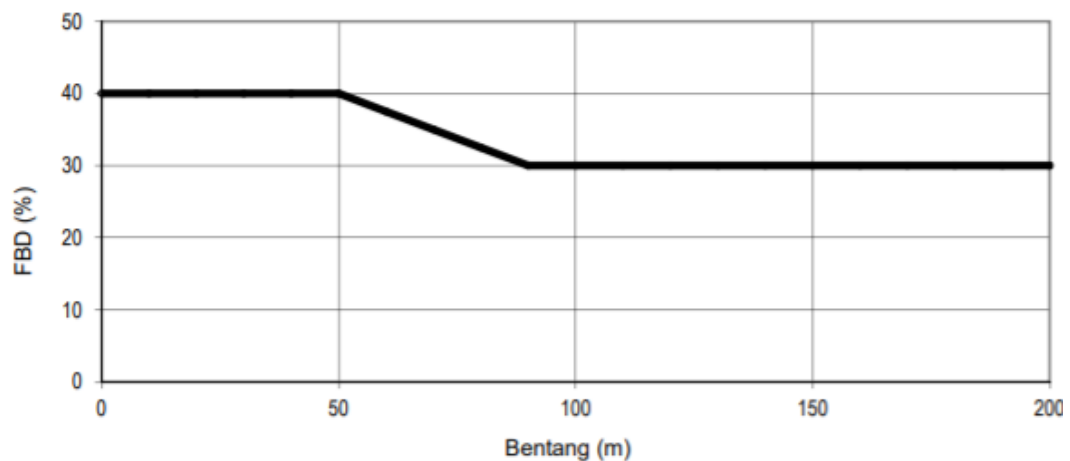
**Gambar 3.10 Pembebanan Truk “T” (500 kN)**

(Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk jembatan)

pembebanan truk “T” terdiri atas kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti terlihat pada gambar 3.6. Berat yang terdapat dari tiap-tiap gandar tersebut didistribusikan menjadi 2 beban merata yang

sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 gandar tersebut dapat diubah-ubah dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.

Faktor beban dinamis (FBD) adalah hasil interaksi kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Besaran FBD tergantung pada frekuensi dasar dan suspensi kendaraan, antara 2 Hz sampai dengan 5 Hz untuk kendaraan berat dan frekuensi dari getaran lentur pada jembatan. Faktor beban dinamis dinamis untuk beban “T” untuk pembebanan lajur “D” dapat dilihat pada gambar 3.7 berikut ini.



**Gambar 3.11 Pembebanan Beban Dinamis Untuk Beban T Untuk Pembebanan Lajur “D”**

(Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk jembatan)

Dalam pendistribusian beban truk dapat diakumulasikan pada lantai jembatan sebesar beban pada titik roda truk dalam kN. Sehingga.

$$P_{TT} = (1 + FDB) \times T \quad (3.4)$$

Dengan,

FBD = Faktor beban dinamis (%)

T = Beban roda kendaraan truk (kN)

### 3.5.2.3 Gaya Rem (TB)

Dalam SNI 1725:2016, gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

1. 25% dari berat gandar truk desain atau,
2. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

Gaya rem harus ditempatkan di semua lajur yang dimuati dengan arah lalu lintas yang sama serta gaya rem harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800mm diatas permukaan jalan pada masing-masing arah memanjang dan dipilih yang memiliki nilai paling besar.

### 3.5.2.4 Beban Pejalan Kaki (TP)

Dalam SNI 1725:2016, semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan.

### 3.5.3 Aksi Lingkungan

Perencanaan jembatan harus memperhitungkan faktor-faktor alam dikarenakan faktor alam yang tidak menentu dan dapat berubah ubah. beban yang terjadi akibat pengaruh yang ditimbulkan oleh alam dan terjadi secara alamiah seperti beban angin dan gempa.

#### 3.5.3.1 Beban Angin (EW)

1. Tekanan Angin Horizontal

Tekanan angin pada standar ini diasumsikan terjadi akibat angin rencana dengan kecepatan dasar ( $V_B$ ) sebesar 90 hingga 126 km/jam dan diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin.

Untuk jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000mm diatas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana ( $V_{DZ}$ ) dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$V_{DZ} = 2,5 V_o \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_o} \right) \quad (3.5)$$

Dengan,

$V_{DZ}$  = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)

$V_{10}$  = kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaan tanah atau diatas permukaan air rencana (km/jam)

$V_B$  = kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000mm

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

$V_o$  = kecepatan gesekan angin (km/jam)

$Z_o$  = panjang gesekan di hulu jembatan (mm)

$V_{10}$  dapat diperoleh dari:

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

**Tabel 3.6 Nilai  $V_o$  dan  $Z_o$  Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu**

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

Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk jembatan

a. Beban Angin Pada Struktur (EWs)

Apabila tidak adanya data yang lebih akurat, maka tekanan angin rencana MPa dapat ditetapkan menggunakan rumus berikut:

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (3.6)$$

Dengan,

$P_B$  = tekanan angin dasar yang ditentukan dalam tabel 3.8 berikut ini,

**Tabel 3.7 Tekanan Angin Dasar**

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

Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk jembatan

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

b. Gaya Angin Pada Kendaraan ( $EW_i$ )

Tekanan angni rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus dirincanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan yang mana tekanan tersebut harus diasumsikan tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Namun, apabila angin tidak bekerja tegak lurus maka komponen yang bekerja tegak lurus ataupun pararel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut dapat dilihat pada tabel 3.9 berikut ini.

**Tabel 3.8 Komponen Beban Angin Yang Bekerja Pada Kendaraan**

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

Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk jembatan

## 2. Tekanan Angin Vertikal

Menurut SNI 1725:2016, jembatan harus mampu memikul beban garis memanjang yang mempresentasikan gaya angin vertikal keatas sebesar  $9,6 \times 10^{-4}$  MPa dikalikan lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar. Gaya ini harus ditinjau hanya untuk keadaan batas kuat III dan layan IV yagn tidak melibatkan anginn kendaraan, dan hanya ditinjau untuk pembebanan dimana arah angin dianggap tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan.

### 3.5.3.2 Pengaruh gempa (SNI 2833:2016)

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun.

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal uyang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastic ( $C_{sm}$ ) dengan berat struktur ekivalen yang dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R) dengan rumus sebagai berikut :

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (3.7)$$

Dengan,

EQ = gaya gempa horizontal statis (kN)

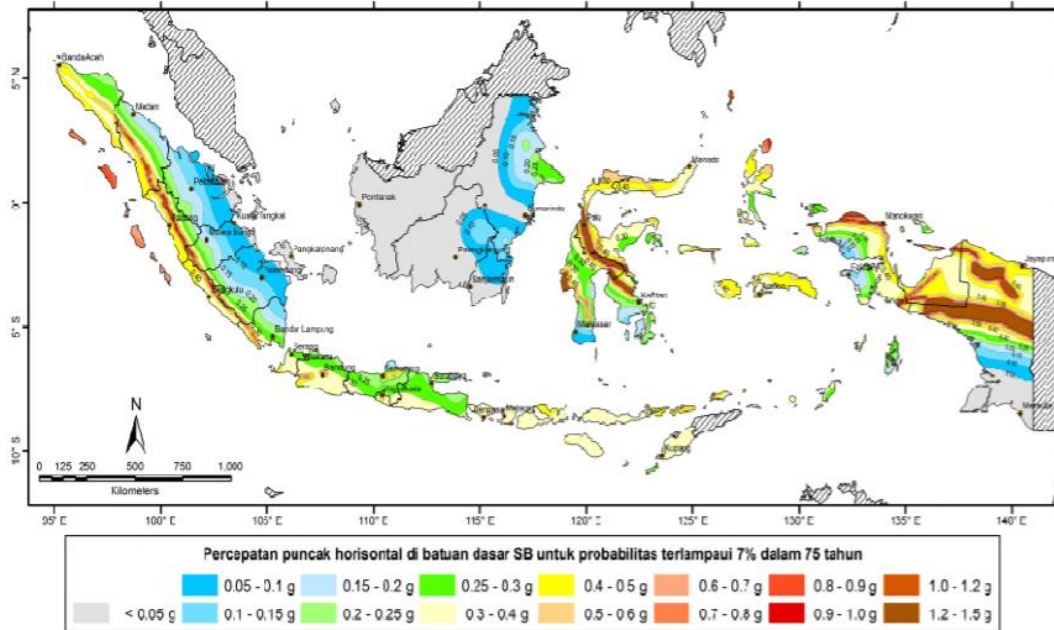
$C_{sm}$  = koefisien respon elastic

R = faktor modifikasi respon

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

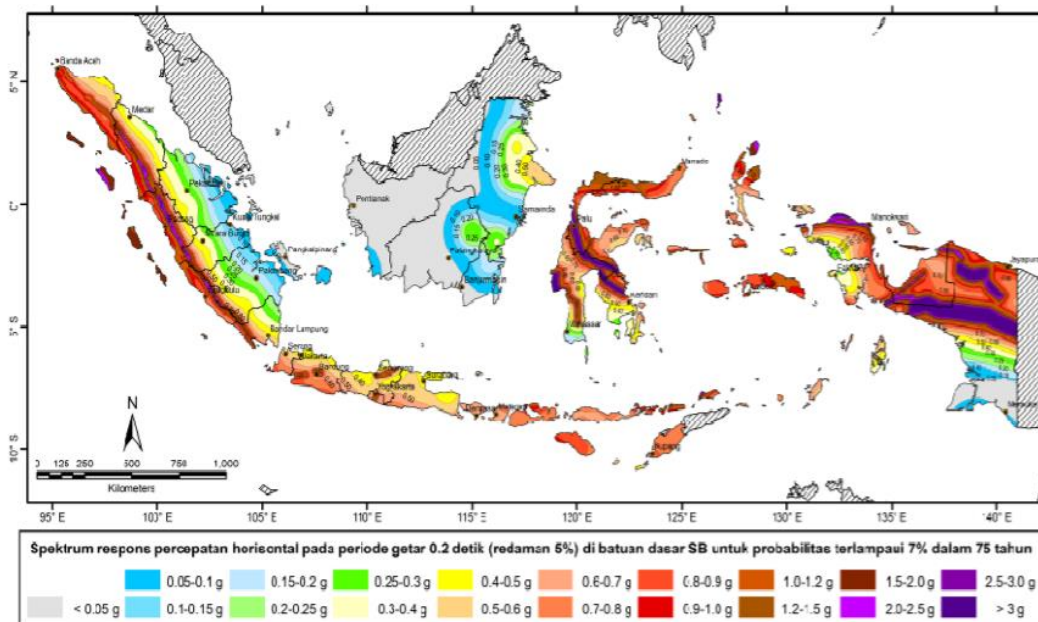
Koefisien respon elastic  $C_{sm}$  diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spectra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan priode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan faktor amplifikasi sesuai dengan kondisi tanah sampai kedalaman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

Peta gempa pada ketentuan ini meliputi peta percepatan puncak batuan dasar (PGA) dan respon spectra percepatan 0,2 ( $S_s$ ) detik dan 1 detik ( $S_1$ )



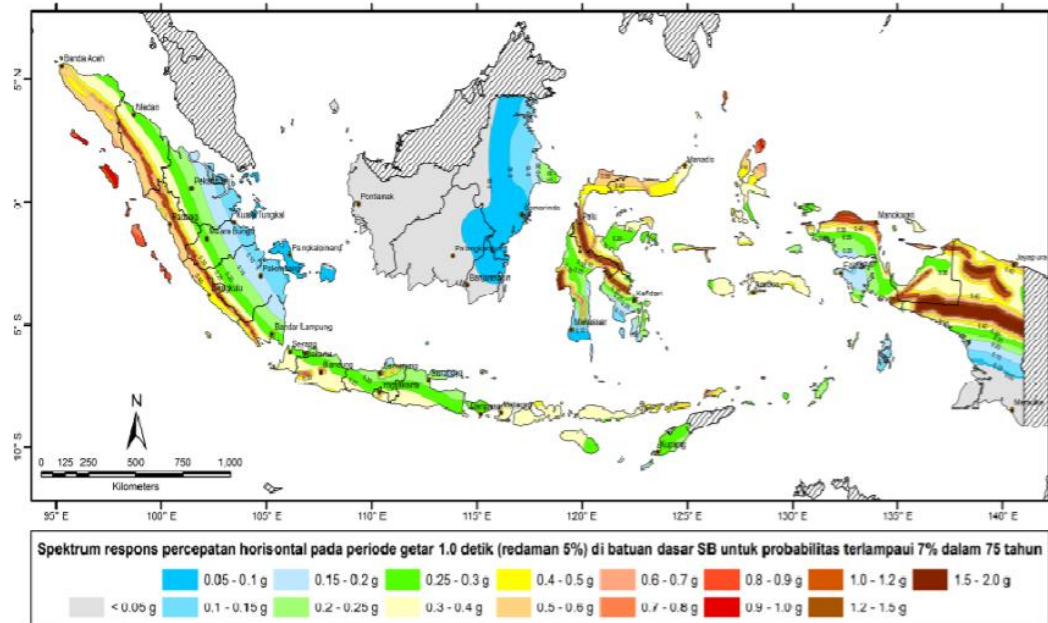
**Gambar 3.12 Peta Percepatan Puncak Di Batuan Dasar (PGA) Untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun**

(Sumber: SNI 2833:2016 Standar perencanaan jembatan terhadap beban gempa)



**Gambar 3.13 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik Di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun**

(Sumber: SNI 2833:2016 Standar perencanaan jembatan terhadap beban gempa)



**Gambar 3.14** Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik Di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun

(Sumber: SNI 2833:2016 Standar perencanaan jembatan terhadap beban gempa)

### 3.6 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Total gaya terfaktor yang digunakan dalam perencanaan harus dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (3.8)$$

Dengan,

$\eta_i$  = faktor pengubah respon

$\gamma_i$  = faktor beban

$Q_i$  = gaya atau beban yang berkerja pada jembatan (kN)

Berikut adalah tabel kombinasi dan faktor beban untuk perencanaan jembatan dapat dilihat pada tabel 3.10.

Tabel 3.9 Kombinasi Beban Dan Faktor Beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW <sub>s</sub>	EW <sub>L</sub>	BF	EU <sub>n</sub>	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	$\gamma_p$	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Kuat II	$\gamma_p$	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Kuat III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Kuat IV	$\gamma_p$	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	$\gamma_p$	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Ekstrem I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	$\gamma_p$	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	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
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	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Daya layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Catatan : -  $\gamma_p$  dapat berupa  $\gamma_{MS}, \gamma_{MA}, \gamma_{TA}, \gamma_{PR}, \gamma_{PL}, \gamma_{SH}$  tergantung beban yang ditinjau

-  $\gamma_{EQ}$  adalah faktor beban hidup kondisi gempa

(Sumber: SNI 1725:2016 Standar pembebanan untuk jembatan)

Beban yang diperhitungkan dalam perencanaan jembatan adalah beban permanen dan transien sebagai berikut:

Beban permanen,

- MS = beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan
- MA = beban mati perkerasan dan utilitas
- TA = gaya horizontal akibat tekanan tanah
- PL = gaya-gaya yang terjadi pada struktur jembatan yang disebabkan oleh proses pelaksanaan, termasuk semua gaya yang terjadi akibat perubahan statistika yang terjadi pada konstruksi segmental
- PR = prategang

Beban transien

- SH = gaya akibat susut/ rangkai
- TB = gaya akibat rem
- TR = gaya sentrifugal
- TC = gaya akibat tumbukan kendaraan
- TV = gaya akibat tumbukan kapal
- EQ = gaya gempa
- BF = gaya friksi
- TD = beban lajur "D"
- TT = beban truk "T"
- TP = beban pejalan kaki
- SE = beban akibat penurunan
- ET = gaya akibat temperature gradien
- EU<sub>n</sub> = gaya akibat temperature seragam
- EF = gaya apung
- EW<sub>s</sub> = beban angin pada struktur
- EW<sub>1</sub> = beban angin pada kendaraan
- EU = beban arus dan hanyutan

### 3.7 Analisis Rangka Baja Metode LRFD

#### 3.7.1 Batang Tarik

Menurut SNI 1729-2015 kekuatan tarik desain ( $\phi_t P_n$ ) dan kekuatan tarik tersedia ( $P_n/\Omega_t$ ) dari komponen struktur harus menggunakan nilai terendah dari keadaan batas untuk leleh tarik pada penampang bruto dan pada penampang neto.

1. Kekuatan untuk leleh tarik pada penampang bruto

Dapat dihitung menggunakan rumus berikut ini.

$$P_n = F_y A_g \quad (3.9)$$

Dengan,

$F_y$  = tegangan leleh minimum yang disyaratkan (MPa)

$A_g$  = luas bruto dari komponen struktur ( $\text{mm}^2$ )

$\phi_t$  = 0,90

2. Kekuatan untuk leleh tarik pada penampang neto

Dapat dihitung menggunakan rumus berikut ini.

$$P_n = F_u A_e \quad (3.10)$$

$$A_e = A_n U \quad (3.11)$$

Dengan,

$F_u$  = kuat tarik minimum yang disyaratkan (MPa)

$A_e$  = luas neto efektif ( $\text{mm}^2$ )

$A_n$  = luas neto dari komponen struktur ( $\text{mm}^2$ )

$U$  = faktor *shear lag*

$\phi_t$  = 0,90

#### 3.7.2 Batang tekan

Menurut SNI 1729-2015 kekuatan tekan desain ( $\phi_t P_n$ ) dan kekuatan tekan tersedia ( $P_n/\Omega_t$ ) dari komponen struktur harus menggunakan nilai terendah dari keadaan batas untuk betang tekan tekuk lentur, tekuk torsi dan tekuk torsi- lentur.

1. Tekuk lentur

Kekuatan tekan nominal ( $P_n$ ) dapat dihitung dengan menggunakan rumus persamaan berikut ini.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.12)$$

Tegangan kritis ( $F_{cr}$ ) ditentukan sebagai berikut:

a. Bila  $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  ( atau  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$  ), maka nilai dari  $F_{cr}$  pakai adalah,

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] \quad (3.13)$$

b. Bila  $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  ( atau  $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$  ), maka nilai dari  $F_{cr}$  pakai adalah,

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (3.14)$$

Tegangan tekuk kritis elastis ( $F_e$ ) ditentukan sebagai berikut:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.15)$$

Dengan,

K = faktor panjang efektif

L = panjang bentang (mm)

R = jari-jari girasi

2. Tekuk torsi

Kekuatan tekan nominal ( $P_n$ ) dapat dihitung dengan menggunakan rumus persamaan berikut ini.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.16)$$

Tegangan kritis ( $F_{cr}$ ) ditentukan sebagai berikut:

a. Untuk komponen struktur simetris ganda:

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (3.17)$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} \quad (3.18)$$

$$J = \frac{1}{3} [(2t f^3 b) + (t w^3 h_0)] \quad (3.19)$$

Dengan,

$C_w$  = konstanta pilin ( $\text{mm}^6$ )

$J$  = konstanta torsi ( $\text{mm}^4$ )

$G$  = modulus geser baja ( 77200 MPa)

### 3.7.3 Batang Lentur

Menurut SNI 1725-2015 kuat lentur nominal ( $M_n$ ) harus menggunakan nilai terendah dari keadaan batas untuk pelelehan dan tekuk torsi lateral

#### 1. Pelelehan

Dihitung menggunakan persamaan berikut:

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

Dengan,

$F_y$  = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari tipe baja yang digunakan (MPa)

$Z_x$  = modulus penampang plastis di sumbu x ( $\text{mm}^3$ )

#### 2. Tekuk Torsi-Lateral

Dapat dihitung dengan menggunakan 3 kondisi sebagai berikut:

a. Bila  $L_b \leq L_p$ , keadaan batas torsi-lateral tidak boleh digunakan.

b. Bila  $L_p < L_b < L_r$ , maka menggunakan persamaan berikut,

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.21)$$

c. Bila  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.22)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (3.23)$$

Dengan,

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (3.24)$$

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.25)$$

$$l_R = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left( \frac{Jc}{S_x h_0} \right)^2 + 6,76 \left( \frac{0,7 F_y}{E} \right)^2}} \quad (3.26)$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{6} \frac{h t_w}{b_f t_f} \right)}} \quad (3.27)$$

Keterangan,

$L_b$  = panjang antar titik, baik yang di bresing melawan perpindahan lateral sayap tekan atau bresing melawan putir penampang melintang (mm)

$L_p$  = pembatasan panjang yang tidak dibresing secara lateral untuk kondisi leleh (mm)

$L_r$  = pembatasan panjang yang tidak dibresing secara lateral untuk kondisi tekuk torsi-lateral (mm)

$C_b$  = faktor modifikasi tekuk torsi-lateral untuk diagram momen nonmerata bila kedua ujung segmen yang dibresing

$M_{maks}$  = nilai mutlak momen maksimum dalam segmen tanpa dibresing (N-mm)

$M_A$  = nilai mutlak momen pada titik seperempat dari segmen tanpa dibresing (N-mm)

$M_B$  = nilai mutlak momen pada sumbu segmen tanpa dibresing (N-mm)

$M_C$  = nilai mutlak momen pada titik tiga-perempat dari segmen tanpa dibresing (N-mm)

$E$  = modulus elastisitas baja (200000 MPa)

$S_x$  = modulus penampang elastis di sumbu x ( $\text{mm}^3$ )

$h_0$  = jarak antara titik bersayap (mm)

#### 3.7.4 Sambungan

Konstruksi baja tersusun oleh baja -baja profil yang di gabung menjadi satu kesatuan sehingga dapat berfungsi sebagai mana yang diperuntukkan. Beberapa jenis sambungan baja seperti paku keling, baut, las dan gabungan diantaranya. Pada tugas akhir ini penulis menggunakan sambungan baut mutu tinggi.

Sambungan berfungsi sebagai pengalih gaya momen internal dari satu komponen ke komponen lain sehingga beban dapat di teruskan ke pondasi. Sambungan sendiri harus didesain sedemikian rupa sehingga mampu menyalurkan beban dengan baik.

##### 1. Ukuran lubang baut

Diameter lubang baut dalam pelaksanaan diberikan toleransi untuk mengantisipasi ketidakpasan ukuran dengan memperbesar ukuran baut dengan ukuran standar ataupun ukuran lebih yang telah diatur didalam SNI 1729-2015. Untuk ukuran lubang baut dapat dilihat pada tabel 3.11 berikut ini.

**Tabel 3.10 Dimensi Lubang Nominal Baut**

Diameter baut (mm)	Dimensi lubang (mm)	
	Standar	Ukuran lebih
M16	18	20
M20	22	24
M22	24	28
M24	27	30
M27	30	35
M30	33	38
$\geq 36$	$d + 3$	$d + 8$

Standar: SNI 1729-2015 spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural

2. Spasi dan jarak tepi minimum

Spasi minimum antar baut adalah  $s \geq 3d$  dengan  $d$  adalah diameter baut nominal dan untuk jarak tepi sebar  $s_t \geq 1,25d$ . berikut tabel jarak tepi minimum dapat dilihat pada tabel 3.12 dibawah ini.

**Tabel 3.11 Jarak Tepi Minimum Baut**

Diameter baut (mm)	Jarak tepi minimum (mm)
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
$\geq 36$	$1,25d$

Standar: SNI 1729-2015 spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural

3. Spasi dan jarak tepi maksimum

Menurut SNI 1729-2015 jarak maksimum dari pusat setiap baut ke tepi terdekat dari bagian-bagian dalam kontak harus 12 kali ketebalan dari bagian yang disambung akibat perhitungan, tetapi tidak boleh melebihi 6 in. (150 mm)

4. Kekuatan nominal baut

Detail kekuatan nominal baut dapat dilihat pada tabel 3.13 berikut ini.

**Tabel 3.12 Kekuatan Nominal Baut**

<b>Deskripsi Baut</b>	<b>Kekuatan tarik, <math>F_{nt}</math> (Mpa)</b>	<b>Kekuatan geser nominal, <math>F_{nv}</math> (MPa)</b>
Baut A307	310	188
Baut group A (missal, A325) bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	620	372
Baut group A (missal, A325) bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	620	457
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	780	457
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	780	579
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,450 F_u$
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,563 F_u$

Standar: SNI 1729-2015 spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural

#### 5. Kapasitas satu baut

Kapasitas satu baut dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$R_n = F_{nv} A_b \quad (3.28)$$

Dengan,

$F_{nv}$  = kuat geser nominal baut (MPa)

$A_b$  = luas penampang baut ( $\text{mm}^2$ )

## 6. Jumlah kebutuhan baut

Jumlah kebutuhan baut dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$n = \frac{T_n}{R_n} \quad (3.29)$$

Dengan,

$T_n$  = kuat tekan ultimit atau kuat tarik ultimit profil

$R_n$  = kapasitas 1 baut

## 7. Kekuatan sambungan

## a. Kuat geser pelat

Kuat geser pelat dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$R_{na} = 1,5 \cdot l_{c1} \cdot t \cdot F_U \leq 3 \cdot d_b \cdot t \cdot F_U \quad (3.30)$$

$$R_{nb} = 1,5 \cdot l_{c2} \cdot t \cdot F_U \leq 3 \cdot d_b \cdot t \cdot F_U \quad (3.31)$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot [(n_1 \cdot R_{na}) + (n_2 \cdot R_{nb})] \quad (3.32)$$

Dengan,

$l_{c1}$  = jarak bersih antar baut dengan tepi pelat terluar (mm)

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

$t$  = tebal profil (mm)

$F_U$  = tegangan putus minimum (MPa)

$n_1$  = jumlah jarak bersih antar baut dengan tepi pelat terluar

$n_2$  = jumlah jarak antar baut dengan baut

## b. Kuat geser blok

Kuat geser blok dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$R_n = 0,6 \cdot F_U \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_U \cdot A_{nt} \leq 0,6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_U \cdot A_{nt} \quad (3.33)$$

Dengan,

$A_{nv}$  = luas neto dengan lubang potongan mengalami gaya geser yaitu garis batas blok searah gaya ( $\text{mm}^2$ )

$A_{gv}$  = luas utuh tanpa lubang potongan mengalami gaya geser yaitu garis batas blok searah gaya ( $\text{mm}^2$ )

$A_{nt}$  = luas neto dengan lubang potongan mengalami gaya tarik yaitu garis batas blok tegak lurus gaya ( $\text{mm}^2$ )

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

### 3.8 Efisiensi Jembatan.

Pada pelaksanaan tugas akhir ini penulis juga ingin melakukan analisis terhadap efisiensi antara berat dengan lendutan. Ketika melakukan perencanaan suatu jembatan, Jembatan yang direncanakan tidak hanya harus kuat tetapi juga ekonomis sehingga efisien. Pada tugas akhir ini analisis efisiensi dilaksanakan dengan menggunakan membandingkan antara berat jembatan dan besarnya lendutan yang terjadi akibat pembebanan oleh masing-masing tipe jembatan. Dengan membandingkan nilai berat dengan lendutan masing-masing model jembatan untuk mendapatkan nilai efisiensi sehingga dapat digunakan acuan untuk melakukan pemilihan terhadap model jembatan rangka baja yang baik digunakan.

Dalam pengerjaan tugas akhir ini berat jembatan yang dihitung adalah berat dari struktur rangka baja jembataanya dengan secara manual. Sedangkan lendutannya didapatkan dari hasil analisis menggunakan *software* SAP2000 v.19 dengan mengambil lendutan maksimum yang terjadi dari berbagai kombinasi pembebanan yang terjadi sehingga dapat ditentukan efisiensi jembatan yang akan digunakan.

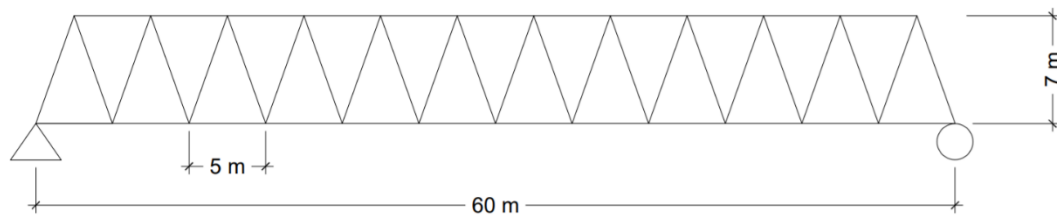
## BAB IV METODE PERENCANAAN

### 4.1 Data Struktur

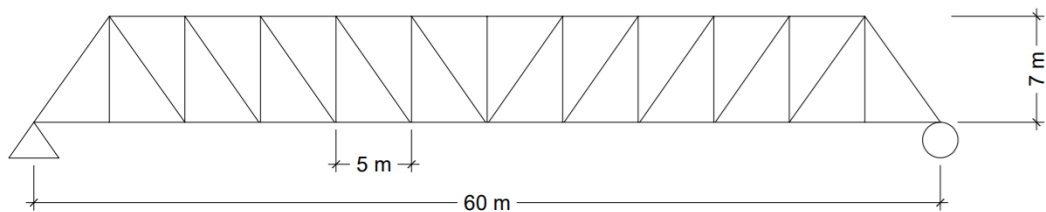
Perencanaan jembatan pada tugas akhir ini adalah variasi struktur jembatan rangka baja tipe warren, pratt dan k-tuss dengan panjang bentang 60 meter, lebar jembatan standar 9 meter dengan 2 x 1 meter untuk trotoar, jarak antar segmen 5 meter dan tinggi jembatan 7 meter. Dalam perencanaan ini menggunakan profil baja *wide flange* (WF) serta data profil baja diambil dari tabel gunung garuda.

### 4.2 Model Perencanaan Jembatan

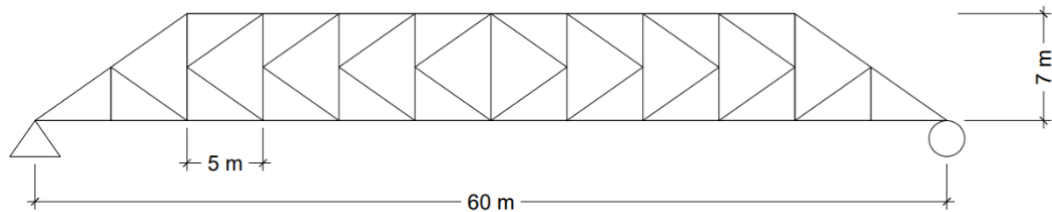
Sketsa gambar melintang desain jembatan dapat dilihat pada gambar 4.1, 4.2 dan 4.3 berikut ini.



**Gambar 4.1 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe Warren**



**Gambar 4.2 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt**



**Gambar 4.3 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe K-Truss**

**Tabel 4.1 Data Teknis Desain Rencana Jembatan**

NO	Tinjauan	Data Teknis
1	Tipe jembatan	Warren truss
		Pratt truss
		K-truss
2	Tipe lantai kendaraan	Lantai bawah
3	Panjang bentang	60 m
4	Lebar jembatan	9 m (1+7+1)
5	Tinggi jembatan	7m

#### 4.3 Waktu Perencanaan

Pelaksanaan tugas akhir ini secara menyeluruh diatur dengan time schedule agar pelaksanaan sesuai dengan waktu yang telah ditentukan. Dalam tugas akhir pengerjaan tugas akhir dilakukan dengan memaksimalkan waktu yang telah direncanakan.

#### 4.4 Lokasi Perencanaan

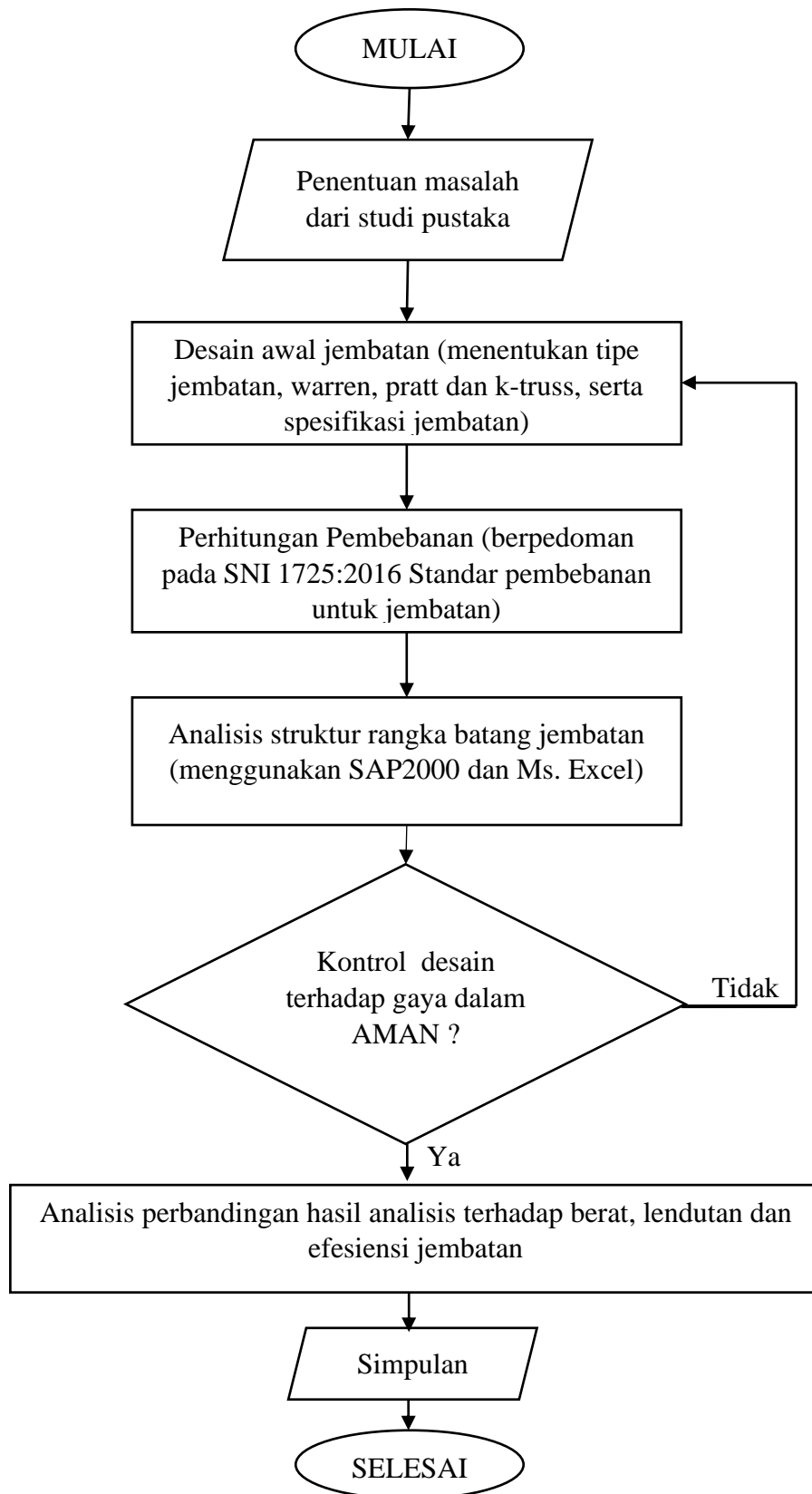
Lokasi perencanaan tugas akhir ini yang berjudul “Analisis Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe K-Truss, Pratt Truss Dan Warren Truss”. analisis dilaksanakan di Kecamatan Ngaglik Kabupaten Sleman Daerah Istimewa Yogyakarta dengan menggunakan acuan dalam perencanaan di Kota Kendari.

#### 4.5 Tahapan Pelaksanaan

Tahapan pelaksanaan tugas akhir ini yang berjudul “Analisis Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe K-Truss, Pratt Truss Dan Warren Truss” adalah sebagai berikut.

1. Menentukan Model struktur jembatan rangka yang akan dianalisis. Pada tugas akhir ini menggunakan model jembatan rangka tipe warren, pratt dan k-truss.
2. Perencanaan menggunakan metode LRFD.
3. Menentukan spesifikasi material dari jembatan.
4. Menghitung Pembebanan yang berkerja pada struktur rangka jembatan yang berlandaskan standar peraturan SNI 1725:2016.
5. Analisis struktur menggunakan bantuan software SAP2000 dan Microsoft Excel.
6. Mengontrol desain perencanaan.
7. Menyimpulkan hasil dari analisis.

Untuk tahapan-tahapannya dapat dilihat pada bagan alir berikut.



**Gambar 4.4 Diagram Alir Pelaksanaan Tugas Akhir**

## BAB V

### ANALISIS DAN PEMBAHASAN

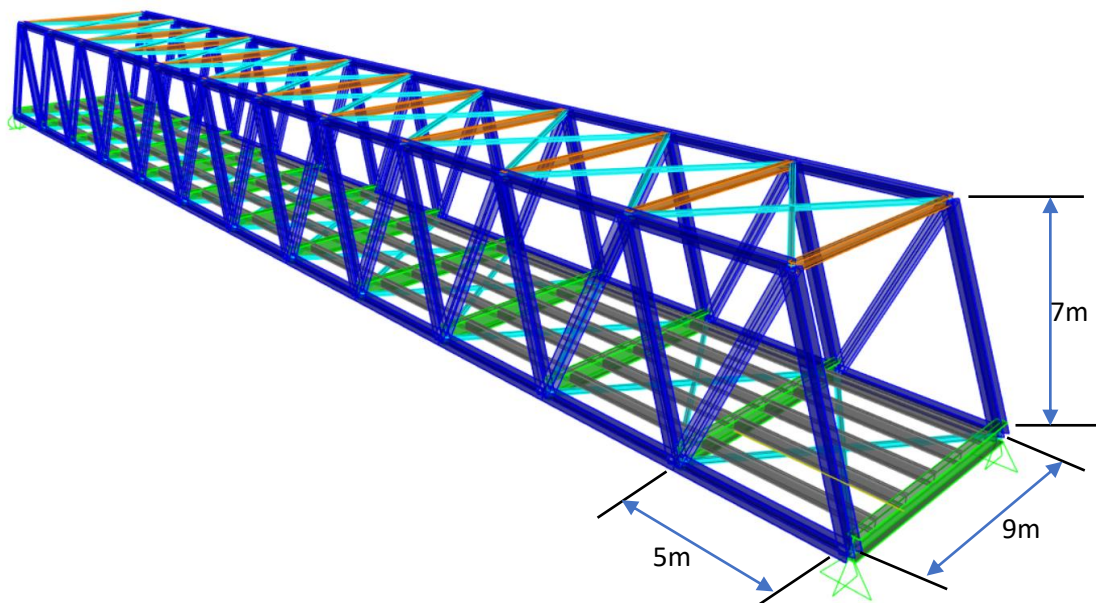
#### 5.1 Desain Struktur Atas Jembatan

##### 5.1.1 Data Jembatan

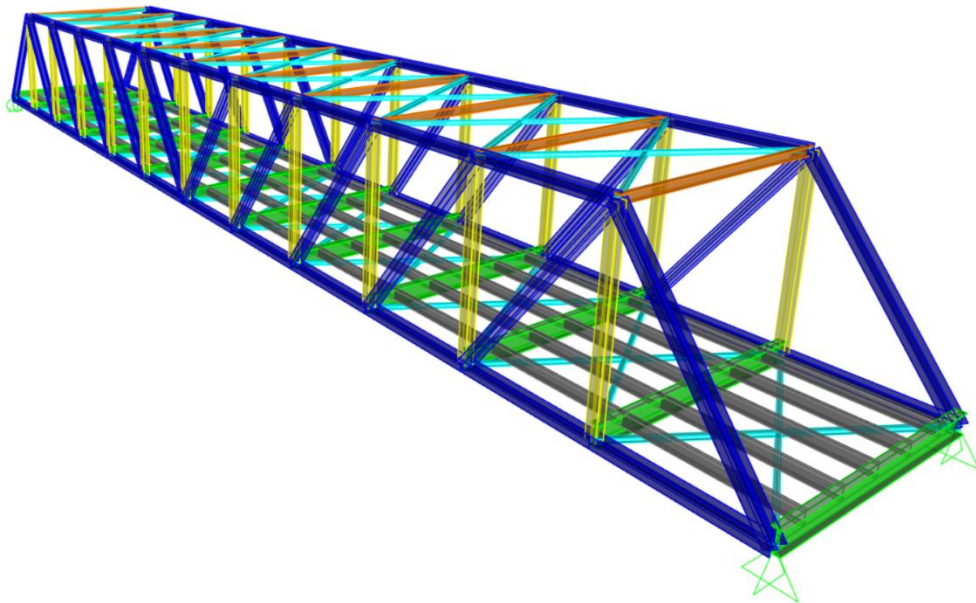
Struktur atas jembatan terdiri dari berbagai bagian diantaranya trotoar, pelat lantai kendaraan, gelagar memanjang, gelagar melintang (diagfragma), rangka utama dan ikatan angin. Berikut adalah desain struktur atas jembatan pada tugas akhir ini. Untuk spesifikasi jembatan adalah sebagai berikut.

1. Tipe jembatan yang akan ditinjau pada tugas akhir ini adalah jembatan rangka tipe warren, pratt dan k truss.
2. Tipe lantai kendaraan adalah lantai bawah.
3. Panjang bentang jembatan adalah 60 m dengan jarak segmen 5 m.
4. Tinggi jembatan 7 m.
5. Lebar jembatan 9 m dengan lebar lantai kendaraan 7m (3.5+3.5) m dan 2x1 m untuk lebar trotoar.

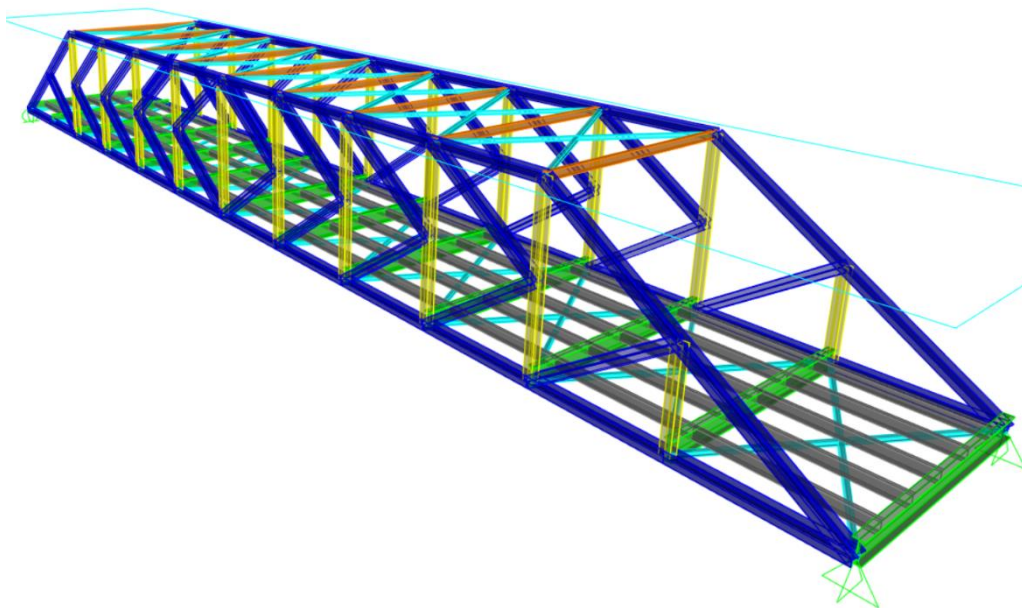
Berikut ini adalah permodelan jembatan 3D.



**Gambar 5.1** Seketsa 3D jembatan tipe warren truss



**Gambar 5.2 Sketsa 3D jembatan tipe pratt truss**



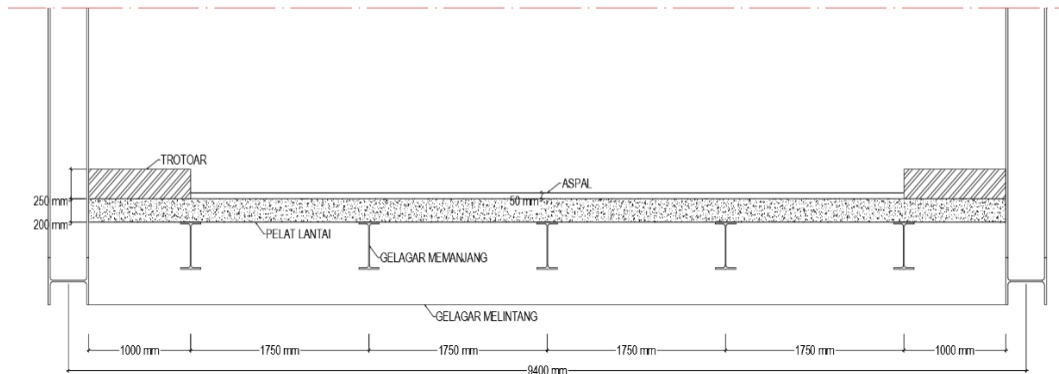
**Gambar 5.3 Sketsa 3D jembatan tipe k truss**

Untuk desain struktur atas jembatan adalah sebagai berikut ini.

#### 5.1.2 Pelat lantai kendaraan

Desain pelat lantai kendaraan dirancang dengan menggunakan aktivitas beban yang membebani pelat lantai kendaraan. Adapun beban-beban yang berkerja dan diperhitungkan di tugas akhir ini adalah beban mati sendiri, beban mati

tambahan, beban truk. Detail penampang melintang untuk pelat lantai kendaraan dapat dilihat pada gambar 5.4 berikut ini.



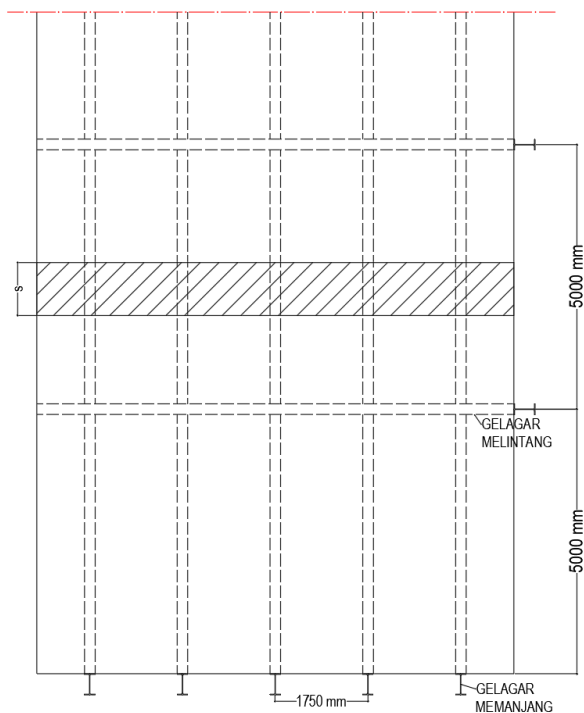
**Gambar 5.4 Penampang melintang pelat lantai kendaraan**

1. Analisis pelat lantai kendaraan

Berdasarkan (SNI 2847-2013) panjang bentang pelat terpanjang dibagi dengan bentang terpendek ( $L_y/L_x$ ) = 5/1,75

$$= 2,857$$

Dikarenakan  $L_y/L_x > 2$  maka pelat lantai merupakan pelat satu arah yang ditinjau ( $S$ ) selebar 1m tegak lurus arah lalulintas.



**Gambar 5.5 Area segmen pelat yang ditinjau**

a. Beban mati sendiri ( $MS$ )

Berat mati sendiri pelat lantai beton

$$\text{Tebal pelat beton } (h_{slab}) = 200 \text{ mm} = 0.2 \text{ m}$$

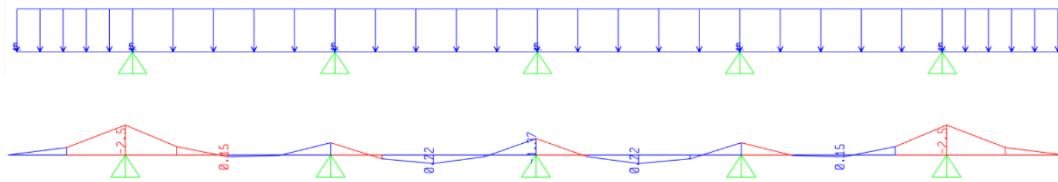
$$\text{Lebar segmen } (S) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_c) = 25 \text{ kN/m}^3$$

Berat mati sendiri pelat lantai

$$\begin{aligned} (Q_{MS}) &= \gamma_c \times h_{slab} \times S \\ &= 25 \times 0,2 \times 1 \\ &= 5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dalam menganalisis momen yang terjadi akibat beban mati sendiri ( $MS$ ) penulis menggunakan bantuan *software* analisis SAP2000 v.19. berikut adalah penggambaran beban mati sendiri ( $Q_{MS}$ ) dan hasil analisis momen didapatkan dari SAP200 v.19.



**Gambar 5.6** Pembebanan dan hasil Analisis SAP2000 v.19 oleh berat mati sendiri pelat lantai kendaraan

Berdasarkan hasil analisis tersebut didapatkan momen maksimum positif sebesar  $M^+ = 0,716 \text{ kNm}$  dan momen maksimum negatif  $M^- = 2,5 \text{ kNm}$ . Faktor beban ultimate yang digunakan berdasarkan SNI 1725-2016 untuk berat mati sendiri adalah 1,3.

b. Beban mati tambahan ( $MA$ )

1) Berat mati tambahan aspal

$$\text{Tebal aspal } (h_{aspal}) = 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Lebar segmen } (S) = 1 \text{ m}$$

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

Berat mati tambahan aspal

$$\begin{aligned} (Q_{MAI}) &= \gamma_a S \times h_{aspal} \times S \\ &= 22 \times 0,05 \times 1 \end{aligned}$$

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

2) Berat mati tambahan air hujan

$$\text{Tinggi air hujan } (h_w) = 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Lebar segmen } (S) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 9,81 \text{ kN/m}^3$$

Berat mati tambahan air hujan

$$\begin{aligned} (Q_{MA2}) &= \gamma_w \times h_w \times S \\ &= 9,81 \times 0,05 \times 1 \\ &= 0,491 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Berat mati trotoar

$$\text{Tebal trotoar } (h_{trotoar}) = 250 \text{ mm} = 0,25 \text{ m}$$

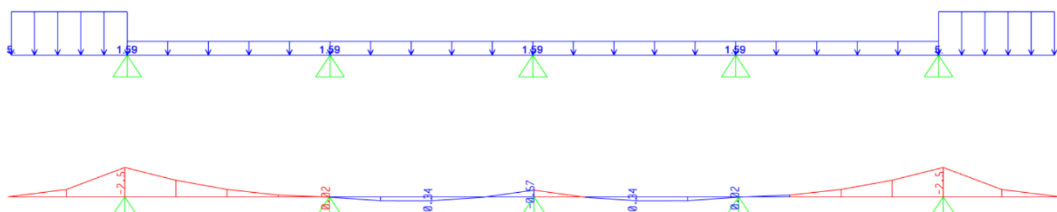
$$\text{Lebar segmen } (S) = 1 \text{ m}$$

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

Berat trotoar

$$\begin{aligned} (Q_{MA3}) &= \gamma_c \times h_{trotoar} \times S \\ &= 24 \times 0,25 \times 1 \\ &= 6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dalam menganalisis momen yang terjadi akibat beban mati tambahan (MA) penulis menggunakan bantuan *software* analisis SAP2000 v.19. berikut adalah penggambaran beban mati tambahan ( $Q_{MA}$ ) dan hasil analisis momen didapatkan dari SAP2000 v.19.

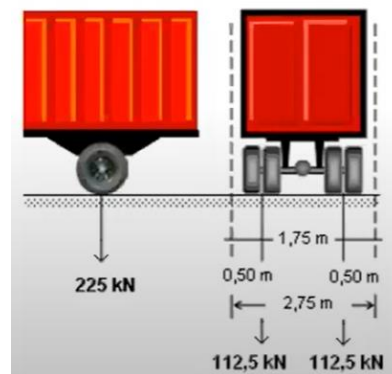


**Gambar 5.7 Pembebanan dan hasil Analisis SAP2000 v.19 oleh berat mati tambahan pelat lantai kendaraan**

Berdasarkan hasil analisis tersebut didapatkan momen maksimum positif sebesar  $M^+ = 0,336 \text{ kNm}$  dan momen maksimum negatif  $M^- = 2,5 \text{ kNm}$ . Faktor beban ultimate yang digunakan berdasarkan SNI 1725-2016 untuk berat mati tambahan adalah 2.

c. Beban truk (TT)

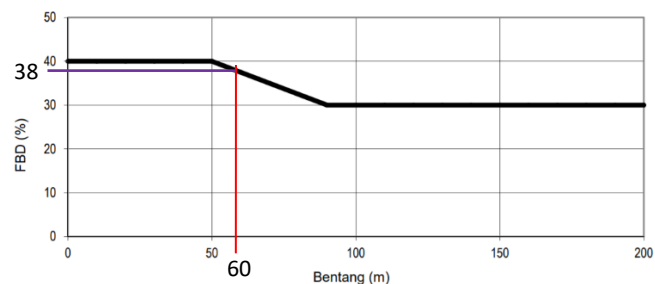
Menurut SNI 1725-2016 jika pelat lantai kendaraan membentang arah melintang tegak lurus arah lalulintas dalam hal ini pelat satu arah maka digunakan satu gandar dari beban truk untuk menghitung momen lentur ataupun gaya geser. Penulis menggunakan beban gandar belakang kendaraan truk sebesar 225 kN. Untuk beban truk dapat dilihat pada gambar 5.8 berikut ini.



**Gambar 5.8 Pembebanan truk “T”**

Berat gandar truk (SNI 1725-2016)( $T$ )	= 225 kN
Berat masing-masing roda ( $T$ )	= Berat gandar/2
	= $225/2$
	= 112,5 kN
Jarak antar roda ( $b$ )	= 1,75 m
Panjang bentang jembatan ( $L$ )	= 60 m
Faktor beban dinamis (FBD)	

Berikut adalah grafik penentuan FBD berdasarkan panjang bentang jembatan.



**Gambar 5. 9 Grafik faktor beban dinamis (FBD)**

Berdasarkan grafik diatas dengan bentang jembatan 60m maka faktor beban dinamis (FDB) yang digunakan sebesar 38%.

$$\begin{aligned} \text{Beban akibat berat truk. } (P_{TT}) &= (1 + \text{FDB}) \times T \\ &= (1 + 38\%) \times 112.5 \\ &= 155,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Beban pejalan kaki (TP)

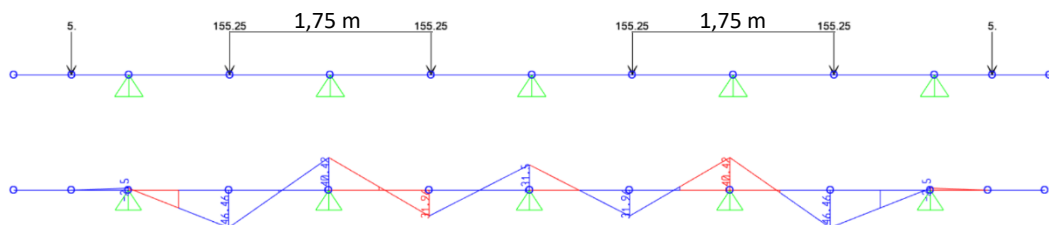
Intensitas beban (SNI 1725-2016) ( $q$ ) = 5 kPa

Lebar segmen ( $S$ ) = 1 m

Lebar trotoar ( $btrotoar$ ) = 1 m

$$\begin{aligned} \text{Beban pejalan kaki } (P_{TP}) &= q \times S \times btrotoar \\ &= 5 \times 1 \times 1 \\ &= 5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dalam menganalisis momen yang terjadi akibat beban truk ( $T$ ) dan beban pejalan kaki ( $TP$ ) penulis menggunakan bantuan *software* analisis SAP2000 v.19. berikut adalah penggambaran beban truk ( $P_{TT}$ ) dan beban pejalan kaki ( $P_{TP}$ ) serta hasil analisis momen didapatkan dari SAP2000 v.19.



**Gambar 5.10 Pembebanan dan hasil Analisis SAP2000 v.19 oleh beban truk pelat lantai kendaraan**

Berdasarkan hasil analisis tersebut didapatkan momen maksimum positif sebesar  $M^+ = 46,464$  kNm dan momen maksimum negative  $M^- = 40,415$  kNm. Dalam menganalisis pembebanan truk dilakukan beberapa percobaan untuk penempatan beban truk yang digunakan untuk mencapai momen maksimum yang terjadi dan didapatkanlah penempatan dua beban truk pada lajur kendaraan untuk mencapai hasil momen maksimum terbesar dibanding penempatan satu beban truk pada lajur kendaraan. Faktor beban ultimate yang digunakan berdasarkan SNI 1725-2016 untuk beban truk dan pejalan kaki adalah 2.

e. Momen ultimate ( $M_u$ )

Berdasarkan hasil analisis SAP2000 v.19 didapatkan momen yang terjadi akibat beban-beban yang berkerja untuk mendapatkan momen ultimate adalah dengan mengalikan momen hasil analisis SAP2000 v.19 dengan faktor beban ultimate sebagai berikut.

1) Momen ultimate negatif ( $M_u^-$ )

a) Beban mati sendiri ( $MS$ )

$$\begin{aligned} Mu_{MS}^- &= M_{MS}^- \times \gamma_{MS} \\ &= 2,5 \times 1,3 \\ &= 3,25 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Beban mati tambahan ( $MA$ )

$$\begin{aligned} Mu_{MA}^- &= M_{MA}^- \times \gamma_{MA} \\ &= 2,5 \times 2 \\ &= 5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c) Beban lalulintas

$$\begin{aligned} Mu_L^- &= M_L^- \times \gamma_L \\ &= 40,415 \times 2 \\ &= 80,831 \text{ kNm} \end{aligned}$$

d) Momen ultimate negatif ( $M_u^-$ )

$$\begin{aligned} Mu^- &= Mu_{MS}^- + Mu_{MA}^- + Mu_L^- \\ &= 3,25 + 5 + 80,831 \\ &= 89,081 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Jadi, momen ultimate negatif ( $M_u^-$ ) yang terjadi pada pelat lantai kendaraan sebesar 89,081 kNm

2) Momen ultimate positif ( $M_u^+$ )

a) Beban mati sendiri ( $MS$ )

$$\begin{aligned} Mu_{MS}^+ &= M_{MS}^+ \times \gamma_{MS} \\ &= 0,716 \times 1,3 \\ &= 0,931 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Beban mati tambahan ( $MA$ )

$$Mu_{MA}^+ = M_{MA}^+ \times \gamma_{MA}$$

$$= 0,336 \times 2$$

$$= 0,672 \text{ kNm}$$

c) Beban lalulintas

$$Mu_L^+ = M_L^+ \times \gamma_L$$

$$= 46,464 \times 2$$

$$= 92,928 \text{ kNm}$$

d) Momen ultimate positif ( $Mu^+$ )

$$Mu^+ = Mu_{MS}^+ + Mu_{MA}^+ + Mu_L^+$$

$$= 0,931 + 0,672 + 92,928$$

$$= 94,531 \text{ kNm}$$

Jadi, momen ultimate positif ( $Mu^+$ ) yang terjadi pada pelat lantai kendaraan sebesar 94,531 kNm

Berikut adalah rekapitulasi momen ultimate yang terjadi pada pelat lantai kendaraan.

**Tabel 5.1 Rekapitulasi momen ultimate pelat lantai kendaraan**

Jenis Beban	faktor beban	Momen Ultimit (Mu)		Satuan
		Tumpuan	Lapangan	
Berat Mati Sendiri (MS)	1,3	3,25	0,931	kNm
Berat mati tambahan (MA)	2	5	0,672	kNm
Beban lalu lintas	2	80,831	92,928	kNm
Mu Total		89,081	94,531	kNm

2. Penulangan pelat di momen negatif pelat lantai jembatan

a. Tulangan pokok

$$\text{Diameter tulangan pokok } (dp) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Luar penampang tulangan pokok } (Al_{dp}) = 1/4 \times \Pi \times dp^2$$

$$= 1/4 \times 3,14 \times 16^2$$

$$= 201,143 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter tulangan bagi } (ds) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Luar penampang tulangan pokok } (Al_{ds}) = 1/4 \times \Pi \times ds^2$$

$$= 1/4 \times 3,14 \times 10^2$$

$$= 78,571 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat tarik baja } (fy) = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Regangan desak maks beton } (\epsilon_{cu}) = 0.003$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan beton } (\beta_1)$$

Menurut SNI 2847-2013 jika  $f'c$  (30 Mpa) > 28 MPa maka nilai faktor distribusi tegangan beton ( $\beta_1$ ) harus direduksi sebesar 0.05

$$\begin{aligned} (\beta_1) &= 0.85 - ((f'c - 28)/7) \times 0.05 \\ &= 0.85 - ((30 - 28)/7) \times 0.05 \\ &= 0.836 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } (\phi) = 0.9 \text{ (SNI 2847-2013)}$$

$$\text{Tebal pelat lantai } (h_{slab}) = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (sb) = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif pelat } (d) &= h - sb - 1/2 dp \\ &= 200 - 40 - 1/2 \times 16 \\ &= 152 \text{ mm} \end{aligned}$$

1) Menghitung Momen nominal ( $Mn$ )

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

$$Mn = \frac{83,787}{0,9}$$

$$Mn = 98.978 \text{ kNm}$$

2) Menghitung nilai m

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c}$$

$$m = \frac{390}{0,85 \times 30}$$

$$m = 15,294$$

3) Menghitung nilai  $Rn$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{98,978 \times 10^{-6}}{1000 \times 152^2}$$

$$R_n = 4,284 \text{ MPa}$$

4) Menghitung rasio tulangan (SNI 2847-2013)

a) Rasio tulangan minimum ( $\rho_{\min}$ )

$$\rho_{\min 1} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_{\min 1} = \frac{1,4}{390}$$

$$\rho_{\min 1} = 0,00359$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y}$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 390}$$

$$\rho_{\min 2} = 0,00351$$

$\rho_{\min 1} > \rho_{\min 2}$  ( $0,00359 > 0,00351$ ) maka rasio tulangan minimum yang dipakai adalah  $\rho_{\text{pakai}} = 0,00359$ .

b) Rasio tulangan perlu ( $\rho_{\text{perlu}}$ )

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{15,294} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,294 \times 4,284}{390}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,01211$$

c) Rasio tulangan maksimum ( $\rho_{\max}$ )

$$\rho_{\text{maks}} = \left( \frac{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_t} \right) \times \rho_b$$

$$\rho_b = 0,85 \times \beta_1 \times \frac{f_c}{f_y} \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \times 0,83571 \times \frac{30}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,03312$$

$$\rho_{\text{maks}} = \left( \frac{0,003 + \frac{390}{200000}}{0,003 + 0,005} \right) \times 0,03312$$

$$= 0,02049$$

$$\rho_{\min} = 0,00359$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,01211$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,02049$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{maks}}$  jadi rasio tulangan pakai adalah 0,01211

d) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan ( $A_s$ )

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,001211 \times 1000 \times 152 \\ &= 1840,006 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

5) Menghitung jarak tulangan pokok ( $S_p$ )

$$\begin{aligned} S_p &= \frac{A_{1dp} \cdot b}{A_s} \\ S_p &= \frac{201,143 \times 1000}{1840,006} \end{aligned}$$

$$S_p = 109,316 \text{ mm}$$

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

Jadi, tulangan pokok yang digunakan D16-100

6) Menghitung luas tulangan pokok yang dipakai ( $A_s'$ )

$$\begin{aligned} A_s' &= A_{1dp} \times b / S_{\text{pakai}} \\ &= 201,143 \times 1000 / 100 \\ &= 2011,429 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek.  $A_s' > A_s$  ( 2011,429 > 1840,006) OK!

7) Periksa rasio tulangan

$$\begin{aligned} \text{Regangan tarik baja } (\epsilon_y) &= f_y / E_s \\ &= 390 / 200000 \\ &= 0.00195 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= (A_s \times f_y) / (0,85 \times f'_c \times b) \\ &= (1840.006 \times 390) / (0.85 \times 30 \times 1000) \\ &= 28,141 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= a / \beta_1 \\ &= 28,141 / 0.836 \\ &= 33,673 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan yang dipakai 1 lapis maka tebal efektif pelat ( $d_t = d$ )

$$\begin{aligned}\varepsilon_t = \varepsilon_s &= (d - c) / c \times \varepsilon_{cu} \\ &= (152 - 33,673) / 33,673 \times 0,003 \\ &= 0,010242\end{aligned}$$

Cek.

Nilai  $\varepsilon_s$  (0,010242) >  $\varepsilon_y$  (0,00195) ~ baja tarik sudah leleh , OK!

Nilai  $\varepsilon_t$  (0,010242) >  $\varepsilon_t$  (0,005) ~ Penampang terkendali tarik, OK!

Karena nilai  $\varepsilon_t > 0,005$ , maka faktor reduksi kekuatan lentur ( $\phi$ ) = 0,9 OK!

b. Tulangan bagi

1) Menghitung luas tulangan bagi minimum ( $A_{sst}$ )

$$\begin{aligned}A_{sst} &= 0.002 \times b \times h \text{ (SNI 2847-2019)} \\ &= 0.002 \times 1000 \times 200 \\ &= 400 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

2) Menghitung jarak antar tulangan bagi ( $S_{st}$ )

$$\begin{aligned}S_{st} &= A_{lds} \times b / A_{sst} \\ &= 78,571 \times 1000 / 400 \\ &= 196,429 \text{ mm}\end{aligned}$$

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

Jadi, tulangan bagi yang digunakan D10-150

3. Penulangan pelat di momen positif pelat lantai kendaraan

a. Tulangan pokok

$$\begin{aligned}\text{Diameter tulangan pokok } (d_p) &= 16 \text{ mm} \\ \text{Luar penampang tulangan pokok } (A_{l_{dp}}) &= 1/4 \times \Pi \times d_p^2 \\ &= 1/4 \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 201,143 \text{ mm}^2 \\ \text{Diameter tulangan bagi } (d_s) &= 10 \text{ mm} \\ \text{Luar penampang tulangan pokok } (A_{l_{ds}}) &= 1/4 \times \Pi \times d_s^2 \\ &= 1/4 \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 78,571 \text{ mm}^2 \\ \text{Kuat tekan beton } (f'_c) &= 30 \text{ MPa} \\ \text{Kuat tarik baja } (f_y) &= 390 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\text{Regangan desak maks beton } (\varepsilon_{cu}) = 0,003$$

Faktor distribusi tegangan beton ( $\beta_1$ )

Menurut SNI 2847-2013 jika  $f'_c$  (30 Mpa) > 28 MPa maka nilai faktor distribusi tegangan beton ( $\beta_1$ ) harus direduksi sebesar 0,05

$$\begin{aligned}(\beta_1) &= 0,85 - ((f'_c - 28)/7) \times 0,05 \\ &= 0,85 - ((30 - 28)/7) \times 0,05 \\ &= 0,836\end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } (\phi) = 0,9 \text{ (SNI 2847-2013)}$$

$$\text{Tebal pelat lantai } (h_{slab}) = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (sb) = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Tinggi efektif pelat } (d) &= h - sb - 1/2 dp \\ &= 200 - 40 - 1/2 \times 16 \\ &= 152 \text{ mm}\end{aligned}$$

1) Menghitung Momen nominal ( $Mn$ )

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

$$Mn = \frac{94,531}{0,9}$$

$$Mn = 105,034 \text{ kNm}$$

2) Menghitung nilai m

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'_c}$$

$$m = \frac{390}{0,85 \times 30}$$

$$m = 15,294$$

3) Menghitung nilai  $Rn$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{105,034 \times 10^{-6}}{1000 \times 152^2}$$

$$Rn = 4,546 \text{ MPa}$$

## 4) Menghitung rasio tulangan (SNI 2847-2013)

a) Rasio tulangan minimum ( $\rho_{\min}$ )

$$\rho_{\min 1} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_{\min 1} = \frac{1.4}{390}$$

$$\rho_{\min 1} = 0,00359$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y}$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 390}$$

$$\rho_{\min 2} = 0,00351$$

$\rho_{\min 1} > \rho_{\min 2}$  ( $0,00359 > 0,00351$ ) maka rasio tulangan minimum yang dipakai adalah  $\rho_{\text{pakai}} = 0,00359$ .

b) Rasio tulangan perlu ( $\rho_{\text{perlu}}$ )

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{15,294} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,294 \times 4,546}{390}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,01294$$

c) Rasio tulangan maksimum ( $\rho_{\max}$ )

$$\rho_{\max} = \left( \frac{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_t} \right) \times \rho_b$$

$$\rho_b = 0,85 \times \beta_1 \times \frac{f_c}{f_y} \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,85 \times 0,836 \times \frac{30}{390} \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,03312$$

$$\rho_{\max} = \left( \frac{0,003 + \frac{390}{200000}}{0,003 + 0,005} \right) \times 0,03312$$

$$= 0,02049$$

$$\rho_{\min} = 0,00359$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,01294$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,02049$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{maks}}$  jadi rasio tulangan pakai adalah 0.01294

- 5) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan ( $A_s$ )

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.001294 \times 1000 \times 152 \\ &= 1966,361 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 6) Menghitung jarak tulangan pokok ( $S_p$ )

$$\begin{aligned} S_p &= \frac{A_{1dp} \cdot b}{A_s} \\ S_p &= \frac{201.143 \times 1000}{1840.006} \\ S_p &= 102,291 \text{ mm} \\ S_{\text{pakai}} &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi, tulangan pokok yang digunakan D16-100

- 7) Menghitung luas tulangan pokok yang dipakai ( $A_s'$ )

$$\begin{aligned} A_s' &= A_{1dp} \times b / S_{\text{pakai}} \\ &= 201,143 \times 1000 / 100 \\ &= 2011,429 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek.  $A_s' > A_s$  ( 2011,429 > 1966,361) OK!

- 8) Periksa rasio tulangan

$$\begin{aligned} \text{Regangan tarik baja } (\varepsilon_y) &= f_y / E_s \\ &= 390 / 200000 \\ &= 0,00195 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= (A_s \times f_y) / (0,85 \times f'_c \times b) \\ &= (1966,361 \times 390) / (0,85 \times 30 \times 1000) \\ &= 30,074 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= a / \beta_1 \\ &= 30,074 / 0,836 \\ &= 35,986 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan yang dipakai 1 lapis maka tebal efektif pelat ( $d_t = d$ )

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s = (d - c) / c \times \varepsilon_{cu}$$

$$= (152 - 35,986) / 35,986 \times 0,003$$

$$= 0,00967$$

Cek.

Nilai  $\varepsilon_s$  (0,00967) >  $\varepsilon_y$  (0,00195) ~ baja tarik sudah leleh , OK!

Nilai  $\varepsilon_t$  (0,009667) >  $\varepsilon_t$  (0,005) ~ Penampang terkendali tarik, OK!

Karena nilai  $\varepsilon_t > 0,005$ , maka faktor reduksi kekuatan lentur ( $\phi$ ) = 0,9 OK!

b. Tulangan bagi

- 1) Menghitung luas tulangan bagi minimum ( $A_{sst}$ )

$$A_{sst} = 0,002 \times b \times h \text{ (SNI 2847-2019)}$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 200$$

$$= 400 \text{ mm}^2$$

- 2) Menghitung jarak antar tulangan bagi ( $S_{st}$ )

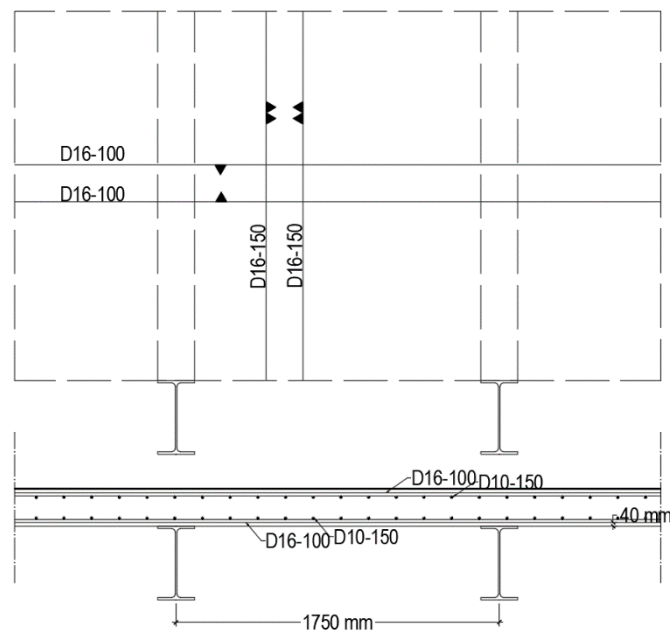
$$S_{st} = A_{lds} \times b / A_{sst}$$

$$= 78,571 \times 1000 / 400$$

$$= 196,429 \text{ mm}$$

Sstpakai = 150 mm

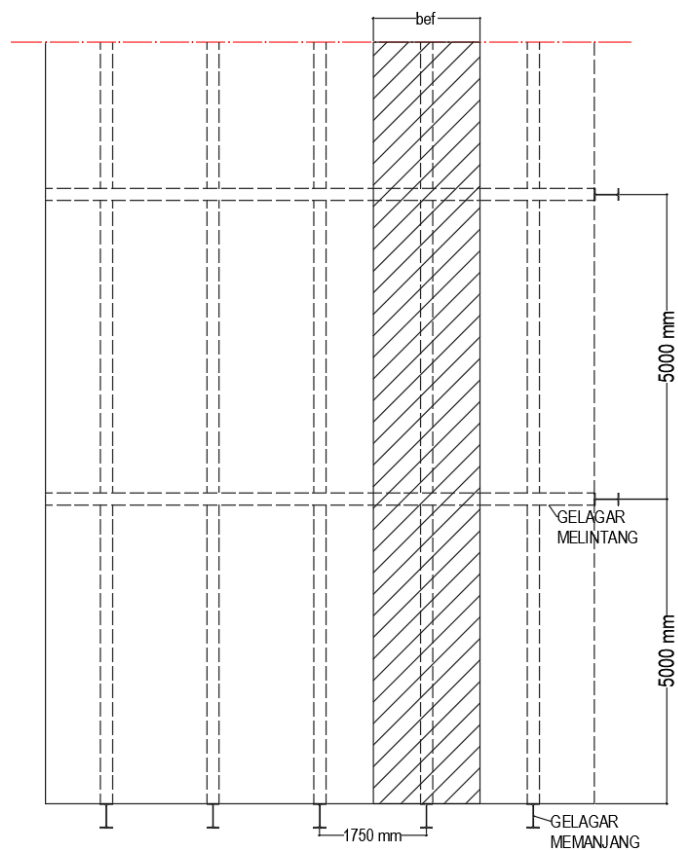
Jadi, tulangan bagi yang digunakan D10-150



**Gambar 5.11 Detail penulangan pelat lantai kendaraan**

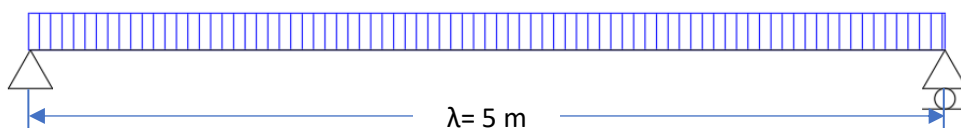
### 5.1.3 Gelagar memanjang

Pada perencanaan gelagar memanjang pada tugas akhir ini berdasarkan beban yang terjadi dan yang akan disalurkan ke diafragma. Adapun beban yang diperhitungkan adalah beban mati sendiri (MS), beban mati tambahan (MA) dan beban lajur kendaraan (D). desain untuk gelagar memanjang adalah balok komposit.



**Gambar 5.12 Gelagar memanjang**

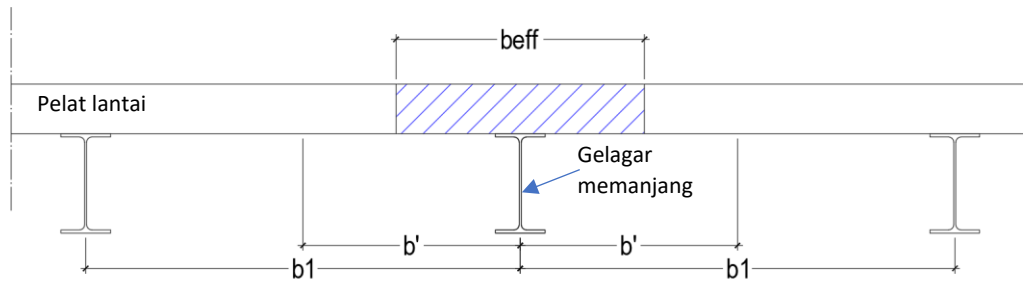
Pada perencanaan gelagar memanjang diasumsikan sebagai balok sederhana dengan tumpuan sendi-roll pada pertemuan dengan gelagar melintang dalam menganalisis gelagar memanjang.



**Gambar 5.13 Balok sederhana tumpuan sendi-roll**

1. Mengecek lebar efektif pelat beton ( $b_{eff}$ ) (SNI 1729-2015)

Pada perancangan gelagar memanjang penulis menggunakan gelagar dalam sebagai acuan dalam perencanaan. Untuk gambar lebar efektif pelat lantai kendaraan dapat dilihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 5.14** lebar efektif pelat lantai kendaraan

Dengan.

Jarak antar gelagar memanjang ( $b_1$ ) = 1.75 m

Panjang gelagar memanjang ( $\lambda$ ) = 5m

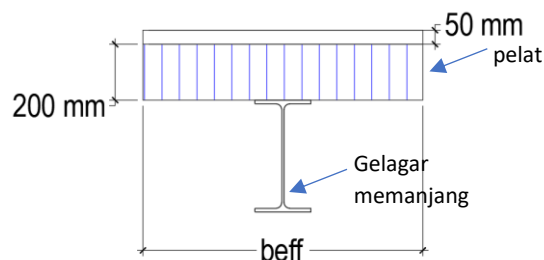
lebar efektif harus memenuhi syarat sebagai berikut

- a.  $b_{eff1} \leq \lambda/4$
- $b_{eff1} \leq 5/4$
- $b_{eff1} \leq 1,25 \text{ m}$
- b.  $b_{eff2} \leq (b_1+b_1)/2$
- $b_{eff2} \leq (1,75 + 1,75)/2$
- $b_{eff2} \leq 1,75 \text{ m}$

dikarenakan  $b_{eff1} < b_{eff2}$  maka lebar pelat efektif yang digunakan adalah 1,25 m

2. Analisis pembebanan gelagar memanjang

a. Beban mati sendiri (MS)



**Gambar 5.15** Berat mati sendiri (MS)

## 1) Berat mati sendiri pelat

$$\text{Lebar efektif pelat } (b_{eff}) = 1,25 \text{ m}$$

$$\text{Tebal pelat lantai } (h_{slab}) = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis pelat } (\gamma_c) = 25 \text{ kN/m}^3$$

Beban mati sendiri pelat

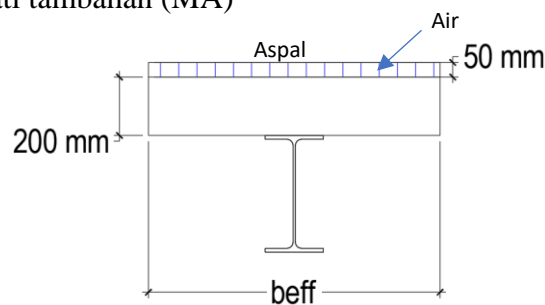
$$\begin{aligned} (Q_{MSc}) &= \gamma_c \times h_{slab} \times b_{eff} \\ &= 25 \times 0,2 \times 1,25 \\ &= 6,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

## 2) Berat mati sendiri gelagar memanjang

Pada tugas akhir ini menggunakan profil baja IWF 400x200x8x13 sehingga berat mati sendiri gelagar

$$(Q_{MSGelagar}) = 0,647 \text{ kN/m}$$

## b. Beban mati tambahan (MA)



**Gambar 5.16 Berat mati tambahan (MA)**

## 1) Berat mati Aspal

$$\text{Lebar efektif pelat } (b_{eff}) = 1,25 \text{ m}$$

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

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

Beban mati tambahan aspal

$$\begin{aligned} (Q_{MA1}) &= \gamma_{As} \times h_{Aspal} \times b_{eff} \\ &= 22 \times 0,05 \times 1,25 \\ &= 1,375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

## 2) Berat mati air hujan

$$\text{Lebar efektif pelat } (b_{eff}) = 1,25 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi air } (h_w) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 9,81 \text{ kN/m}^3$$

Berat mati tambahan air hujan

$$\begin{aligned} (Q_{MA2}) &= \gamma_w \times h_w \times beff \\ &= 9,81 \times 0,05 \times 1,25 \\ &= 0,613 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

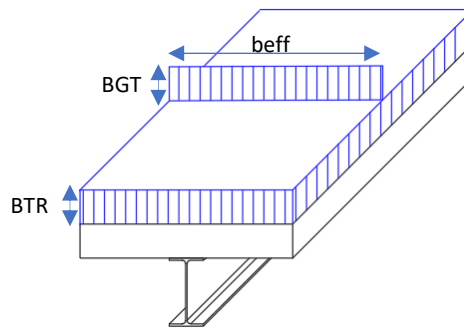
3) Beban mati tambahan

$$\begin{aligned} (Q_{MA}) &= Q_{MA1} + Q_{MA2} \\ &= 1,375 + 0,61313 \\ &= 1,988 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban lajur kendaraan (D)

$$\text{Panjang bentang jembatan } (L) = 60 \text{ m}$$

$$\text{Lebar efektif pelat } (beff) = 1,25 \text{ m}$$



**Gambar 5.17 Beban lajur "D"**

1) Beban terbagi rata (BTR)

$$\begin{aligned} \text{Intensitas BTR } (q) &= 9,0 + (0,5 + 15/L) \\ &= 9,0 + (0,5 + 15/60) \\ &= 6,75 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban terbagi rata } (Q_{BTR}) &= q \times beff \\ &= 6,75 \times 1,25 \\ &= 8,438 \text{ kN/ m} \end{aligned}$$

2) Beban garis terpusat (BGT)

$$\text{Intensitas BGT (SNI 1725-2016) } (p) = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lebar efektif pelat } (beff) = 1,25 \text{ m}$$

$$\text{Faktor beban dinamis } (FBD) = 38\%$$

$$\text{Beban garis terpusat } (P_{TD}) = (1 + FBD) \times p \times beff$$

$$= (1+38\%) \times 49 \times 1,25$$

$$= 84,525 \text{ kN}$$

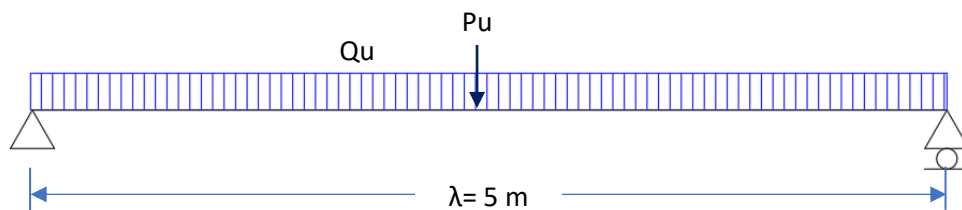
Untuk rekapitulasi pembebanan pada gelagar menjang dapat dilihat pada tabel 5.3 berikut ini.

**Tabel 5.2 Rekapitulasi pembebanan gelagar memanjang**

Jenis beban	Beban	Faktor ultimate	Beban ultimate	Satuan
Beban mati sendiri pelat (MS)	6,250	1,3	8,125	kN/m
beban mati sendiri gelagar (MS)	0,647	1,1	0,712	kN/m
Beban mati tambahan (MA)	1,988	2	3,976	kN/m
Beban terbagi rata (BTR)	8,438	2	16,875	kN/m
Beban garis terpusat (BGT)	84,525	2	169,050	kN
Total beban merata			29,688	kN/m
Total beban terpusat			169,050	kN

### 3. Analisis momen ultimate ( $M_u$ )

Analisis yang dilakukan menggunakan analisis balok sederhana tumpuan sendi-rol.



**Gambar 5.18 Analisis balok sederhana tumpuan sendi-rol**

$$\text{Beban merata ultimate } (Q_u) = 29,688 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban terpusat ultimate } (P_u) = 169.050 \text{ kN}$$

$$\text{Panjang gelagar } (\lambda) = 5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (1/8 \times Q_u \times \lambda^2) + (1/4 \times P_u \times \lambda) \\ &= (1/8 \times 29,688 \times 5^2) + (1/4 \times 169,050) \\ &= 304,088 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Jadi, momen ultimate yang dihasilkan dari pembebanan adalah sebesar 304,088 kNm

### 4. Analisis geser ultimate ( $V_u$ )

Beban merata ultimate ( $Q_u$ ) = 29,688 kN/m

Beban terpusat ultimate ( $P_u$ ) = 169.050 kN

Panjang gelagar ( $\lambda$ ) = 5 m

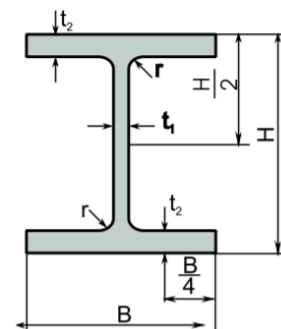
$$\begin{aligned} V_u &= (1/2 \times Q_u \times \lambda) + (1/2 \times P_u) \\ &= (1/2 \times 29,688 \times 5) + (1/2 \times 169,050) \\ &= 74,221 + 84,525 \\ &= 156,746 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, gaya geser ultimate yang terjadi di gelagar memanjang akibat pembebanan yang dibeikan sebesar 156,746 kN

#### 5. Analisis profil baja gelagar memanjang

Profil baja yang digunakan adalah IWF 400 x 200 x 8 x 13 berikut adalah detail dimensi profil baja yang digunakan.

Tinggi profil ( $H$ )	= 400 mm
Lebar profil ( $B$ )	= 200 mm
Tebal badan ( $t_1$ )	= 8 mm
Tebal sayap ( $t_2$ )	= 13 mm
Luas penampang ( $A_g$ )	= 8410 mm <sup>2</sup>
Tegangan leleh baja ( $f_y$ )	= 410 MPa
Modulus elastisitas baja ( $E_S$ )	= 200000 MPa



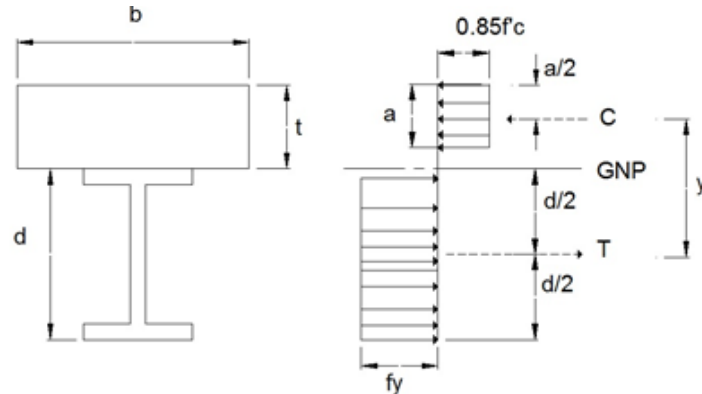
##### a. Cek kekompakan profil baja

$$\begin{aligned} \lambda &= (H - 2 \times t_2) / (t_1) \\ &= (400 - 2 \times 13) / 8 \\ &= 46,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{410}} \\ &= 88,045 \end{aligned}$$

dikarenakan  $\lambda < \lambda_p$  maka profil baja dianggap kompak maka dari itu berdasar SNI 1729-2015 perencanaan gelagar memanjang menggunakan

analisis lentur komposit-plastis. berikut ini adalah gambar distribusi tegangan balok komposit.



**Gambar 5.19 Distribusi tegangan balok plastis komposit**

b. Resultan gaya ( $C = T$ )

$$\text{Kuat tekan beton } (f'c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal beton } (tc) = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar efektif pelat } (beff) = 1250 \text{ mm}$$

$$C = 0,85 \times f'c \times a \times beff$$

$$T = Ag_{wf} \times fy$$

$$a = (Ag_{wf} \times fy) / (0,85 \times f'c \times beff)$$

$$\begin{aligned} a &= (8410 \times 410) / (0,85 \times 30 \times 1250) \\ &= 77,268 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dikarenakan  $a < tc$  maka garis netral plastis berada pada beton.

c. Menghitung jarak antara pusat tekan beton dan tarik baja

$$\begin{aligned} y &= H/2 + tc - a/2 \\ &= 400/2 + 200 - 77,268/2 \\ &= 361,366 \text{ mm} \end{aligned}$$

d. Momen lentur balok komposit ( $\phi Mn$ )

$$\text{faktor reduksi } (\phi) = 0,9 \text{ (SNI 1725-2016)}$$

$$\text{Momen ultimate } (Mu) = 304,088 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0,9 \times T \times y \\ &= 0,9 \times Ag_{wf} \times fy \times y \\ &= 0,9 \times 8410 \times 410 \times 361,366 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

$$= 1121,423 \text{ kNm}$$

dikarenakan  $\phi M_n > M_u$  maka dapat disimpulkan bahwa profil baja IWF 400x200x8x13 mampu memikul momen yang terjadi sehingga aman untuk digunakan.

6. Analisis geser profil baja gelagar memanjang

a. Cek kekompakan profil baja

$$\begin{aligned}\lambda &= (H - 2 \times t_2) / (t_1) \\ &= (400 - 2 \times 13) / 8 \\ &= 46,75\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 2,24 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 2,24 \times \sqrt{\frac{200000}{410}} \\ &= 49,473\end{aligned}$$

dikarenakan  $\lambda < \lambda_p$  profil kompak maka nilai  $C_v$  dan  $\phi$  adalah 1

b. Menghitung kuat geser nominal ( $\phi V_n$ )

$$V_u = 158,746 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}A_{web} &= (H - 2t_2) \times t_1 \\ &= (400 - 2 \times 13) \times 8 \\ &= 2992 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times 0.6 \times f_y \times A_{web} \times C_v \\ &= 1 \times 0.6 \times 410 \times 2991 \times 1 \\ &= 736,032 \text{ kN}\end{aligned}$$

dikarenakan  $\phi V_n > V_u$  maka dapat disimpulkan bahwa profil baja IWF 400x200x8x13 mampu menahan gaya geser yang terjadi sehingga aman untuk digunakan.

7. Menghitung kebutuhan shear stud

Tebal sayap profil ( $t_2$ ) = 13 mm

Diameter shear stud yang digunakan ( $\phi_{stud}$ ) = 16 mm

Tegangan leleh ultimate ( $f_u$ ) = 825 MPa

Luas penampang shear stud ( $A_{stud}$ )

$$A_{stud} = 1/4 \times \Pi \times \emptyset_{stud}^2$$

$$A_{stud} = 1/4 \times 3,14 \times 16^2$$

$$= 201,143 \text{ mm}^2$$

a. cek syarat

$$\emptyset_{stud} < 2,5 t_2$$

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

$$16 < 32,5 \text{ mm} \quad \text{OK } \emptyset_{stud} \text{ dapat digunakan}$$

$$\text{Jarak minimum shear stud } (s_{min}) = 6 \times \emptyset_{stud}$$

$$= 6 \times 16$$

$$= 96 \text{ mm}$$

b. menghitung geser nominal ( $Q_n$ )

$$Q_n = \min (0,5 \times A_{stud} \times \sqrt{f'c \times Ec} ; A_{stud} \times f_u)$$

$$Q_{n1} = 0,5 \times A_{stud} \times \sqrt{f'c \times Ec}$$

$$= 0,5 \times 201.143 \times \sqrt{30 \times 25742.960}$$

$$= 88.382 \text{ kN}$$

$$Q_{n2} = A_{stud} \times f_u$$

$$= 201,143 \times 825$$

$$= 165,943 \text{ kN}$$

jadi, kuat geser nominal ( $Q_n$ ) yang digunakan sebesar 88.38214 kN

c. menghitung kuat geser perlu ( $V_h$ )

$$V_h = \min (A_g w_f \times f_y ; 0,85 \times f'c \times A_c)$$

$$V_{h1} = A_g w_f \times f_y$$

$$= 8410 \times 410$$

$$= 3448 \text{ kN}$$

$$V_{h2} = 0,85 \times f'c \times A_c$$

$$= 0,85 \times 30 \times (200 \times 1750)$$

$$= 8925 \text{ kN}$$

jadi, kuat geser nominal ( $V_h$ ) yang digunakan sebesar 3448 kN

d. Menghitung jumlah shear stud yang digunakan ( $n$ )

$$n = V_h / Q_n$$

$$n = 3448 / 165,943$$

$$= 39,014 \text{ buah}$$

$$n \approx 40 \text{ buah}$$

e. menghitung jarak shear stud

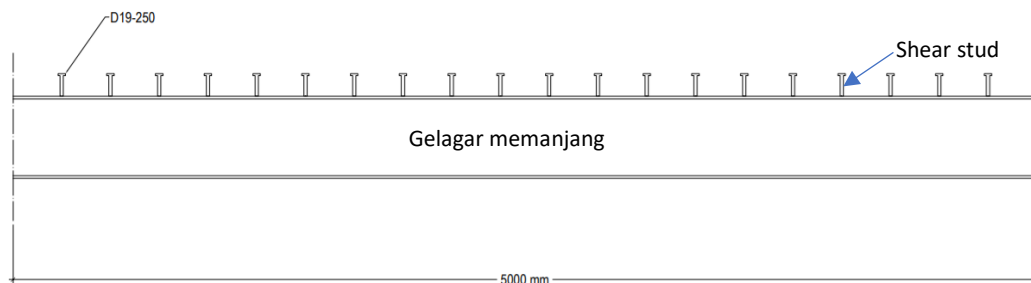
$$\text{Panjang gelagar } (\lambda) = 5000 \text{ mm}$$

$$s = \lambda / (0,5 \times n)$$

$$= 5000 / (0,5 \times 40)$$

$$= 250 \text{ mm}$$

untuk gambar pemasangan shear stud dapat dilihat pada gambar 5.10 dibawah ini.



**Gambar 5.20 Gambar pemasangan shear stud**

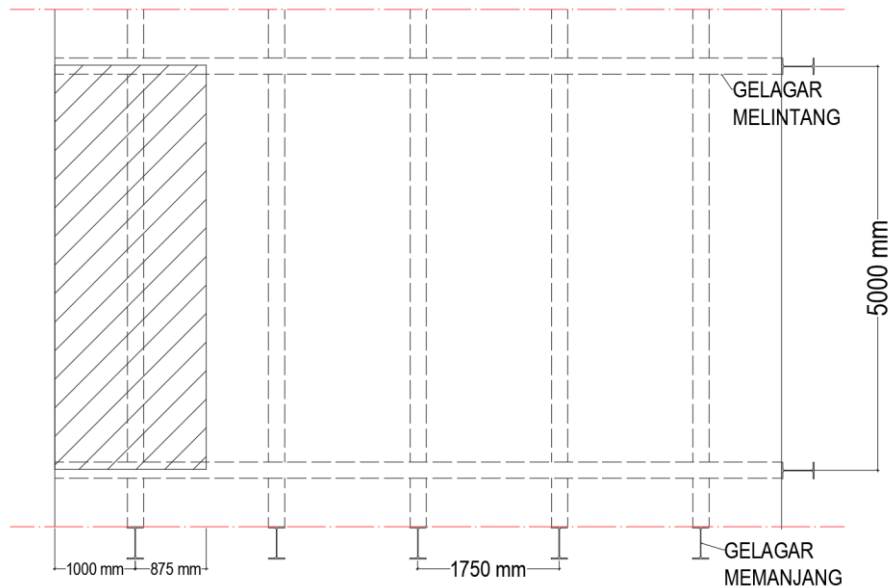
#### 5.1.4 Rangka jembatan

Rangka utama jembatan merupakan bagian dari struktur jembatan yang mana sangat mendukung struktur jembatan dalam menahan gaya-gaya yang terjadi baik secara internal maupun gaya yang terjadi secara external. Untuk rangka batang dimodelkan dengan truss sehingga batang-batangnya di realis . Adapun beban beban yang diperhitungkan untuk menganalisis rangka utama adalah, berat mati sendiri (*MS*), berat mati tambahan (*MA*), beban lajur kendaraan “*D*”, beban pejalan kaki (*TP*), beban angin (*EW*), beban rem (*TB*) dan beban gempa (*EQ*).

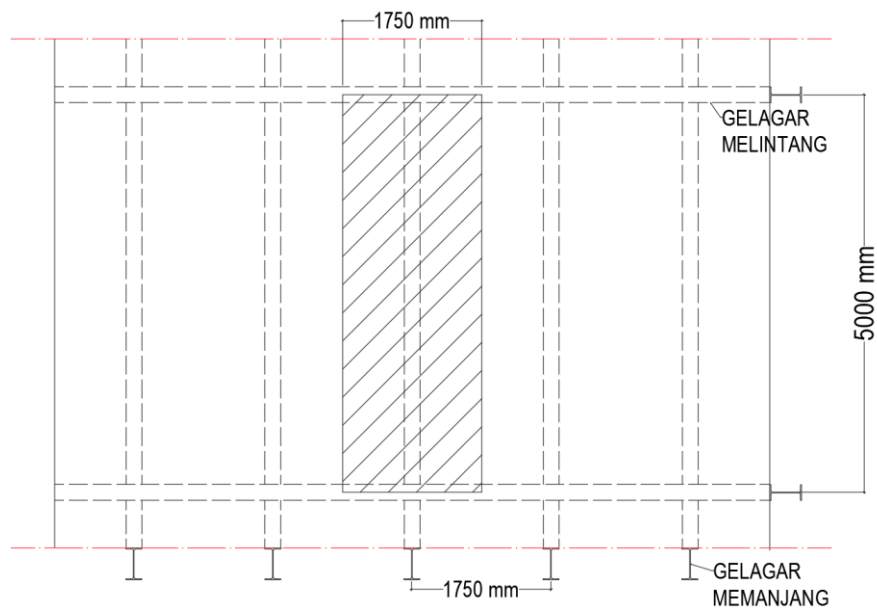
##### 1. Pembebanan pada struktur rangka utama

Untuk pembeban jembatan rangka ini menggunakan bantuan software SAP 2000 v.19. yang dimana untuk berat sendiri rangka baja dihitung langsung oleh SAP2000 v.19 sedangkan untuk berat lainnya dihitung secara manual dengan mengasumsikan gelagar memanjang yang akan menyalurkan beban ke gelagar melintang dan selanjutnya akan disalurkan ke rangka utama

jembatan. Pembebanan pada gelagar memanjang dibagi menjadi dua yaitu gelagar memanjang exterior (tepi) dan gelagar memanjang interior (tengah). Untuk asumsi gelagar memanjang exterior (tepi) dan gelagar interior (tengah) dapat dilihat pada gambar 5.31 untuk gelagar memanjang exterior dan gambar 5.32 untuk gelagar memanjang interior.



**Gambar 5.21 Gelagar memanjang exterior (tepi)**



**Gambar 5.22 Gelagar memanjang interior (tengah)**

a. Beban mati sendiri ( $MS$ )

## 1) Area gelagar memanjang exterior (tepi)

## a) Berat mati sendiri pelat lantai kendaraan

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

$$\text{Berat jenis pelat } (\gamma_c) = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Lebar area tepi pelat } (b') = 1,875 \text{ m}$$

Berat mati pelat tepi

$$\begin{aligned} Q_{Mstepi} &= hc \times \gamma_c \times b' \\ &= 0,2 \times 25 \times 1,875 \\ &= 9,375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

## 2) Area gelagar memanjang interior (tengah)

## a) Berat mati sendiri pelat lantai kendaraan

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

$$\text{Berat jenis pelat } (\gamma_c) = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Lebar area tengah pelat } (b'') = 1,75 \text{ m}$$

Berat mati pelat tepi

$$\begin{aligned} Q_{Mstengah} &= hc \times \gamma_c \times b'' \\ &= 0,2 \times 25 \times 1,75 \\ &= 8,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Rekapitulasi pembebanan akibat berat sendiri dapat dilihat pada tabel berikut ini.

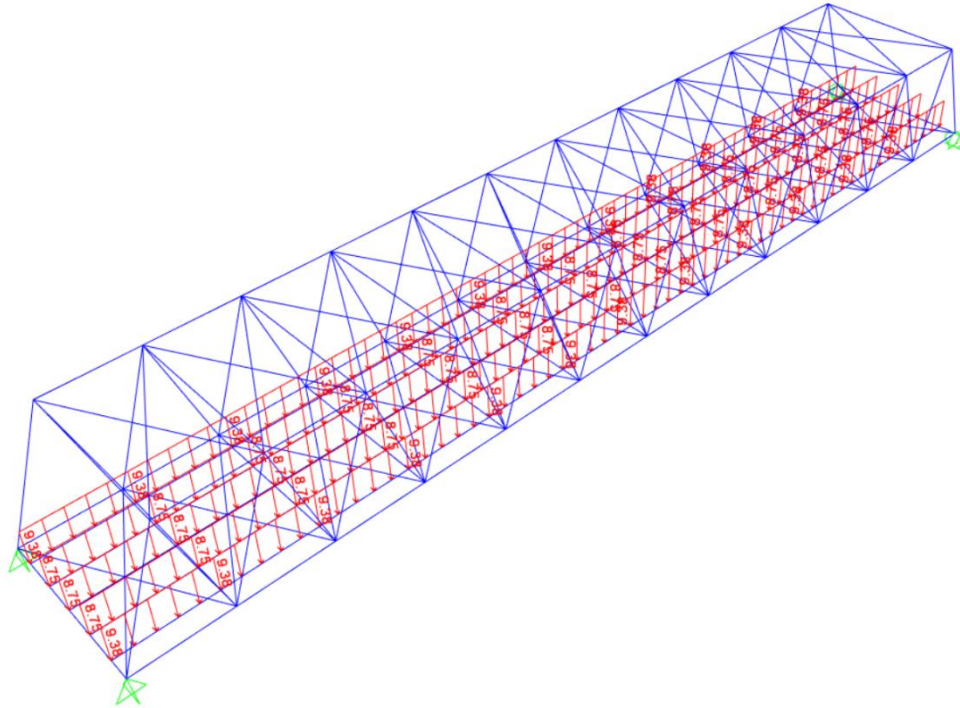
**Tabel 5.3 Rekapitulasi pembebanan beban mati sendiri ( $MS$ )**

Jenis Beban	Beban (kN/m)	
	Tepi	Tengah
Berat Pelat ( $MS$ )	9.375	8.75
Total beban mati sendiri ( $Q_{MS}$ )	9.375	8.750

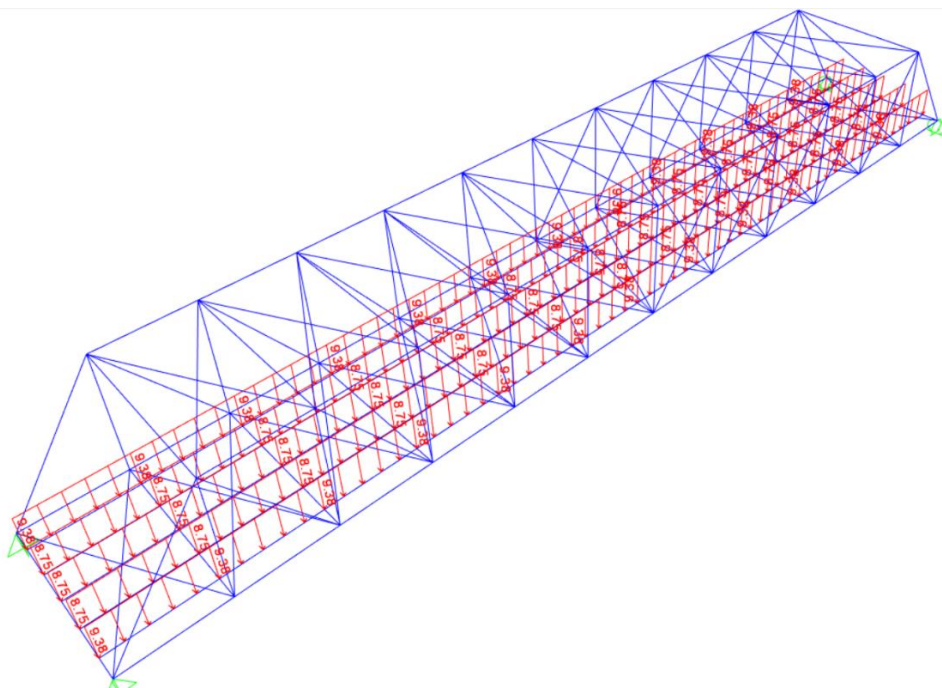
## 3) Input pembebanan ke software SAP2000 v.19

Setelah hasil perhitungan pembebanan selanjutnya input data pembebanan ke model jembatan rangka yang didesain untuk jenis jembatan rangka baja yang didesain pada tugas akhir ini adalah jembatan rangka baja tipe warren truss, pratt truss dan k truss. berikut

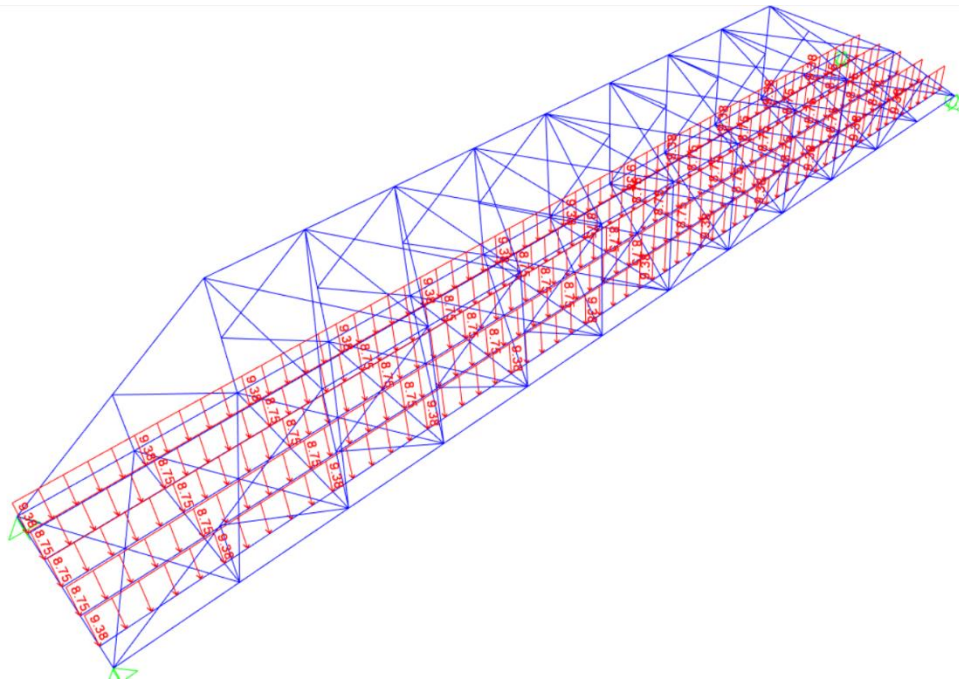
adalah hasil input pembeban untuk beban mati sendiri ke SAP 2000 v.19



**Gambar 5.23** Input beban mati sendiri (*MS*) warren truss



**Gambar 5.24** Input beban mati sendiri (*MS*) jembatan pratt truss



**Gambar 5.25 Input beban mati sendiri (MS) jembatan K truss**

b. Beban mati tambahan (*MA*)

1) Area gelagar memanjang tepi

a) Berat mati tambahan aspal

$$\text{Tebal aspal + overlay (haspal)} = 0,1 \text{ m}$$

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

$$\text{Lebar area tepi aspal } (b') = 0,875 \text{ m}$$

Berat mati aspal tepi

$$\begin{aligned} Q_{\text{MATEPI1}} &= \text{haspal} \times \gamma_{\text{aspal}} \times b' \\ &= 0,1 \times 22 \times 0,875 \\ &= 1,925 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Berat mati tambahan air hujan

$$\text{Tinggi air } (h_w) = 0,05$$

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 9,81 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Lebar area tepi air } (b') = 1,875 \text{ m}$$

Berat mati air hujan

$$\begin{aligned} Q_{\text{MATEPI2}} &= h_w \times \gamma_w \times b' \\ &= 0,05 \times 9,81 \times 1,875 \end{aligned}$$

$$= 0,920 \text{ kN/m}$$

c) Berat mati tambahan trotoar

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

$$\text{Berat jenis trotoar (} \gamma_{c2} \text{)} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Lebar trotoar (} b_{\text{trotoar}} \text{)} = 1 \text{ m}$$

Berat mati trotoar

$$\begin{aligned} Q_{\text{MATepi3}} &= h_{\text{trotoar}} \times \gamma_{c2} \times b_{\text{trotoar}} \\ &= 0,25 \times 24 \times 1 \\ &= 6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Area gelagar memanjang tengah

a) Berat mati tambahan aspal

$$\text{Tebal aspal + overlay (} h_{\text{aspal}} \text{)} = 0,1 \text{ m}$$

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

$$\text{Lebar area tengah aspal (} b'' \text{)} = 1,75 \text{ m}$$

Berat mati aspal tepi

$$\begin{aligned} Q_{\text{MATengah1}} &= h_{\text{aspal}} \times \gamma_{\text{aspal}} \times b'' \\ &= 0,1 \times 22 \times 1,75 \\ &= 3,85 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Berat mati tambahan air hujan

$$\text{Tinggi air (} h_w \text{)} = 0,05$$

$$\text{Berat jenis air (} \gamma_w \text{)} = 9,81 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Lebar area tengah air (} b'' \text{)} = 1,75 \text{ m}$$

Berat mati air hujan

$$\begin{aligned} Q_{\text{MATengah2}} &= h_w \times \gamma_w \times b'' \\ &= 0,05 \times 9,81 \times 1,75 \\ &= 0,858 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

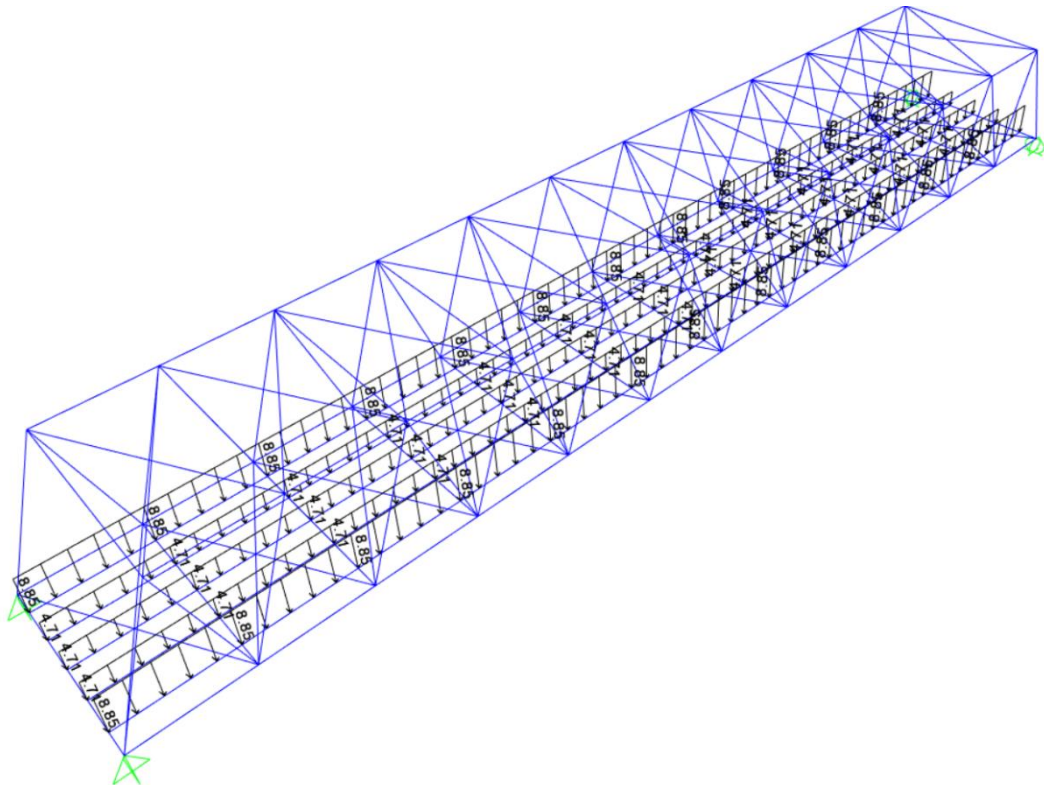
Rekapitulasi pembebanan akibat berat sendiri dapat dilihat pada tabel 5.7 berikut ini.

**Tabel 5.4 Rekapitulasi pembebanan beban mati tambahan (MA)**

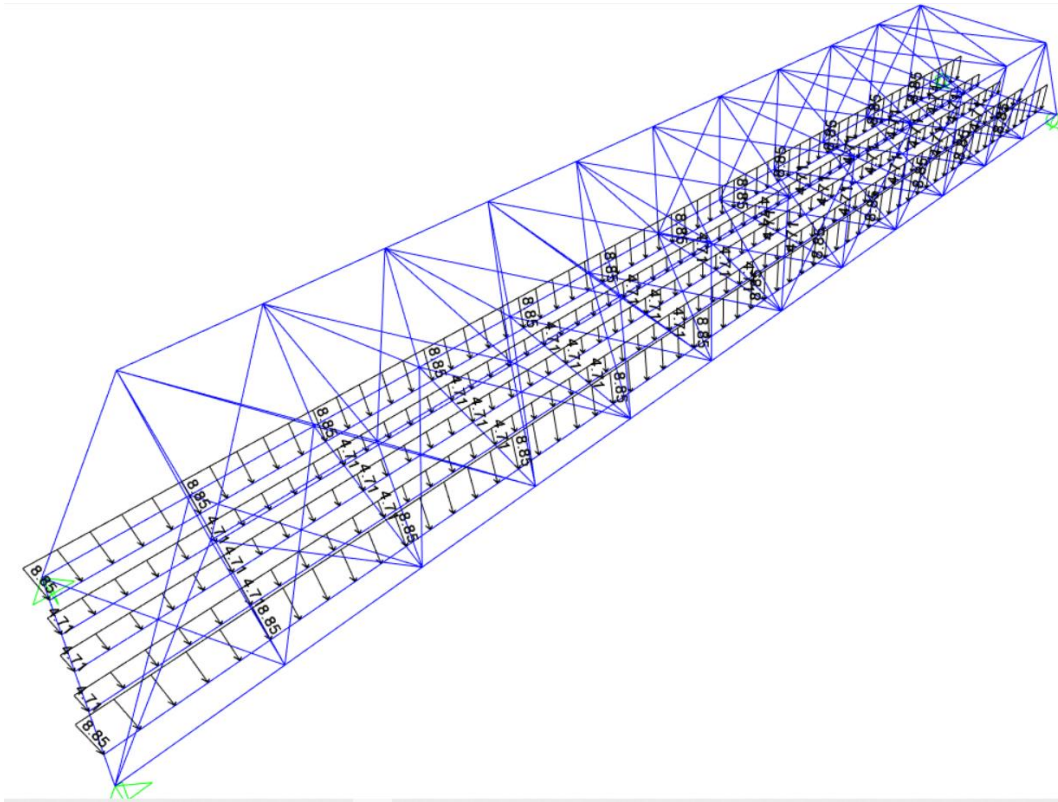
Jenis Beban	Beban (kN/m)	
	Tepi	Tengah
Berat Aspal (MA)	1.925	3.85
Berat air hujan (MA)	0.920	0.858
Berat trotoar (MA)	6	-
Total beban mati tambahan ( $Q_{MA}$ )	8.845	4.708

3) Input hasil pembebanan ke software SAP2000 v.19

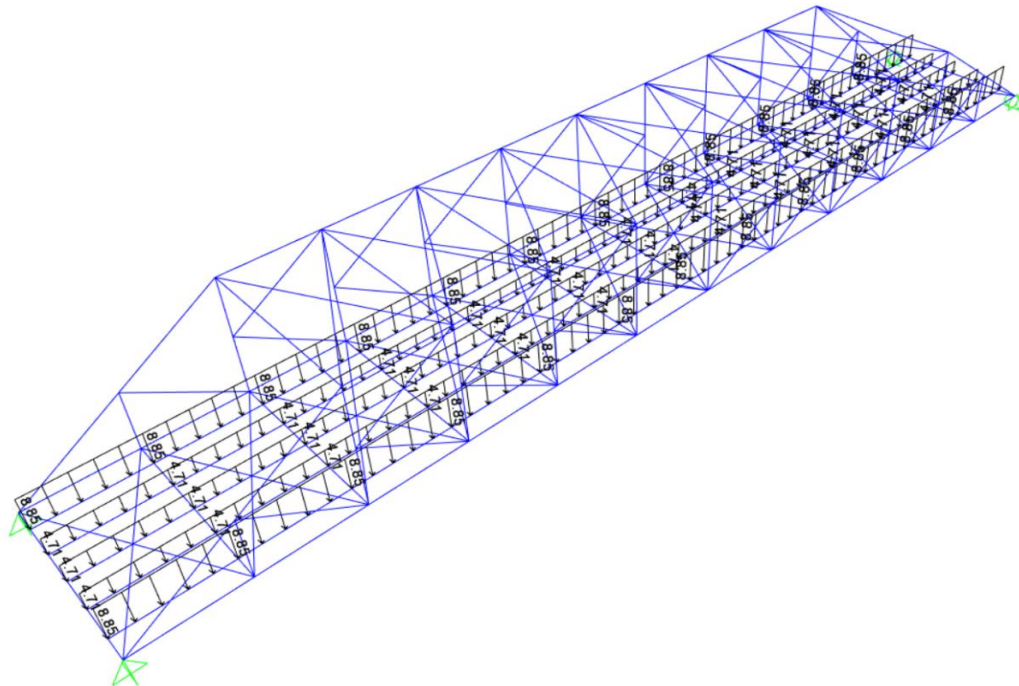
Setelah hasil perhitungan pembebanan selanjutnya input data pembebanan ke model jembatan rangka yang didesain untuk jenis jembatan rangka baja yang didesain pada tugas akhir ini adalah jembatan rangka baja tipe warren truss, pratt truss dan k truss. berikut adalah hasil input pembebanan untuk beban mati tambahan (MA) ke SAP 2000 v.19



**Gambar 5.26 Input beban mati tambahan (MA) jembatan warren truss**



**Gambar 5.27** Input beban mati tambahan (MA) jembatan pratt truss



**Gambar 5.28** Input beban mati tambahan (MA) jembatan k truss

c. Beban lajur kendaraan “D” (*TD*)

Beban lajur kendaraan terbagi atas dua jenis pembebanan yaitu, beban terbagi rata (*BTR*) dan beban garis terpusat (*BGT*)

1) Beban terbagi rata (*BTR*)

$$\text{Panjang bentang jembatan } (L) = 60 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar gelagar memanjang } (bI) = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Lebar area tepi } (b') = 0,875 \text{ m}$$

$$\text{Lebar area tengah } (b'') = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Intensitas beban BTR (SNI 1725-2016) } (q) = 6,75 \text{ kN/m}^2$$

a) Beban terbagi rata bagian tepi

$$\begin{aligned} (QBTR_{tepi}) &= q \times b' \\ &= 6,75 \times 0,875 \\ &= 5,906 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Beban terbagi rata bagian tengah

$$\begin{aligned} (QBTR_{tengah}) &= q \times b'' \\ &= 6,75 \times 1,75 \\ &= 11,813 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Beban garis terpusat (*BGT*)

Faktor beban dinamis (*FBD*) berdasarkan panjang bentang jembatan 60 m seperti sebelumnya maka *FBD* = 38%

$$\text{Intensitas BGT (SNI 1725-2016) } (q) = 49 \text{ kN/m}$$

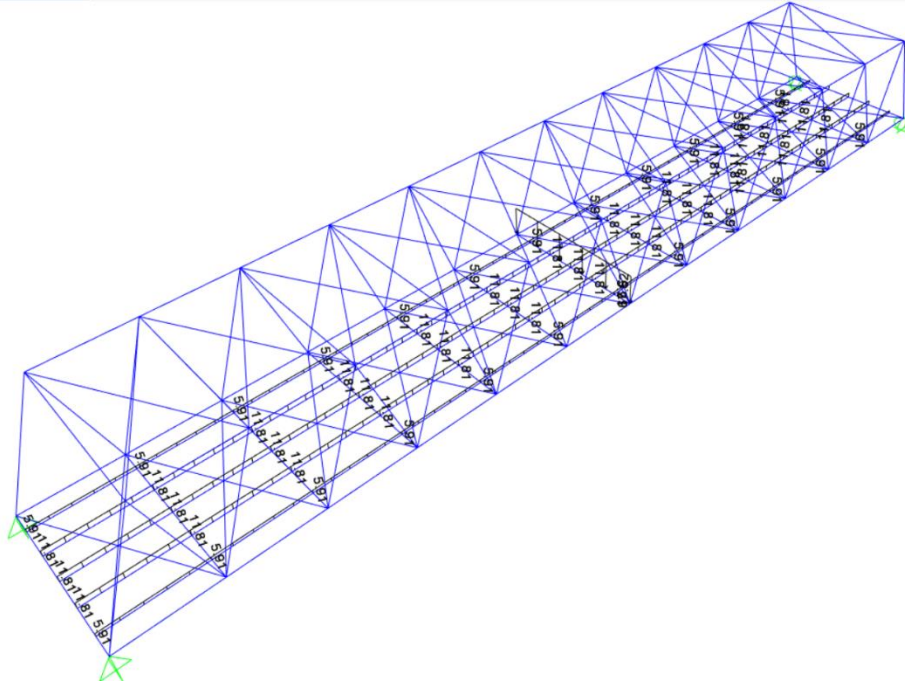
Beban garis terpusat

$$\begin{aligned} (QBGT) &= (1 + FBD) \times q \\ &= (1+38\%) \times 49 \\ &= 67,62 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

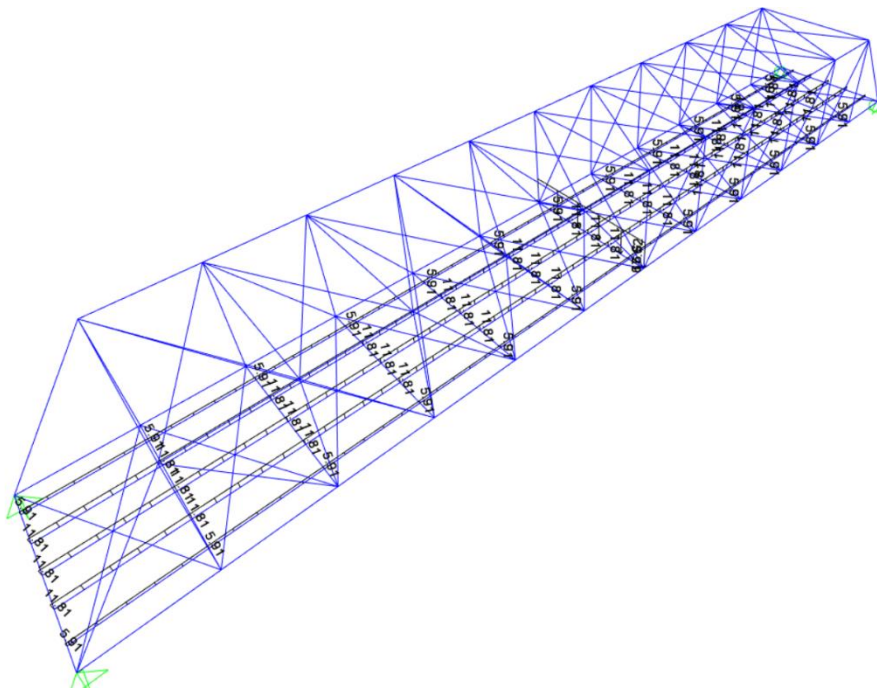
3) Input nilai pembebanan ke *software* SAP2000 .19

Setehasil hasil perhitungan pembebanan selanjutnya input data pembebanan ke model jembatan rangka yang didesain untuk jenis jembatan rangka baja yang didesain pada tugas akhir ini adalah jembatan rangka baja tipe warren truss, pratt truss dan k truss. berikut adalah hasil input pembebanan untuk beban lajur kendaraan yaitu,

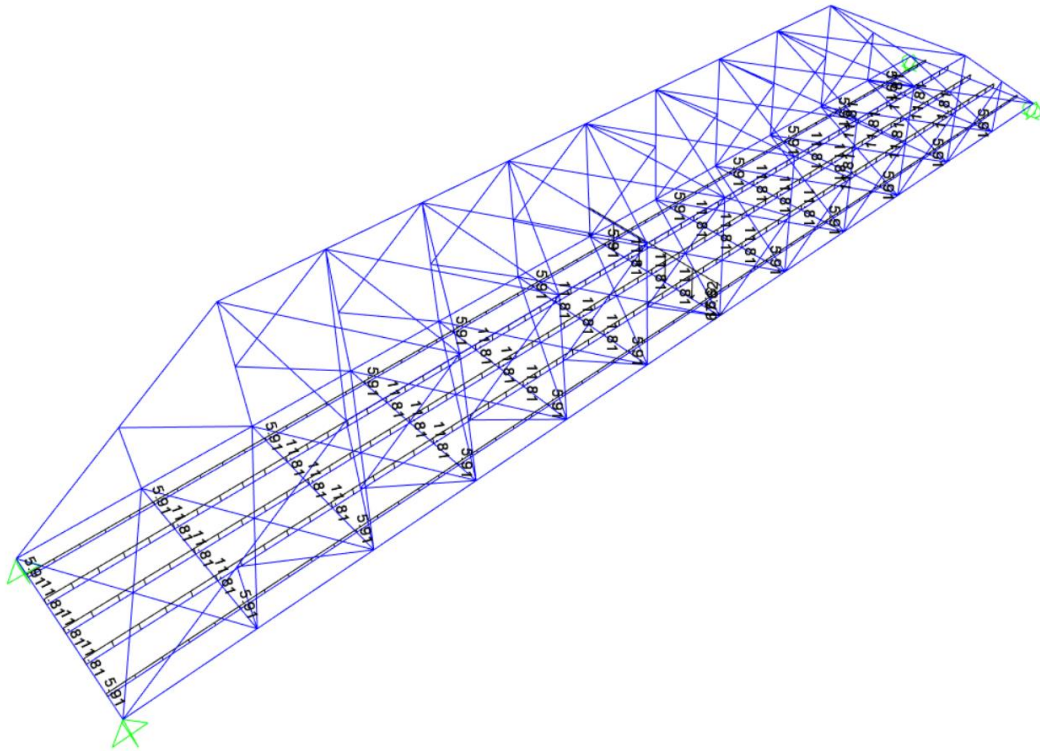
beban terbagi rata (*BTR*) dan beban garis terpusat (*BGT*) ke SAP  
2000 v.19



**Gambar 5.29** Input beban lajur kendaraan (TD) pada jembatan warren truss



**Gambar 5.30** Input beban lajur kendaraan (TD) pada jembatan pratttruss



**Gambar5. 31 Input beban lajur kendaraan (TD) pada jembatan k truss**

- d. Beban pejalan kaki ( $TP$ )

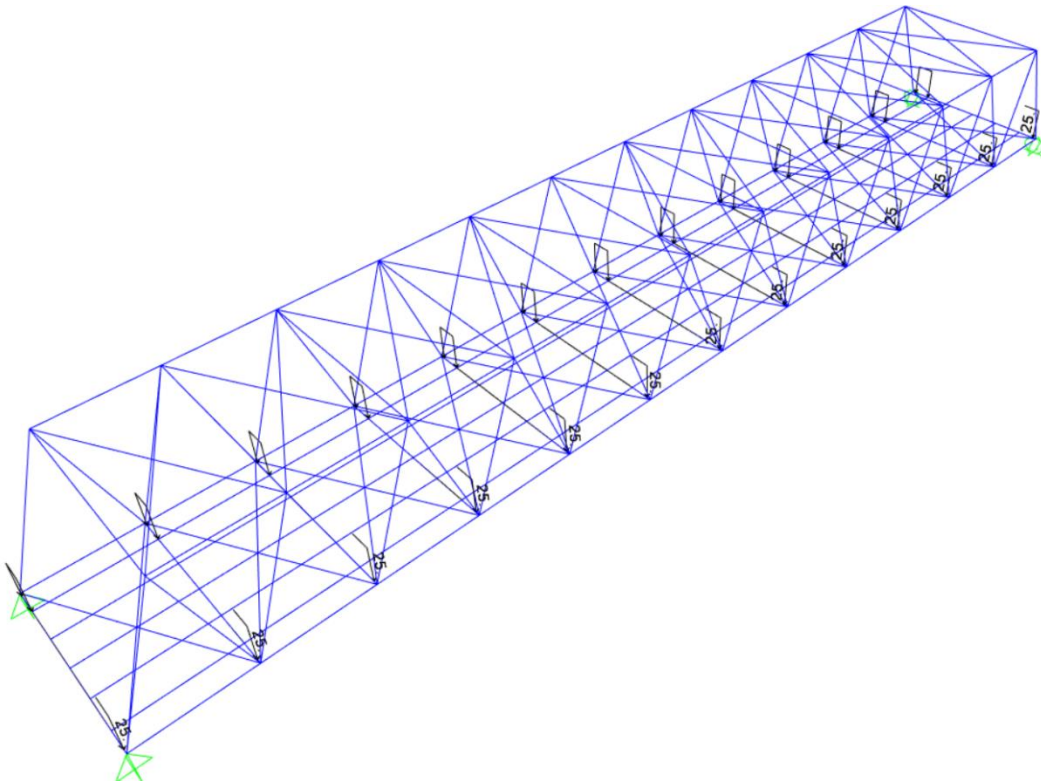
Intensitas beban pejalan kaki (SNI 1725-2016) ( $p$ ) = 5 kPa

Panjang gelagar memanjang ( $\lambda$ ) = 5 m

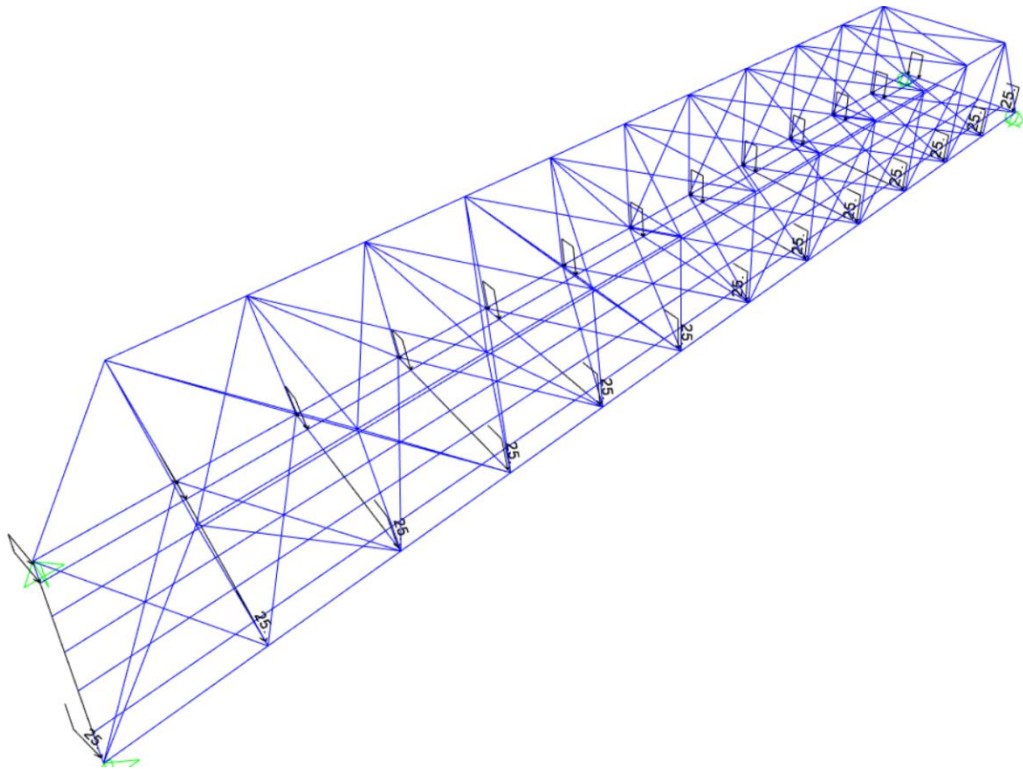
Beban pejalan kaki

$$\begin{aligned} (QTP) &= p \times \lambda \\ &= 5 \times 5 \\ &= 25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

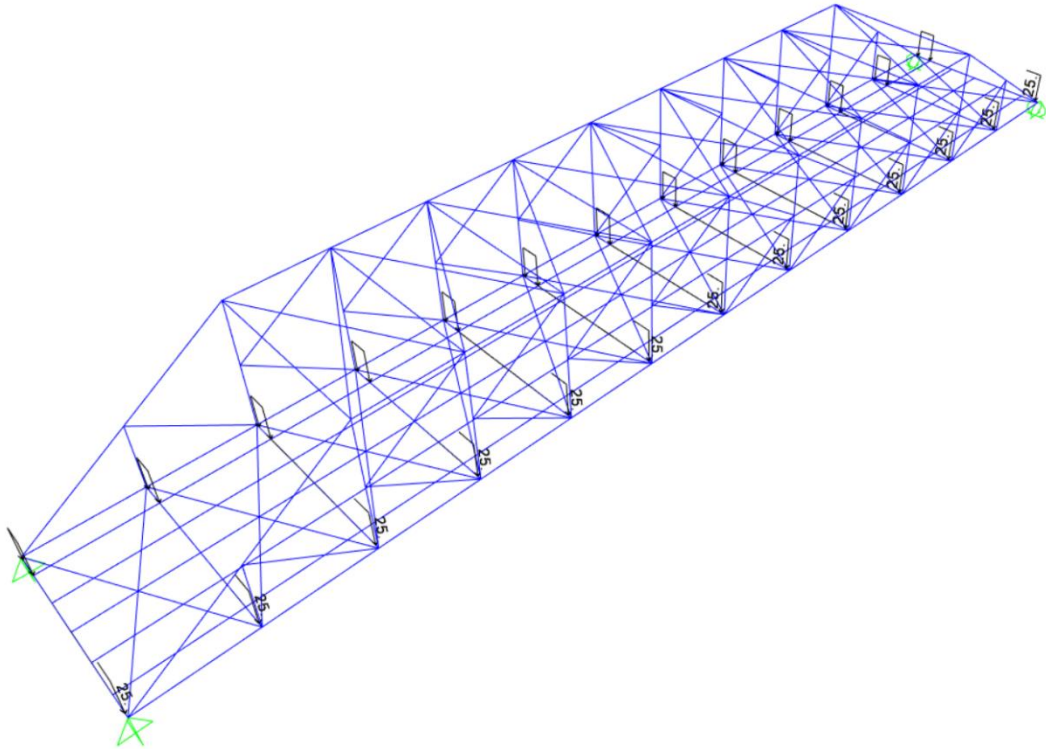
Setelah hasil perhitungan pembebanan selanjutnya input data pembebanan ke model jembatan rangka yang didesain untuk jenis jembatan rangka baja yang didesain pada tugas akhir ini adalah jembatan rangka baja tipe warren truss, pratt truss dan k truss. berikut adalah hasil input pembebanan untuk beban pejalan kaki ke SAP 2000 v.19



**Gambar 5.32 Input beban pejalan kaki (TP) pada jembatan warren truss**



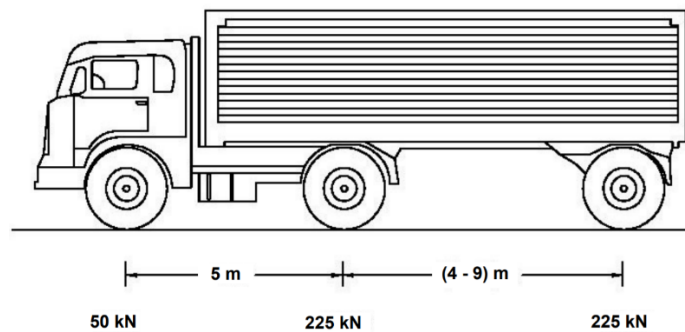
**Gambar 5.33 Input beban pejalan kaki (TP) pada jembatan pratt truss**



**Gambar 5.34 Input beban pejalan kaki (TP) pada jembatan k truss**

e. Beban rem (*TB*)

Gaya rem diambil berdasarkan dari berat gandar atau berat truk rencana untuk berat truk rencana dalam SNI 1725-2016 sebesar 500 kN dan untuk beban gandar dapat dilihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 5.35 Beban truk "T" (500 kN)**

1) 25% dari berat gandar truk desain

$$\begin{aligned} \text{Berat gandar depan (Tdepan)} &= 50 \text{ kN} \\ &= 25\% \times 50 \end{aligned}$$

$$= 12,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat gandar tengah (} T_{\text{tengah}} \text{)} &= 225 \text{ kN} \\ &= 25\% \times 225 \\ &= 56,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat gandar belakang (} T_{\text{belakang}} \text{)} &= 225 \text{ kN} \\ &= 25\% \times 225 \\ &= 56,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan berat gandar diatas digunakan berat gandar terbesar untuk beban gaya rem ( $P_{TB1}$ ) yaitu 56,25 kN untuk dibandingkan dengan beban truk + BTR

2) 5% dari berat truk rencana ditambah beban terbagi rata (BTR)

$$\begin{aligned} \text{Berat truk rencan (} P_{TT} \text{)} &= 500 \text{ kN} \\ \text{Intensitas beban BTR (} q \text{)} &= 6,75 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Lebar lajur kendaraan (} B \text{)} &= 7 \text{ m} \\ \text{Panjang bentang jembatan (} L \text{)} &= 60 \text{ m} \\ \text{Beban akibat gaya rem (} P_{TB2} \text{)} &= 5\% \times (P_{TT} + q \times B \times L) \\ &= 5\% \times (500 + 6,75 \times 7 \times 60) \\ &= 166,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

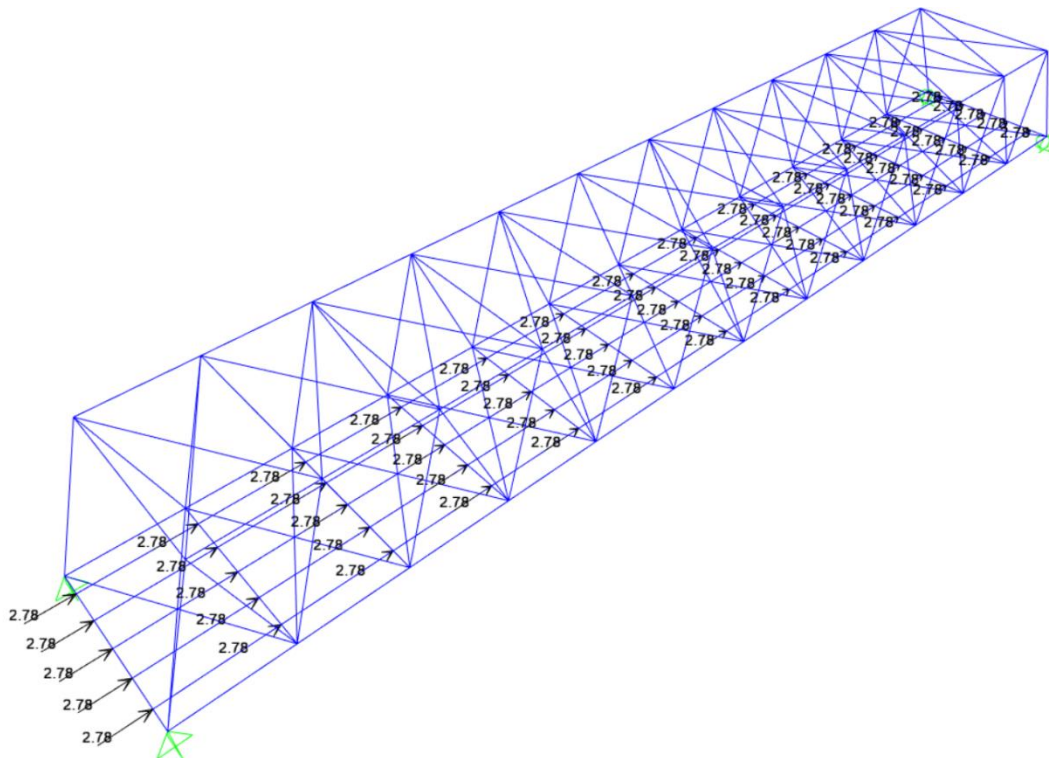
Berdasarkan perhitungan diatas didapatkan nilai  $P_{TB1}$  sebesar 56,25 kN dan nilai  $P_{TB2}$  sebesar 166,7 kN jadi beban gaya rem yang digunakan adalah  $P_{TB2}$  sebesar 166,7 kN

Untuk nilai beban gaya rem harus dibagi dengan jumlah joint yang tersedia pada jembatan untuk jembatan rangka baja tipe warren, pratt dan k truss memiliki jumlah join (n) yang sama yaitu 65 buah

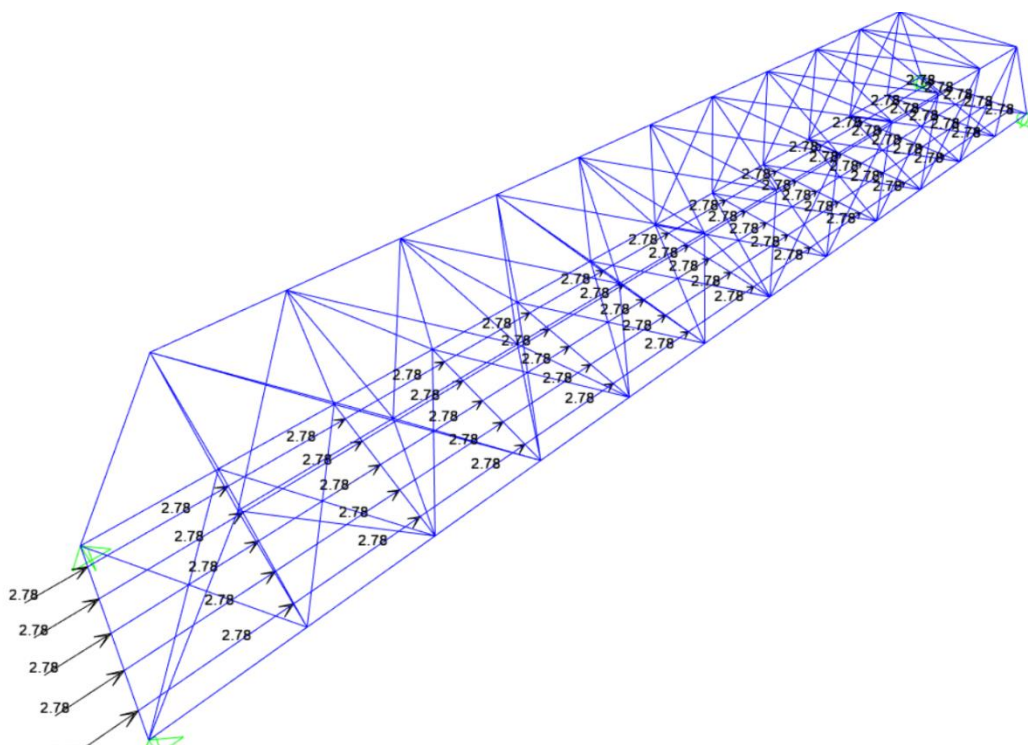
Maka gaya rem yang terjadi di masing- masing joint adalah

$$\begin{aligned} P_{TB} &= P_{TB2}/n \\ &= 166,7 / 65 \\ &= 2,565 \text{ kN} \end{aligned}$$

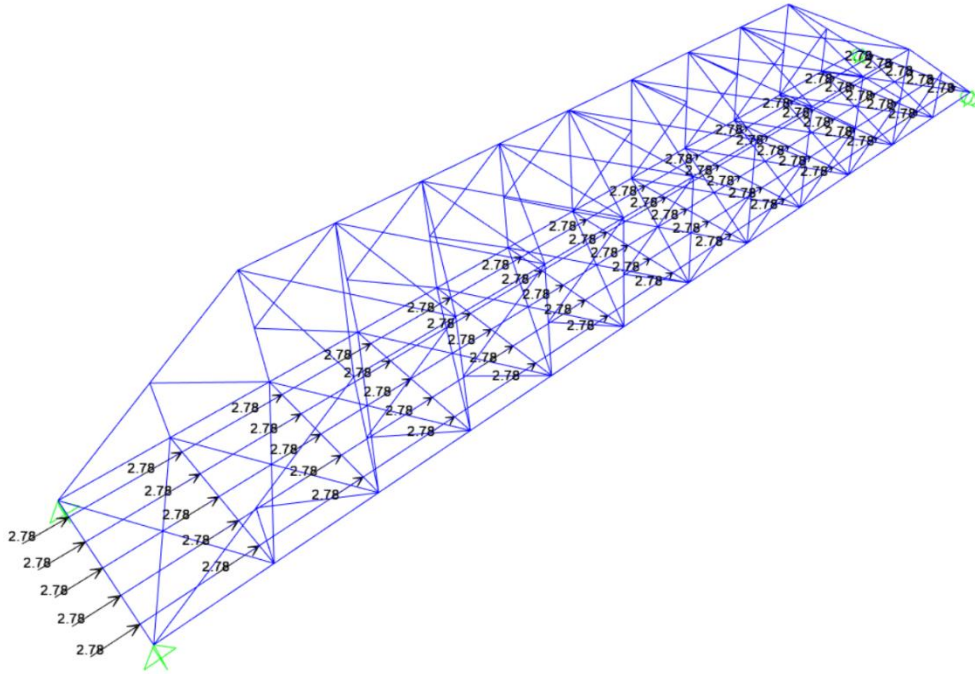
Jadi, gaya rem yang terjadi pada masing-masing joint sebesar 2,565 kN Berikut adalah gambar input pembebanan untuk gaya rem pada jembatan rangka baja tipe warren, pratt dan k truss SAP2000 v.19.



**Gambar 5.36** Input beban rem (TB) pada jembatan warren truss



**Gambar 5.37** Input beban rem (TB) pada jembatan pratt truss



**Gambar 5.38 Input beban rem (TB) pada jembatan k truss**

f. Beban angin (EW)

Untuk beban angin pada tugas akhir ini hanya menghitung tekanan angin horizontal pada struktur ( $EW_s$ ) dan tekanan angin kendaraan ( $EW_l$ )

1) Tekanan angin horizontal ( $EW_s$ )

Pada SNI 1725-2016 untuk tekanan angin rencana memiliki kecepatan dasar ( $V_B$ ) sebesar 90 sampai 129 km/jam.

- ✓ Kecepatan angin pada ketinggian 10m ( $V_{10}$ ) menurut SNI 1725-2016 apabila tidak memiliki data survey boleh mengasumsikan untuk nilai  $V_{10} = V_B$  sebesar 129 km/jam
- ✓ Kecepatan angin rencana pada ketinggian 10 m ( $V_B$ ) sebesar 126 km/jam
- ✓ Ketinggian struktur dari atas tanah ( $Z$ ) 15 m
- ✓ Kecepatan gesekan angin hulu ( $V_0$ ) pada area perkotaan sesuai pada tabel 28 SNI 1725-2016 sebesar 19,3 km/jam
- ✓ Panjang gesekan hulu jembatan ( $Z_0$ ) pada area perkotaan sesuai pada tabel 28 SNI 1725-2016 sebesar 2,5 m

- ✓ Tekanan angin dasar Tekan pada jembatan rangka sesuai pada tabel 29 SNI 1725-2016 ( $P_{Btekan}$ ) sebesar 0,0024 MPa
- ✓ Tekanan angin dasar Hisap pada jembatan rangka sesuai pada tabel 29 SNI 1725-2016 ( $P_{Bhisap}$ ) sebesar 0,0012 MPa

a) Kecepatan angin pada ketinggian rencana ( $V_{DZ}$ )

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \times (V_{10}/V_B) \ln (Z/Z_0) \\ &= 2,5 \times 19,3 \times (126/126) \ln (15/2,5) \\ &= 86,452 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

b) Tekanan angin rencana pada struktur ( $P_D$ )

i) Tekanan angin tekan ( $P_{Dtekan}$ )

$$\begin{aligned} P_{Dtekan} &= P_{Btekan} \times (V_{DZ}/V_B)^2 \\ &= 0,0024 \times (86,452/126)^2 \\ &= 0,00113 \text{ MPa} \\ &= 1,13 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ii) Tekanan angin hisap ( $P_{Dhisap}$ )

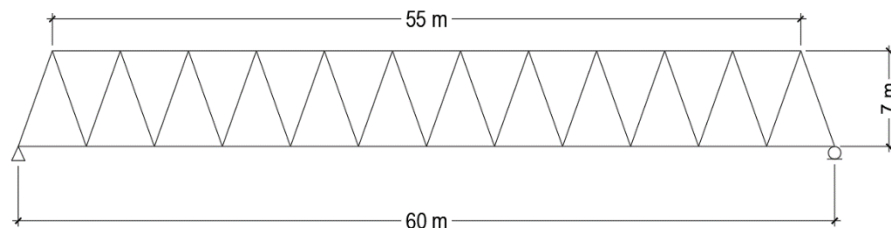
$$\begin{aligned} P_{Dhisap} &= P_{Bhisap} \times (V_{DZ}/V_B)^2 \\ &= 0,0012 \times (86,452/126)^2 \\ &= 0,00056 \text{ MPa} \\ &= 0,56 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

c) Luas area pembebanan angin pada struktur jembatan ( $A_b$ )

Pada RSNI T-02-2005 untuk luas area beban angin boleh diambil 30 % dari luas struktur jembatan dibatasi oleh batang terluar.

i) Luas area pembebanan angin pada jembatan Warren truss

Berikut adalah gambar 2D jembatan tipe warren truss



**Gambar 5.39 Seketsa 2D jembatan Warren Truss**

Panjang struktur atas jembatan (pa) = 55 m

Panjang struktur bawah jembatan (pb) = 60 m

Tinggi jembatan (H) = 7 m

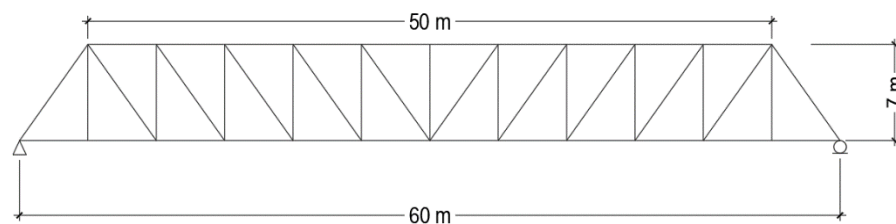
Luas area pembebanan angin pada jembatan warren truss

$$\begin{aligned} Abwarren &= 30\% \times ((pa+pb)/2) \times H \\ &= 30\% \times ((55+60)/2) \times 7 \\ &= 120,75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Jadi, luas area pembebanan angin pada jembatan warren truss sebesar 120,75 m<sup>2</sup>

ii) Luas area pembebanan angin pada jembatan pratt truss

Berikut adalah gambar 2D jembatan tipe Pratt truss



**Gambar 5.40 Sketsa 2D jembatan pratt truss**

Panjang struktur atas jembatan (pa) = 50m

Panjang struktur bawah jembatan (pb) = 60 m

Tinggi jembatan (H) = 7 m

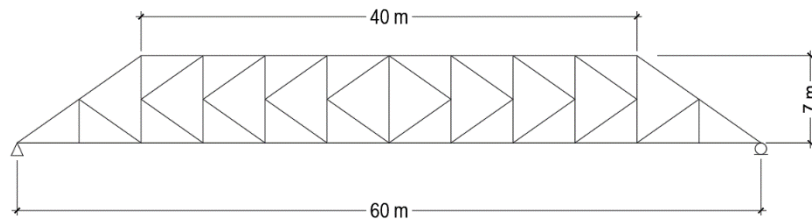
Luas area pembebanan angin pada jembatan warren truss

$$\begin{aligned} Abwarren &= 30\% \times ((pa+pb)/2) \times H \\ &= 30\% \times ((50+60)/2) \times 7 \\ &= 115,5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Jadi, luas area pembebanan angin pada jembatan warren truss sebesar 115,5 m<sup>2</sup>

iii) Luas area pembebanan angin pada jembatan K truss

Berikut adalah gambar 2D jembatan tipe k truss



**Gambar 5.41 Sketsa 2D jembatan K truss**

Panjang struktur atas jembatan ( $p_a$ ) = 40 m

Panjang struktur bawah jembatan ( $p_b$ ) = 60 m

Tinggi jembatan ( $H$ ) = 7 m

Luas area pembebanan angin pada jembatan warren truss

$$\begin{aligned} Ab_{warren} &= 30\% \times ((p_a + p_b)/2) \times H \\ &= 30\% \times ((40 + 60)/2) \times 7 \\ &= 120,75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Jadi, luas area pembebanan angin pada jembatan warren truss sebesar  $105 \text{ m}^2$

d) Tekanan angin pada struktur jembatan ( $EW_s$ )

i) Tekanan angin pada struktur jembatan tipe warren truss

Luas area pembebanan angin ( $Ab_{warren}$ ) =  $120,75 \text{ m}^2$

Tekanan angin tekan ( $P_{Dtekan}$ ) =  $1,13 \text{ kN/m}^2$

Tekanan angin hisap ( $P_{Dhisap}$ ) =  $0,56 \text{ kN/m}^2$

Panjang bentang jembatan ( $L$ ) = 60 m

Jumlah joint pada ( $n$ ) = 25 buah

Tekanan angin tekan pada jembatan warren truss

$$\begin{aligned} P_{EWst} &= Ab_{warren} \times P_{Dtekan} \\ &= 120,75 \times 1,13 \\ &= 136,431 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek syarat untuk tekanan angin tekan pada jembatan

Pada SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.1 gaya angin tekan tidak boleh diambil kurang dari  $4,4 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} P_{EWst} &= P_{EWst} / L \\ &= 136,431 / 60 \end{aligned}$$

$$= 2,274 \text{ kN/m} < 4,4 \text{ kN/m} \text{ sehingga}$$

$$\text{digunakan } 4,4 \text{ kN/m}$$

Sehingga tekanan angin tekan pada jembatan warren truss

$$P_{EWst} = 4,4 \times L / n$$

$$= 4,4 \times 60 / 25$$

$$= 10,56 \text{ kN}$$

Jadi, gaya angin tekan yang terjadi pada jembatan warren truss sebesar 10,56 kN

Tekanan angin hisap pada jembatan warren truss

$$P_{EWsh} = Ab_{warren} \times P_{Dhisap}$$

$$= 120,75 \times 0,56$$

$$= 68,215 \text{ kN}$$

Cek syarat untuk tekanan angin tekan pada jembatan

Pada SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.1 gaya angin hisap tidak boleh diambil kurang dari 2,2 kN/m

$$P_{EWsh} = P_{EWsh} / L$$

$$= 68,215 / 60$$

$$= 1,137 \text{ kN/m} < 2,2 \text{ kN/m} \text{ sehingga}$$

$$\text{digunakan } 2,2 \text{ kN/m}$$

Sehingga tekanan angin hisap pada jembatan warren truss

$$P_{EWsh} = 2,2 \times L / n$$

$$= 2,2 \times 60 / 25$$

$$= 5,28 \text{ kN}$$

Jadi, gaya angin tekan yang terjadi pada jembatan warren truss sebesar 5,28 kN

ii) Tekanan angin pada struktur jembatan tipe pratt truss

Luas area pembebanan angin ( $Ab_{pratt}$ )	= 115,5 m <sup>2</sup>
Tekanan angin tekan ( $P_{Dtekan}$ )	= 1,13 kN/m <sup>2</sup>
Tekanan agnin hisap ( $P_{Dhisap}$ )	= 0,56 kN/m <sup>2</sup>
Panjang bentang jembatan ( $L$ )	= 60 m
Jumlah joint pada ( $n$ )	= 24 buah

Tekanan angin tekan pada jembatan pratt truss

$$\begin{aligned} P_{EWst} &= Abpratt \times P_{Dtekan} \\ &= 115,5 \times 1,13 \\ &= 130,499 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek syarat untuk tekanan angin tekan pada jembatan

Pada SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.1 gaya angin tekan tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/m

$$\begin{aligned} P_{EWst} &= P_{EWst} / L \\ &= 130,499 / 60 \\ &= 2,175 \text{ kN/m} < 4,4 \text{ kN/m} \text{ sehingga} \\ &\text{digunakan } 4,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sehingga tekanan angin tekan pada jembatan pratt truss

$$\begin{aligned} P_{EWst} &= 4,4 \times L / n \\ &= 4,4 \times 60 / 24 \\ &= 11 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, gaya angin tekan yang terjadi pada jembatan pratt truss sebesar 11 kN

Tekanan angin hisap pada jembatan pratt truss

$$\begin{aligned} P_{EWsh} &= Abpratt \times P_{Dhisap} \\ &= 115,5 \times 0,56 \\ &= 65,249 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek syarat untuk tekanan angin tekan pada jembatan

Pada SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.1 gaya angin hisap tidak boleh diambil kurang dari 2,2 kN/m

$$\begin{aligned} P_{EWsh} &= P_{EWsh} / L \\ &= 65,249 / 60 \\ &= 1,087 \text{ kN/m} < 2,2 \text{ kN/m} \text{ sehingga} \\ &\text{digunakan } 2,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sehingga tekanan angin hisap pada jembatan pratt truss

$$\begin{aligned} P_{EWsh} &= 2,2 \times L / n \\ &= 2,2 \times 60 / 25 \end{aligned}$$

$$= 5,50 \text{ kN}$$

Jadi, gaya angin tekan yang terjadi pada jembatan pratt truss sebesar 5,50 kN

iii) Tekanan angin pada struktur jembatan tipe k truss

$$\begin{aligned} \text{Luas area pembebanan angin } (Abk) &= 105 \text{ m}^2 \\ \text{Tekanan angin tekan } (P_{Dtekan}) &= 1,13 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Tekanan angin hisap } (P_{Dhisap}) &= 0,56 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Panjang bentang jembatan } (L) &= 60 \text{ m} \\ \text{Jumlah joint pada } (n) &= 32 \text{ buah} \end{aligned}$$

Tekanan angin tekan pada jembatan k truss

$$\begin{aligned} P_{EWst} &= Abk \times P_{Dtekan} \\ &= 105 \times 1,13 \\ &= 118,635 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek syarat untuk tekanan angin tekan pada jembatan

Pada SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.1 gaya angin tekan tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/m

$$\begin{aligned} P_{EWst} &= P_{EWst} / L \\ &= 118,635 / 60 \\ &= 1,977 \text{ kN/m} < 4,4 \text{ kN/m} \text{ sehingga} \\ &\quad \text{digunakan } 4,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sehingga tekanan angin tekan pada jembatan k truss

$$\begin{aligned} P_{EWst} &= 4,4 \times L / n \\ &= 4,4 \times 60 / 32 \\ &= 8,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, gaya angin tekan yang terjadi pada jembatan k truss sebesar 8,25 kN

Tekanan angin hisap pada jembatan k truss

$$\begin{aligned} P_{EWsh} &= Abk \times P_{Dhisap} \\ &= 105 \times 0,56 \\ &= 59,318 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek syarat untuk tekanan angin tekan pada jembatan

Pada SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.1 gaya angin hisap tidak boleh diambil kurang dari 2,2 kN/m

$$\begin{aligned} P_{EWsh} &= P_{EWsh} / L \\ &= 59,318 / 60 \\ &= 0,989 \text{ kN/m} < 2,2 \text{ kN/m} \text{ sehingga} \\ &\text{digunakan } 2,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sehingga tekanan angin hisap pada jembatan warren truss

$$\begin{aligned} P_{EWsh} &= 2,2 \times L / n \\ &= 2,2 \times 60 / 32 \\ &= 4,125 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, gaya angin tekan yang terjadi pada jembatan warren truss sebesar 4,125 kN

e) Tekanan angin pada kendaraan ( $EWI$ )

Selain tekanan angin horizontal jembatan juga direncanakan mampu memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan pada SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.2 tekanan angin kendaraan diasumsikan sebesar ( $T_{EW}$ ) 1,46 N/mm yang berkerja tegak lurus dengan ketinggian ( $h$ ) 1,8 m diatas permukaan jalan. Dengan jarak antar roda kendaraan selebar ( $b$ ) 1,75 m

Tekanan angin pada kendaraan

$$\begin{aligned} P_{EWI} &= h/b \times T_{EW} \\ &= 1,8/1,75 \times 1,46 \\ &= 1,502 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tekanan angin kendaraan pada jembatan

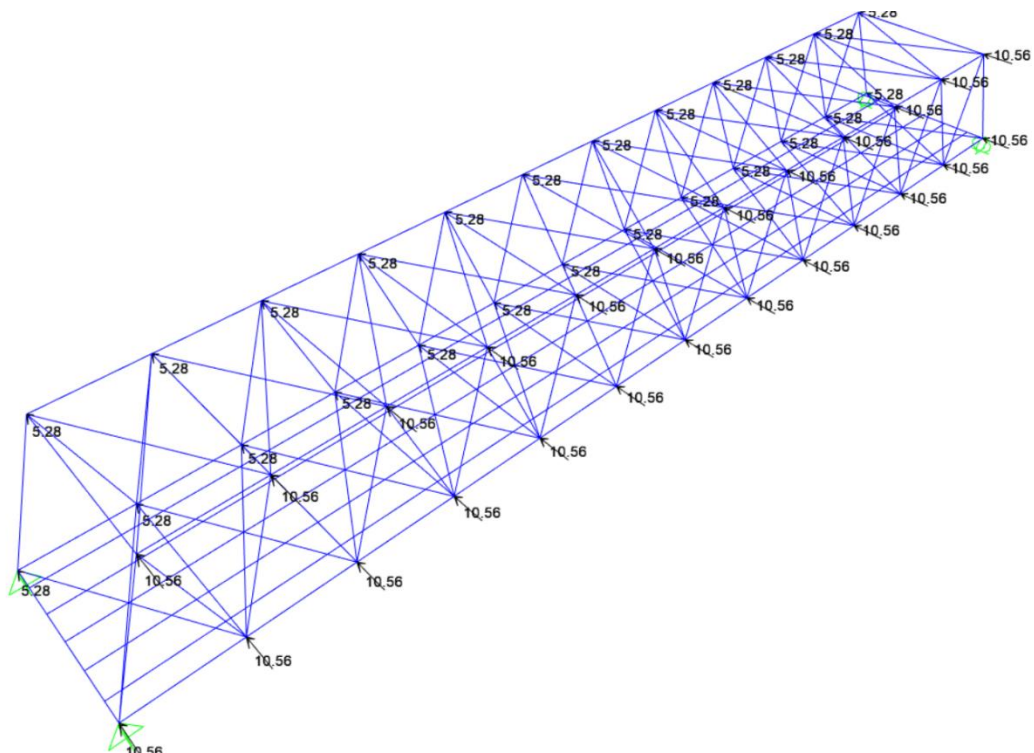
$$\begin{aligned} P_{EWI} &= P_{EWI} / n \\ &= 1,502 / 65 \\ &= 0,023 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rekapitulasi pembebanan untuk beban angin dapat dilihat pada tabel berikut ini.

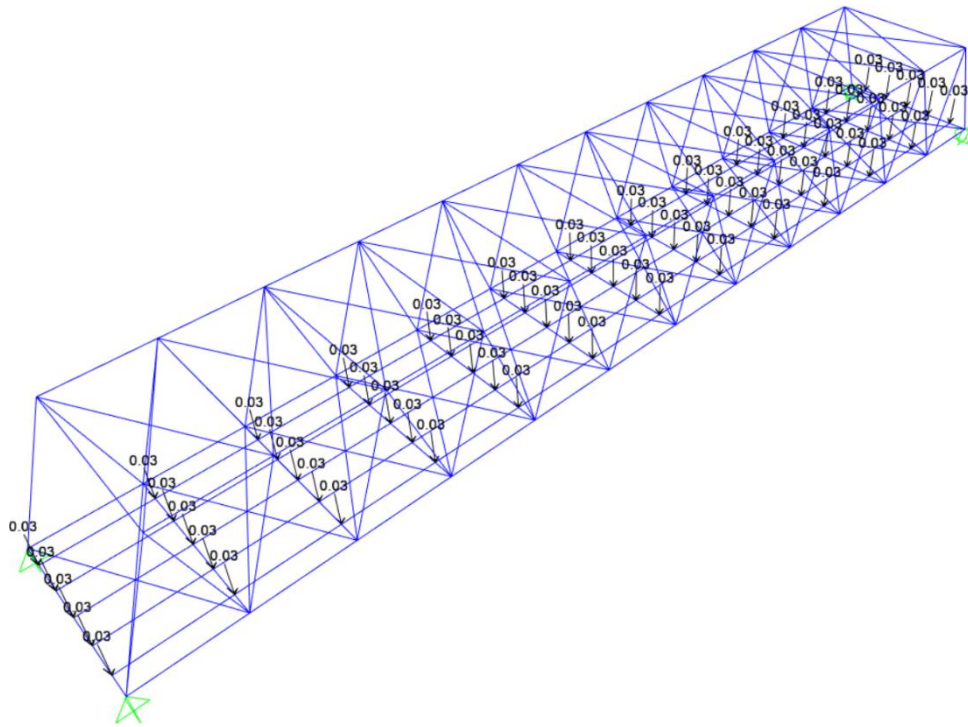
**Tabel 5.5 Rekapitulasi pembebanan beban angin (EW)**

Jenis jembatan	Tekanan angin			Satuan
	tekan	hisap	kendaraan	
Warren truss	10.56	5.28	0.023	kN
Pratt truss	11.00	5.50	0.023	kN
K truss`	8.25	4.13	0.023	kN

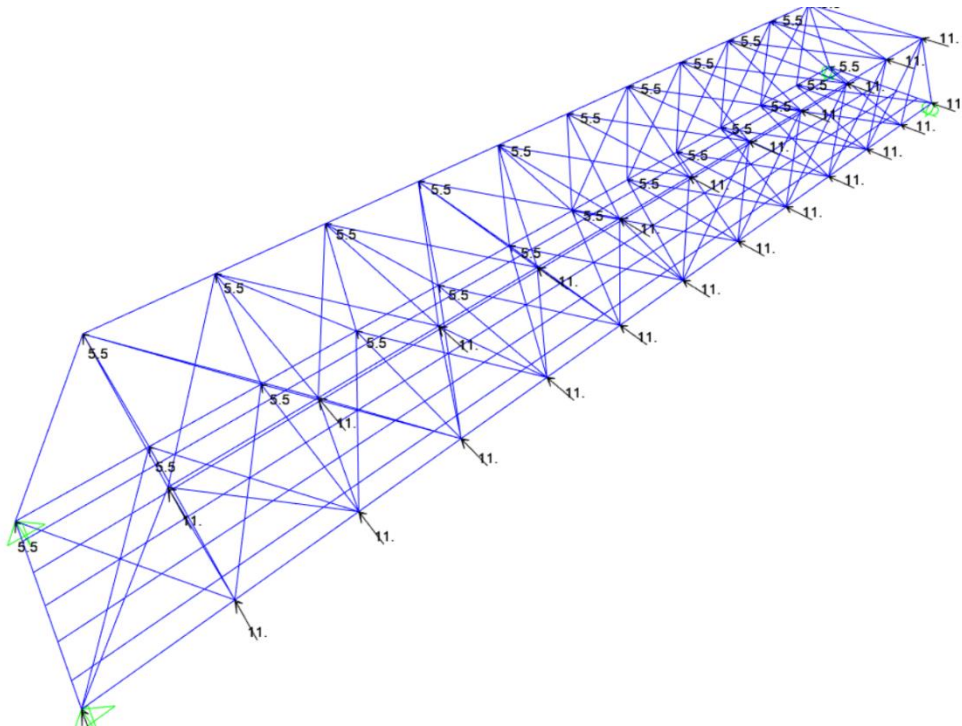
Berikut adalah gambar input pembebanan untuk beban angin pada jembatan rangka baja tipe warren, pratt dan k truss SAP2000 v.191. tekanan angin tekan dan hisap masuk padata tekanan angin struktur (EWs) sedangkan tekanan angin pada kendaraan (EWI)



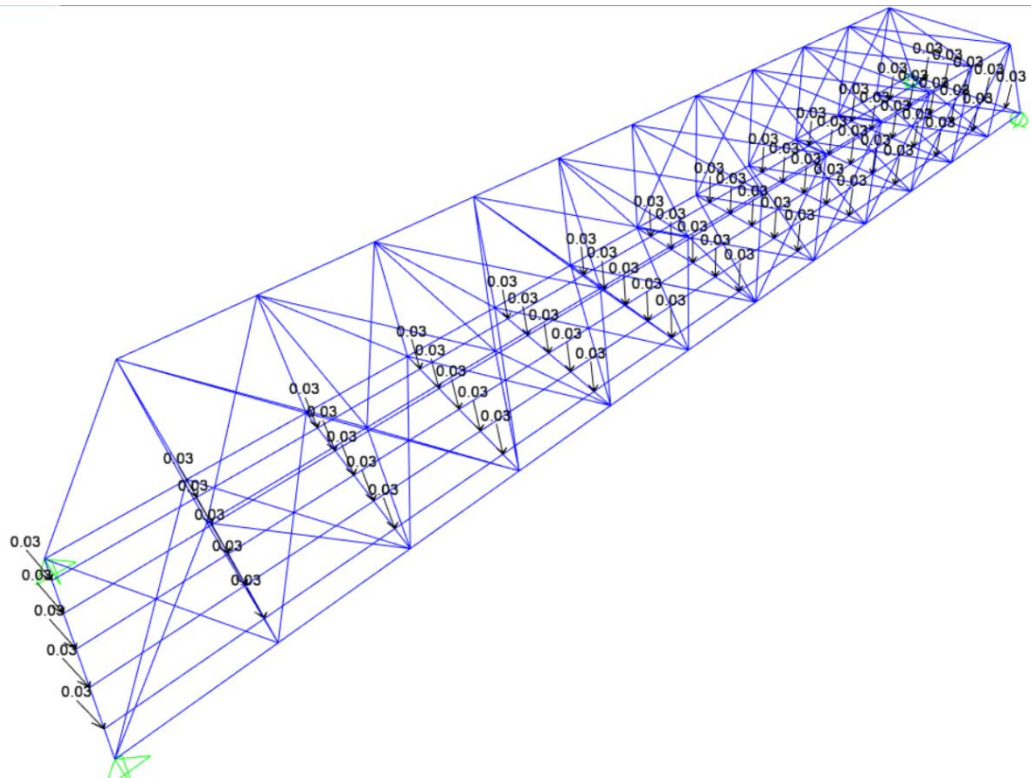
**Gambar 5.42 Input beban tekanan angin struktur (EWs) pada jembatan warren truss**



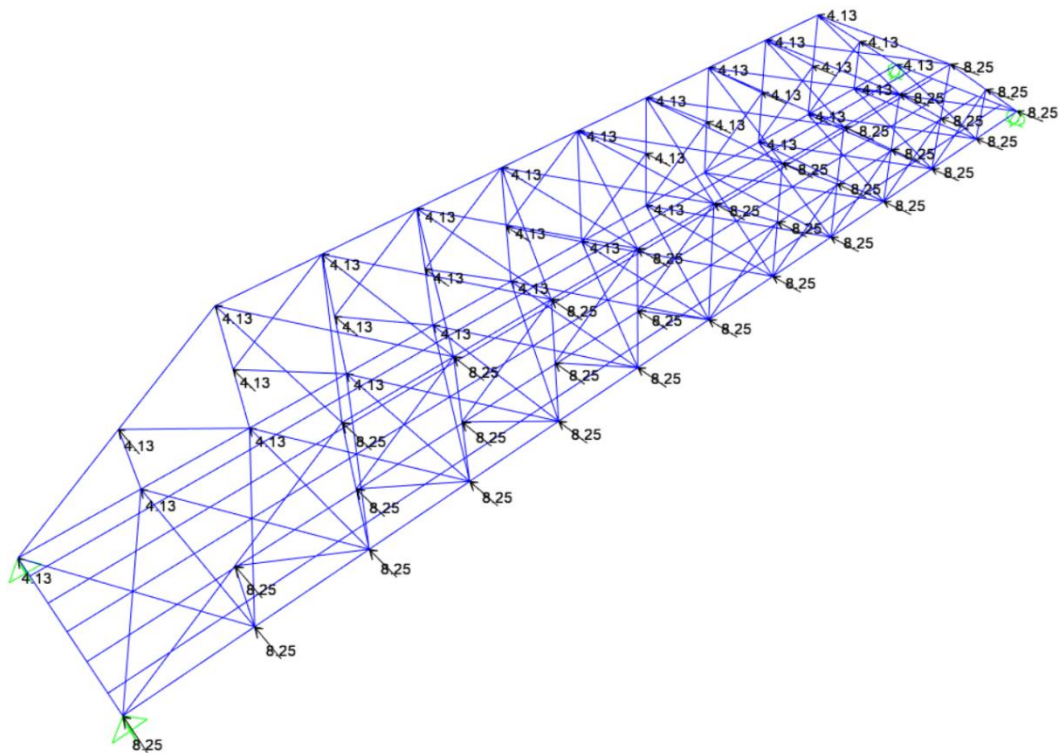
**Gambar 5.43** Input beban tekanan angin kendaraan (EWI) pada jembatan warren truss



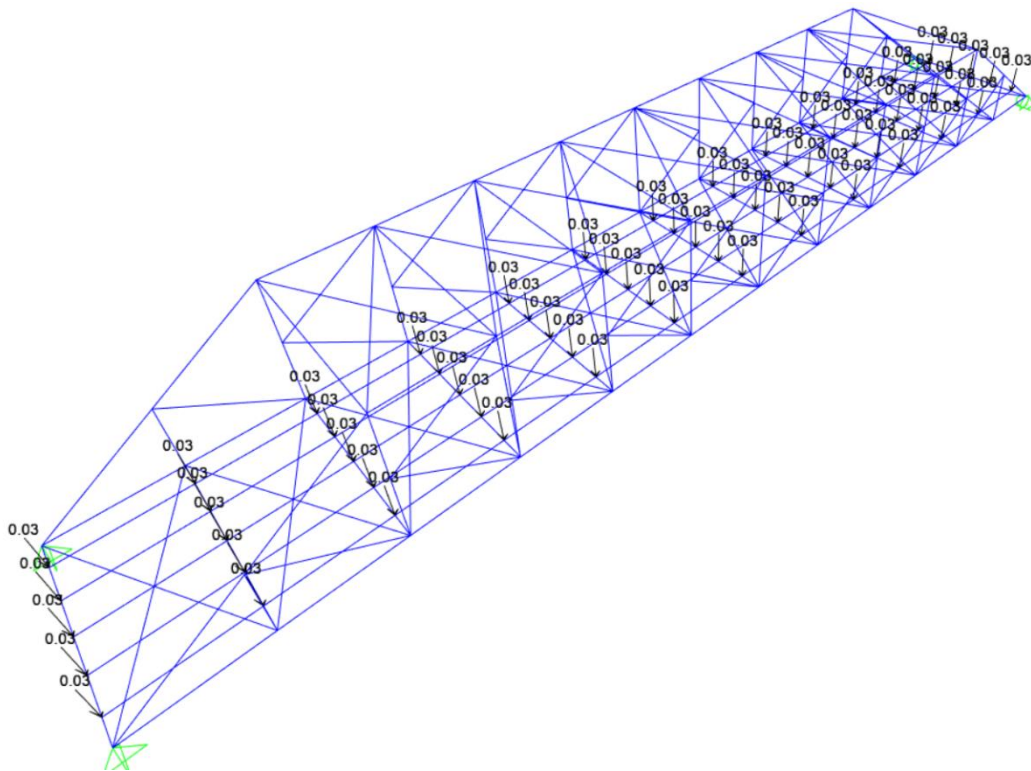
**Gambar 5.44** Input beban tekanan angin struktur (EWs) pada jembatan pratt truss



**Gambar 5.45** Input beban tekanan angin kendaraan (EWI) pada jembatan pratt truss



**Gambar 5.46** Input beban tekanan angin struktur (EWs) pada jembatan k truss



**Gambar 5.47** Input beban tekanan angin kendaraan (EWI) pada jembatan k truss

g. Beban gempa ( $EQ$ )

Dalam SNI 2833-2016 untuk menganalisis gaya gempa yang terjadi memiliki syarat. Pada pasal 6.3.1 tabel 8 untuk jembatan bentang tunggal tidak usah dilakukan analisis untuk beban gempa. Namun pada tugas akhir ini penulis tetap menganalisis beban gempa dengan ketentuan pilar yang diasumsikan pilar tunggal. Berat struktur atas jembatan merupakan salah satu komponen yang berpengaruh untuk gaya gempa yang terjadi. Berikut adalah total berat struktur atas jembatan untuk masing-masing jembatan tipe warren, pratt dan k truss tabel 3.9, 3.10 dan tabel 3.11.

**Tabel 5.6 Rekapitulasi berat struktur atas jembatan tipe warren truss**

<b>Jembatan rangka baja tipe Warren Truss</b>					
<b>Jenis Berat</b>	<b>Berat jenis</b>	<b>Panjang</b>	<b>Lebar</b>	<b>Tebal</b>	<b>Berat</b>
	<b>kN/m<sup>3</sup></b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>kN</b>
Rangka baja Jembatan dihitung otomatis menggunakan SAP 2000 v.19					1933.309
Pelat lantai	25	60	9	0.2	2700
Trotoar	24	60	2	0.25	720
Aspal + overlay (5cm)	22	60	7	0.1	924
Air hujan	9.81	60	9	0.05	264.87
Berat total struktur atas jembatan					6542.179

**Tabel 5.7 Rekapitulasi berat struktur atas jembatan tipe pratt truss**

<b>Jembatan rangka baja tipe Warren Truss</b>					
<b>Jenis Berat</b>	<b>Berat jenis</b>	<b>Panjang</b>	<b>Lebar</b>	<b>Tebal</b>	<b>Berat</b>
	<b>kN/m<sup>3</sup></b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>kN</b>
Rangka baja Jembatan dihitung otomatis menggunakan SAP 2000 v.19					1850.733
Pelat lantai	25	60	9	0.2	2700
Trotoar	24	60	2	0.25	720
Aspal + overlay (5cm)	22	60	7	0.1	924
Air hujan	9.81	60	9	0.05	264.87
Berat total struktur atas jembatan					6459.603

**Tabel 5.8 Rekapitulasi berat struktur atas jembatan tipe ktruss**

<b>Jembatan rangka baja tipe Warren Truss</b>					
<b>Jenis Berat</b>	<b>Berat jenis</b>	<b>Panjang</b>	<b>Lebar</b>	<b>Tebal</b>	<b>Berat</b>
	<b>kN/m<sup>3</sup></b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>kN</b>
Rangka baja Jembatan dihitung otomatis menggunakan SAP 2000 v.19					2171.596
Pelat lantai	25	60	9	0.2	2700
Trotoar	24	60	2	0.25	720
Aspal + overlay (5cm)	22	60	7	0.1	924

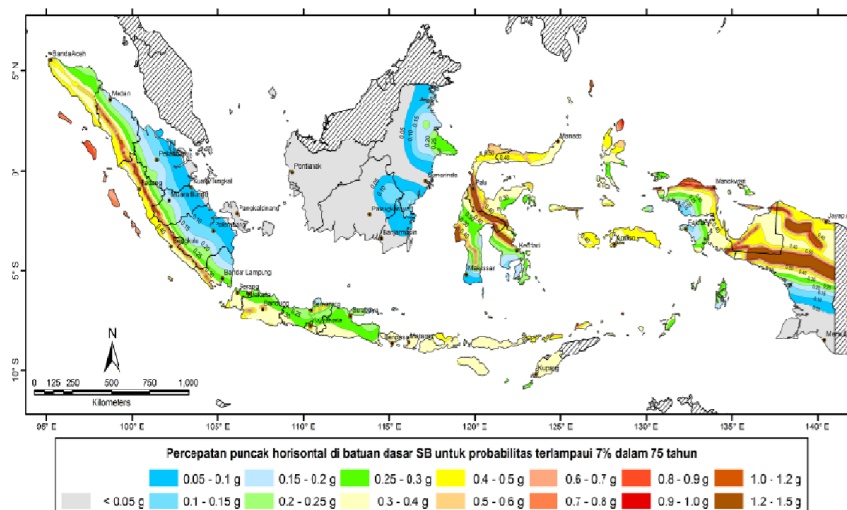
Lanjutan Tabel 5.8 Rekapitulasi berat struktur atas jembatan tipe ktruss

Jembatan rangka baja tipe Warren Truss					
Jenis Berat	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tebal	Berat
	kN/m <sup>3</sup>	m	m	m	kN
Air hujan	9.81	60	9	0.05	264.87
Berat total struktur atas jembatan					6780.466

Selanjutnya pada tugas akhir ini beban gempa dihitung mengacu pada SNI 2833-2106. Berikut adalah perhitungan untuk beban gempa yang terjadi pada struktur jembatan.

- 1) Level gempa yang digunakan dalam SNI 2833-2016 level gempa yang digunakan terlampaui 7% dalam 75 tahun
- 2) Kelas situs tanah pada tugas akhir ini berfokus pada provinsi Sulawesi tenggara dengan jenis Tanah Sedang (*SD*)
- 3) Penentuan respon spectra untuk periode 0 detik (periode dasar)

Untuk menentukan respon spectra periode 0 detik mengacu pada gambar berikut ini sesuai SNI 2833-2016



**Gambar 5.48 Peta respon spektra percepatan di batuan dasar (PGA)**

( Sumber : SNI 2833-2016 Standar pembeban gempa untuk jembatan ;gambar 1)

Berdasarkan gambar 5.48 diatas percepatan respon spectra periode 0 detik adalah

$$SPGA = 0.3 \text{ g}$$

Faktor amplifikasi untuk PGA dapat dilihat pada tabel berikut ini

**Tabel 5.9 Faktor amplifikasi untuk PGA ( $F_{PGA}$ )**

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 $S_s \leq 0.25$	PGA = 0,2 $S_s = 0.5$	PGA = 0,3 $S_s = 0.75$	PGA = 0,4 $S_s = 1.0$	PGA > 0,5 $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

**Catatan :** Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

( Sumber : SNI 2833-2016 Standar pembeban gempa untuk jembatan ; tabel 3)

Berdasarkan tabel diatas untuk kelas situs tanah sedang dan  $SPGA = 0,3 \text{ g}$  maka nilai faktor amplifikasi untuk PGA adalah

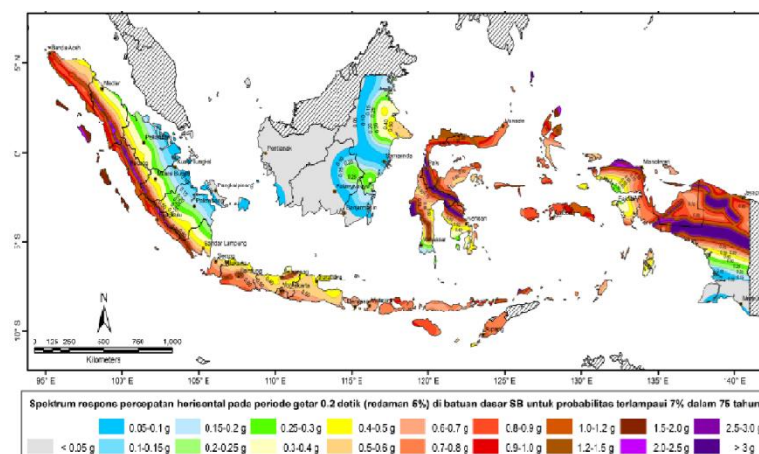
$$F_{PGA} = 1,2$$

Maka nilai percepatan periode 0 detik

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

4) Penentuan respon spectra untuk periode pendek (  $T = 0.2$  detik)

Untuk menentukan respon spectra periode 0,2 detik mengacu pada gambar berikut in sesuai SNI 2833-2016



**Gambar 5.49 Peta respon spektra percepatan 0,2 detik**

( Sumber : SNI 2833-2016 Standar pembeban gempa untuk jembatan ;gambar 2)

Berdasarkan gambar 5.49 diatas maka percepatan respon spectra untuk periode 0,2 detik sebesar

$$S_s = 0,6 \text{ g}$$

Faktor amplifikasi untuk  $S_s$  dapat dilihat pada tabel berikut ini

**Tabel 5.10 Faktor amplifikasi untuk periode 0,2 detik ( $F_a$ )**

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 S <sub>s</sub> ≤ 0.25	PGA = 0,2 S <sub>s</sub> = 0.5	PGA = 0,3 S <sub>s</sub> = 0.75	PGA = 0,4 S <sub>s</sub> = 1.0	PGA > 0,5 S <sub>s</sub> ≥ 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 2833-2016 Standar pembeban gempa untuk jembatan ; tabel 3)

Berdasarkan tabel diatas untuk percepatan respon spectra periode 0,2 detik  $S_s = 0,6 \text{ g}$  dengan kelas situs tanah sedang. Maka dilakukan perbandingan linear sehingga didapatkan nilai faktor amplifikasi untuk periode 0,2 detik ( $F_a$ ) sebesar

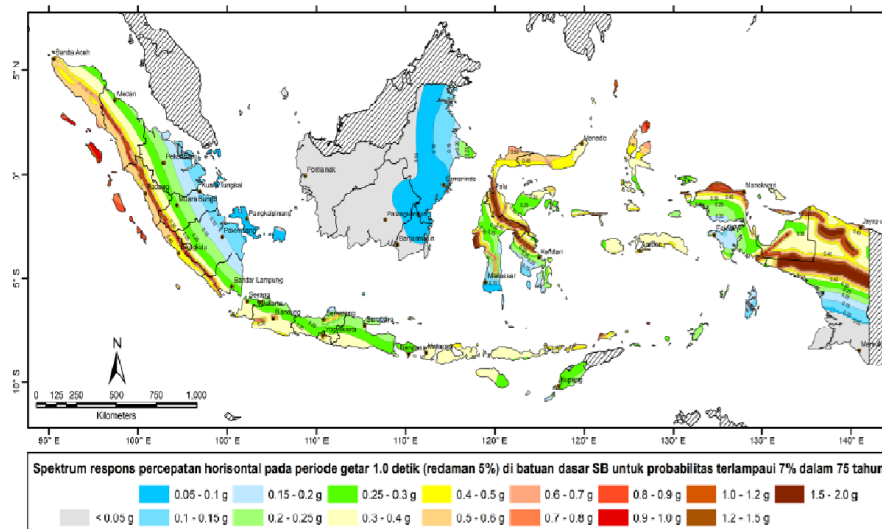
$$F_a = 1,32$$

Maka nilai percepatan untuk periode 0,2 detik

$$\begin{aligned} S_{DS} &= S_s \times F_a \\ &= 0,6 \times 1,32 \\ &= 0,792 \text{ g} \end{aligned}$$

5) Penentuan respon spectra untuk periode (  $T=1$  detik)

Untuk menentukan respon spectra periode 1 detik mengacu pada gambar berikut ini sesuai SNI 2833-2016



**Gambar 5. 50** Peta respon spektra percepatan 1 detik

( Sumber : SNI 2833-2016 Standar pembeban gempa untuk jembatan ; gambar 3)

Berdasarkan gambar diatas percepatan respon spectra periode 1 detik sebesar

$$S_1 = 0,25 \text{ g}$$

Faktor amplifikasi untuk  $S_1$  dapat dilihat pada tabel berikut ini

**Tabel 5.11** Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik ( $F_v$ )

**Tabel 4 - 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

( Sumber : SNI 2833-2016 Standar pembeban gempa untuk jembatan ; tabel 4)

Berdasarkan tabel diatas untuk percepatan respon spectra periode 1 detik  $S_1 = 0,25 \text{ g}$  dengan kelas situs tanah sedang. Maka dilakukan pernadingan linear sehingga didapatkan nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik ( $F_v$ ) sebesar

$$F_v = 1,9$$

Maka nilai percepatan untuk periode 1 detik adalah

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

$$= 0,475 \text{ g}$$

Berikut adalah rekapitulasi untuk nilai percepatan respon spectra periode detik

**Tabel 5.12 Rekapitulasi respon spectra periode (detik)**

Respon spektra		Nilai	Satuan
Respon spektra periode 0 detik	PGA=	0.3	g
Respon spektra periode 0.2 detik	Ss=	0.6	g
Respon spektra periode 1 detik	S1=	0.25	g
Faktor ampifikasi PGA	F <sub>PGA</sub> =	1.2	
Faktor ampifikasi Ss	F <sub>a</sub> =	1.32	
Faktor ampifikasi S1	F <sub>v</sub> =	1.9	
Nilai percepatan periode 0 detik	A <sub>s</sub> =	0.36	g
Nilai percepatan periode 0.2 detik	S <sub>DS</sub> =	0.792	g
Nilai percepatan periode 1 detik	S <sub>D1</sub> =	0.475	g

6) Menghitung nilai Ts

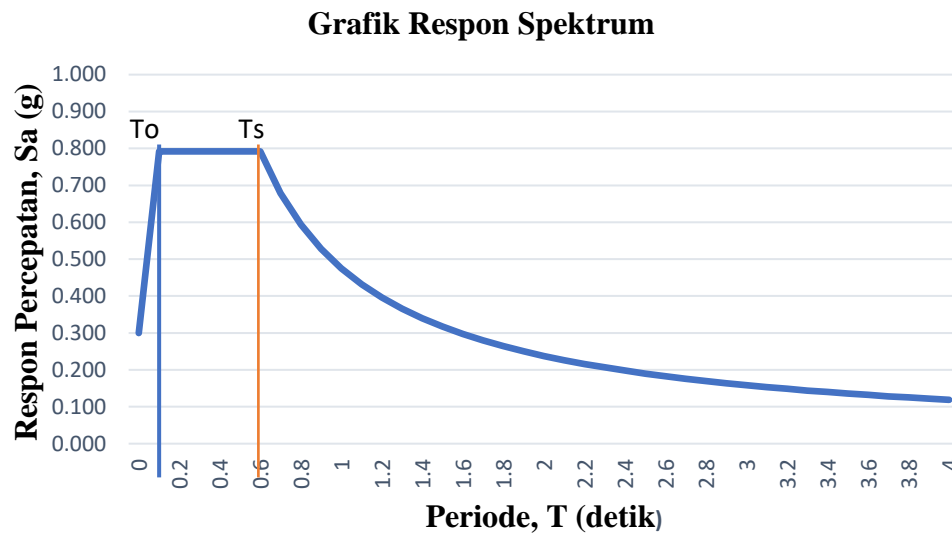
$$\begin{aligned} T_s &= S_{D1} / S_{DS} \\ &= 0,475 / 0,792 \\ &= 0,6 \text{ detik} \end{aligned}$$

7) Menghitung nilai T<sub>0</sub>

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

8) Menggambarkan grafik respon spektra

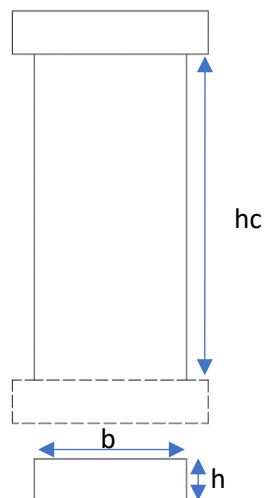
Berdasarkan hasil perhitungan diatas didapatkan nilai yang kemudian dimasukkan kedalam grafik sehingga memunculkan grafik respon spectra seperti pada gambar 5.51 berikut ini.



**Gambar 5.51 Grafik respon spektrum**

9) Kekakuan struktur

Pada tugas akhir ini penulis tidak mendesain ataupun menghitung struktur bawah jembatan serta pada SNI 2833-2016 faktor yang menentu beban gempa adalah pilar jembatan maka dari itu penulis mengasumsikan pilar yang digunakan adalah sebagai berikut.



**Gambar 5. 52 Dimensi pilar**

Dengan,

Tinggi kolom pilar ( $h_c$ ) = 15 m

Panjang kolom pilar ( $b$ ) = 7 m

$$\begin{aligned}
\text{Lebar kolom pilar (h)} &= 2 \text{ m} \\
\text{Mutu beton (f'c)} &= 30 \text{ MPa} \\
\text{Modulus elastis beton (Ec)} &= 4700 * (f'c)^{0,5} \\
&= 4700 \times 30^{0,5} \\
&= 25742,96 \text{ Mpa} \\
&= 25742960 \text{ kpa} \\
\text{Luas kolom pilar (Akolom)} &= P \times B \\
&= 7 \times 2 \\
&= 14 \text{ m}^2 \\
\text{Momen inersia arah X (ix)} &= 1/12 \times b \times h^3 \\
&= 1/12 \times 7 \times 2^3 \\
&= 4,667 \text{ m}^4 \\
\text{Momen inersia arah Y(iy)} &= 1/12 \times h \times b^3 \\
&= 1/12 \times 2 \times 7^3 \\
&= 57,167 \text{ m}^4 \\
\text{Kekakuan Struktur arah X (kpx)} &= 3 \times Ec \times (ix / hc^3) \\
&= 3 \times 25742960 \times (4,667 / 15^3) \\
&= 106785,61 \text{ kN/m} \\
\text{Kekakuan Struktur arah Y (kpy)} &= 3 \times Ec \times (iy / hc^3) \\
&= 3 \times 25742960 \times (57,167 / 15^3) \\
&= 1308123 \text{ kN/m} \\
\text{Periode alami arah X (Tx)} &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kpx}} \\
\text{Warren (Tx1)} &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6542,179}{9,81 \times 106785,61}} \\
&= 0,497 \text{ detik} \\
\text{Pratt (Tx2)} &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6459,603}{9,81 \times 106785,61}} \\
&= 0,493 \text{ detik} \\
\text{K (Tx3)} &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6780,466}{9,81 \times 106785,61}} \\
&= 0,506 \text{ detik}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Periode alami arah Y (Ty)} &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kpy}} \\ \text{Warren (Ty1)} &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6542,179}{9,81 \times 1308123,8}} \\ &= 0,142 \text{ detik} \\ \text{Pratt (Ty2)} &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6459,603}{9,81 \times 1308123,8}} \\ &= 0,142 \text{ detik} \\ \text{K (Ty3)} &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{6780,466}{9,81 \times 1308123,8}} \\ &= 0,144 \text{ detik} \end{aligned}$$

Koefisien respon gempa elasis arah X ( $C_{smx}$ )

$$\begin{aligned} \text{Warren (} C_{smx1} \text{)} &= \text{karena nilai } T_0 < T_{x1} < T_s \\ &\quad (0,12 < 0,496 < 0,6) \text{ maka nilai} \\ &\quad C_{sm} = S_{DS} \\ &= 0,792 \\ \text{Pratt (} C_{smx2} \text{)} &= \text{karena nilai } T_0 < T_{x2} < T_s \\ &\quad (0,12 < 0,493 < 0,6) \text{ maka nilai} \\ &\quad C_{sm} = S_{DS} \\ &= 0,792 \\ \text{K (} C_{smx3} \text{)} &= \text{karena nilai } T_0 < T_{x3} < T_s \\ &\quad (0,12 < 0,505 < 0,6) \text{ maka nilai} \\ &\quad C_{sm} = S_{DS} \\ &= 0,792 \end{aligned}$$

Koefisien respon gempa elasis arah Y ( $C_{smy}$ )

$$\begin{aligned} \text{Warren (} C_{smy1} \text{)} &= \text{karena nilai } T_0 < T_{y2} < T_s \\ &\quad (0,12 < 0,142 < 0,6) \text{ maka nilai} \\ &\quad C_{sm} = S_{DS} \\ &= 0,792 \\ \text{Pratt (} C_{smy2} \text{)} &= \text{karena nilai } T_0 < T_{y2} < T_s \\ &\quad (0,12 < 0,141 < 0,6) \text{ maka nilai} \\ &\quad C_{sm} = S_{DS} = 0,792 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K (C_{sm3}) &= \text{karena nilai } T_0 < T_{y3} < T_s \\
 &(0,12 < 0,144 < 0,6) \text{ maka nilai} \\
 C_{sm} &= S_{DS} \\
 &= 0,792
 \end{aligned}$$

#### 10) Faktor modifikasi respon ( $R$ )

Faktor modifikasi respon mengacu pada SNI 2833-2016 tabel 6 untuk tabel modifikasi respon dapat dilihat pada tabel berikut ini.

**Tabel 5.13 Faktor modifikasi respon ( $R$ )**

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

**Catatan:**

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

( Sumber : SNI 2833-2016 Standar pembeban gempa untuk jembatan ; tabel 6)

Berdasarkan tabel tersebut jembatan merupakan jembatan sangat penting serta merupakan kolom tunggal maka menggunakan faktor modifikasi respon sebesar

$$R = 1,5$$

#### 11) Beban Gempa ( $EQ$ )

Sesuai dalam SNI 2833-2016 dan SNI 1725-2016 untuk beban gempa dihitung dengan,

$$EQ = C_{sm} / R \times W_t$$

Dengan,

$EQ$  = beban gempa (kN)

$C_{sm}$  = koefisien gempa elastis

$R$  = faktor modifikasi respon

$W_t$  = berat struktur atas jembatan

## a) Jembatan warren truss

## i) Beban gempa arah X

$$\begin{aligned}
 EQ_x &= C_{smx1} / R \times Wt \\
 &= 0,792 / 1,5 \times 6542.179 \\
 &= 3454,271 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Input SAP 2000 v.19

Jumlah joint (n) = 8 buah

$$\begin{aligned}
 EQ_x &= EQ_x / n \\
 &= 3454,271 / 8 \\
 &= 431,784 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## ii) Beban gempa arah Y

$$\begin{aligned}
 EQ_y &= C_{smy1} / R \times Wt \\
 &= 0,792 / 1,5 \times 6542.179 \\
 &= 3454,271 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Input SAP 2000 v.19

Jumlah joint (n) = 50 buah

$$\begin{aligned}
 EQ_y &= EQ_y / n \\
 &= 3454,271 / 50 \\
 &= 69,085 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## b) Jembatan pratt truss

## i) Beban gempa arah X

$$\begin{aligned}
 EQ_x &= C_{smx2} / R \times Wt \\
 &= 0,792 / 1,5 \times 6459,603 \\
 &= 3410,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Input SAP 2000 v.19

Jumlah joint (n) = 8 buah

$$\begin{aligned}
 EQ_x &= EQ_x / n \\
 &= 3410,67 / 8 \\
 &= 426,334 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## ii) Beban gempa arah Y

$$EQ_y = C_{smy2} / R \times Wt$$

$$= 0,792 / 1,5 \times 6459,603$$

$$= 3410,67 \text{ kN}$$

Input SAP 2000 v.19

Jumlah joint (n) = 48 buah

$$EQ_y = EQ_y / n$$

$$= 3410,67 / 48$$

$$= 71,056 \text{ kN}$$

c) Jembatan k truss

i) Beban gempa arah X

$$EQ_x = Csmx3 / R \times Wt$$

$$= 0,792 / 1,5 \times 6780,466$$

$$= 3580,086 \text{ kN}$$

Input SAP 2000 v.19

Jumlah joint (n) = 12 buah

$$EQ_x = EQ_x / n$$

$$= 3580,086 / 12$$

$$= 298,341 \text{ kN}$$

ii) Beban gempa arah Y

$$EQ_y = Csm_y2 / R \times Wt$$

$$= 0,792 / 1,5 \times 6780,466$$

$$= 3580,086 \text{ kN}$$

Input SAP 2000 v.19

Jumlah joint (n) = 50 buah

$$EQ_y = EQ_y / n$$

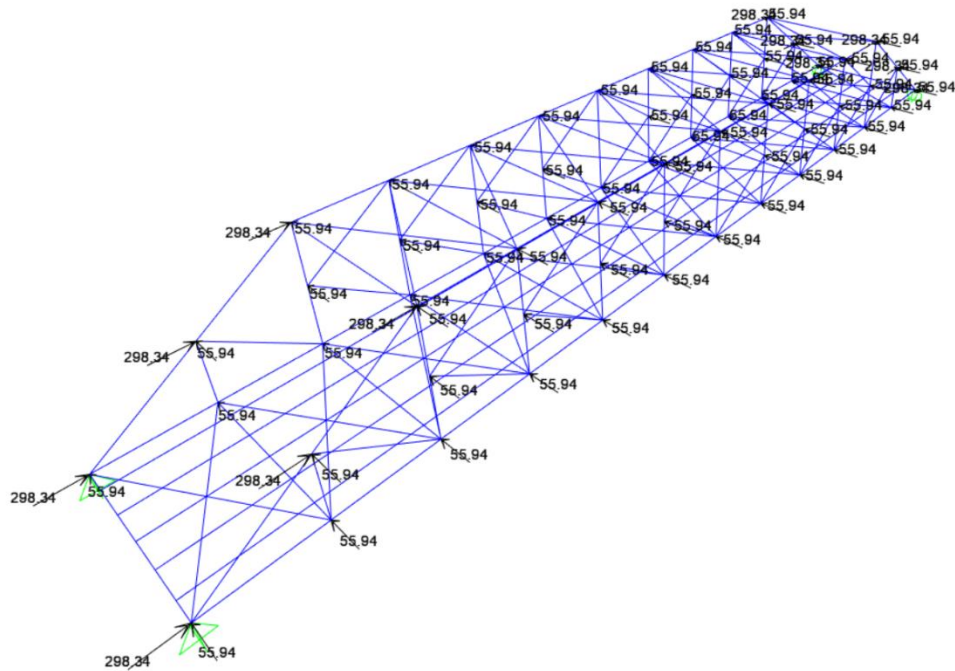
$$= 3580,086 / 64$$

$$= 55,939 \text{ kN}$$

d) Input SAP2000 v.19

Setelah perhitungan beban gempah arah X dan arah Y selesai selanjutnya input pembebanan pada SAP2000 v.19. berikut adalah gambar input pembebanan beban gempa arah X dan Y pada jembatan warren truss, pratt truss dan k truss





**Gambar 5.55 Input pembebanan gempa pada jembatan k truss (EQ)**

## 2. Analisis Jembatan

Berdasarkan pembebanan yang telah di hitung kemudian akan dilakukan analisis secara otomatis menggunakan bantuan software analisis SAP 2000 v.19 penggunaan kombinasi pembebanan beracu pada Tabel 1 SNI 1725:2016 tentang Pembebanan Jembatan. Untuk pengerjaan tugas akhir ini penulis menggunakan kombinasi pembebanan sebagai berikut.

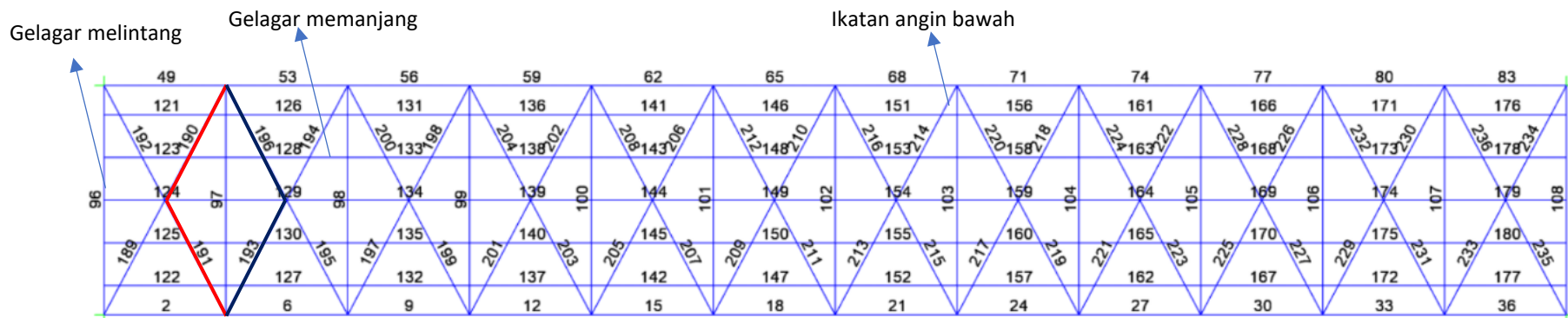
- a. Kuat I  $= 1,3 MS + 2 MA + 1,8 TD + 1,8 TB + 1,8 TP$
- b. Kuat II  $= 1,3 MS + 2 MA + 1,4 TD + 1,4 TB + 1,4 TP$
- c. Kuat III  $= 1,3 MS + 2 MA + 1,4 EW_S$
- d. Kuat IV  $= 1,3 MS + 2 MA$
- e. Kuat V  $= 1,3 MS + 2 MA + 0,4 EW_S + EW_L$
- f. Ekstrem I  $= 1,3 MS + 2 MA + EQ$
- g. Ekstrem II  $= 1,3 MS + 2MA + 0,5 TD + 0,5 TB + 0,5 TP$

Berikut merupakan hasil analisis struktur jembatan menggunakan software SAP 2000 v.19 pada tabel dibawah berdasarkan hasil anlisis penulis hanya memasukkan hasil maksimum dari kombinasi pembebanan yang dilakukan

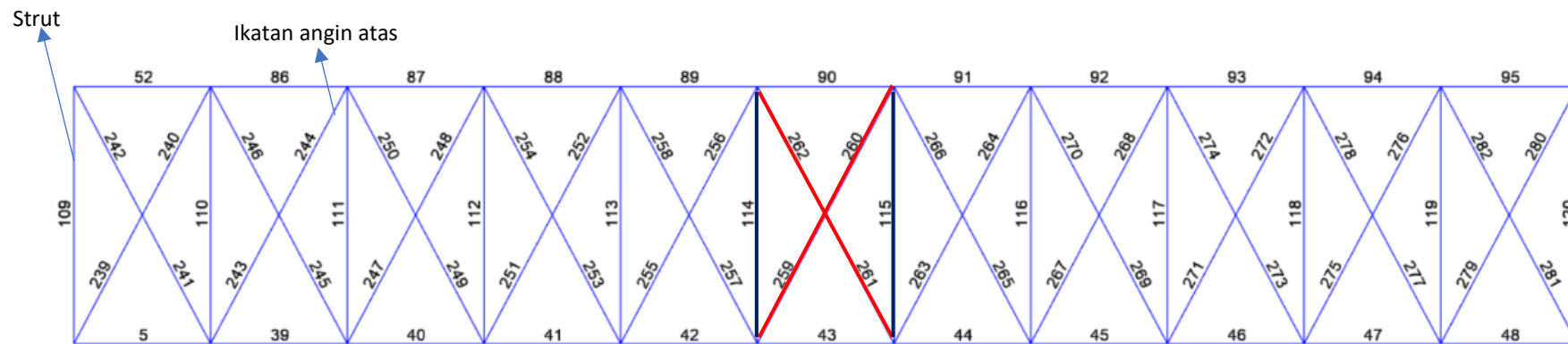
berdasarkan hasil analisis SAP 2000 v.19 memiliki hasil kombinasi pembebanan dari berbagai kombinasi penulis mengambil nilai terbesar dari berbagai kombinasi pembebanan yang dirangkum dalam rekapitulasi hasil analisis struktur menggunakan SAP 2000 v.19 pada jembatan Warren, Pratt dan K truss. berdasarkan hasil tersebut kombinasi pembebanan Kuat 1 yang sangat mendominasi sehingga terjadi gaya tarik/desak yang besar dapat dilihat pada tabel 5.15, tabel 5.16 dan tabel 5.17

**Tabel 5.14 Hasil Analisis SAP2000 v.19 Jembatan Warren Truss**

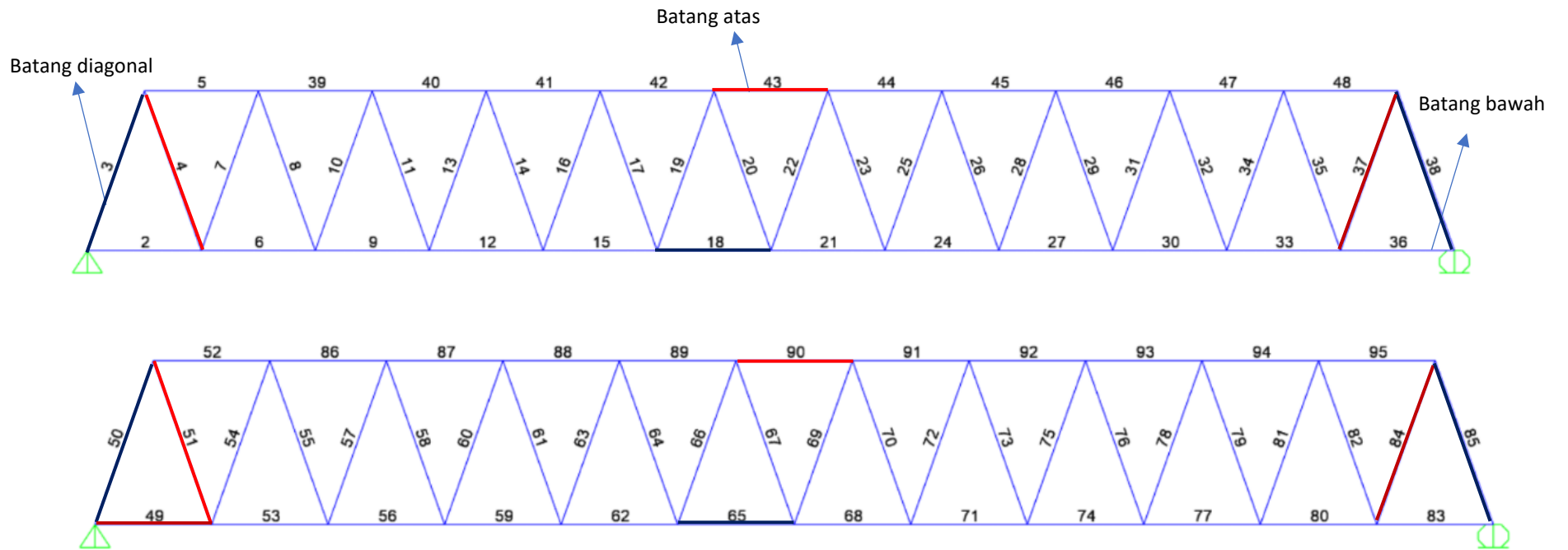
No	Elemen Struktur	Profil Baja		Tipe	Gaya Aksial (kN)	kombinasi pembebanan	Nomer rangka
1	Batang atas	WF	428.407.20.35	Desak	9855.556	Kuat 1	43 dan 90
				Tarik	-	-	-
2	Batang bawah	WF	428.407.20.35	Desak	156.311	Kuat 3	49
				Tarik	7545.300	Kuat 1	18 dan 65
3	Batang diagonal	WF	400.400.13.21	Desak	4279.614	Kuat 1	4,37,51 dan 84
				Tarik	4245.168	Kuat 1	3,38,50 dan 85
4	Ikatan angin atas	WF	150.150.7.10	Desak	165.023	Kuat 1	259,260,261 dan 262
				Tarik	-	-	-
5	Ikatan angin bawah	WF	200.200.8.12	Desak	436.116	Kuat 1	190 dan 191
				Tarik	514.726	Kuat 1	193 dan 196
6	Strut	WF	200.200.8.12	Desak	-	-	-
				Tarik	284.208	Kuat 1	114 dan 115
No	Elemen Struktur	Profil Baja		Tipe	Gaya Momen (kNm)	kombinasi pembebanan	Nomer rangka
1	Gelagar memanjang	WF	400.200.8.13	positif	133.982	Kuat 1	170
				negatif	4.703E-13	Kuat 1	164
2	Gelagar melintang	WF	800.300.12.26	positif	2713.384	Kuat 1	102
				negatif	5.271E-12	Kuat 1	99



**Gambar 5.56** Penomoran rangka gelagar melintang, gelagar memanjang dan ikatan angin bawah jembatan Warren Truss



**Gambar 5.57** Penomoran rangka ikatan angin atas dan strut jembatan Warren Truss

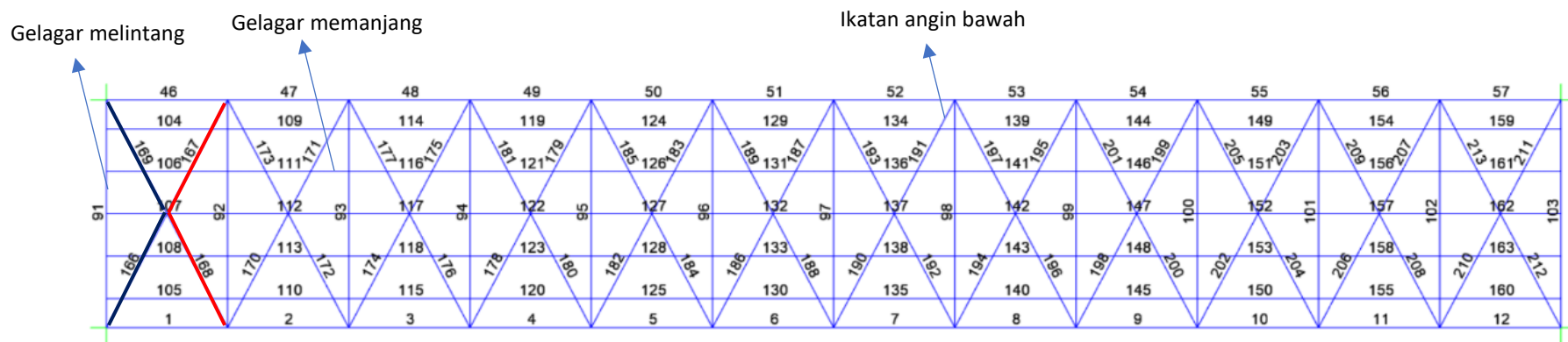


**Gambar 5.58** Penomoran rangka batang atas, batang bawah dan batang diagonal jembatan Warren Truss

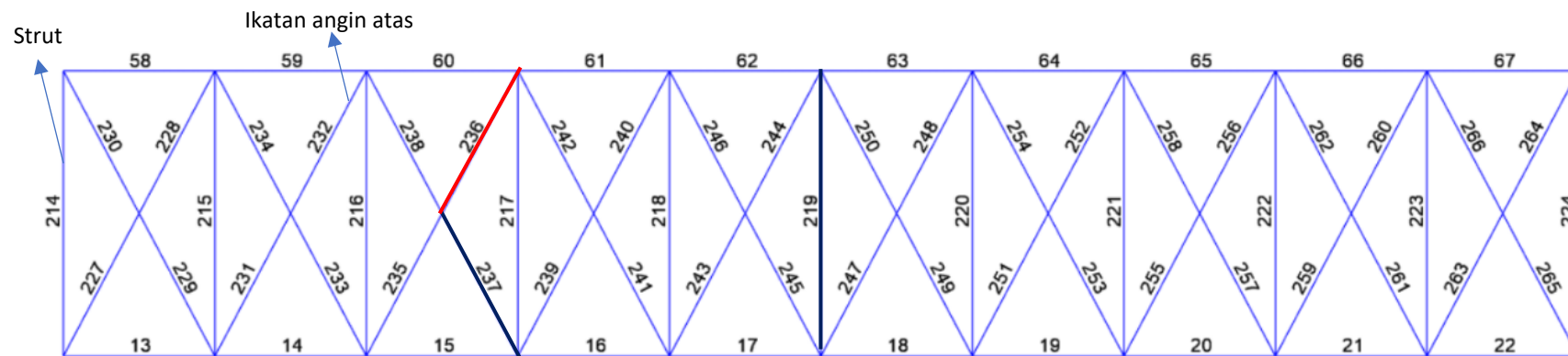


**Tabel 5.14 Hasil Analisis SAP2000 v.19 Jembatan Pratt Truss**

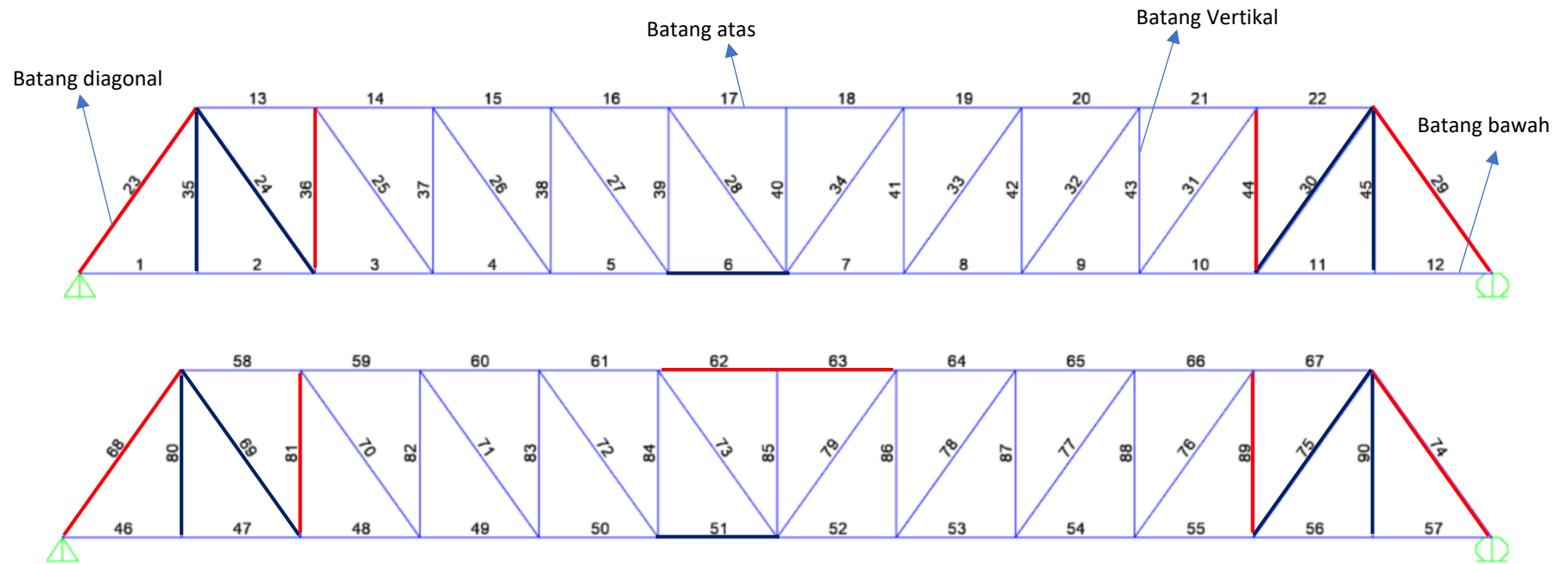
No	Elemen Struktur	Profil Baja		Tipe	Gaya Aksial (kN)	kombinasi pembebanan	Nomer rangka
1	Batang atas	WF	428.407.20.35	Desak	9853.567	Kuat 1	62 dan 63
				Tarik	-		
2	Batang bawah	WF	428.407.20.35	Desak	-	Kuat 1	51 dan 6
				Tarik	7457.427		
3	Batang diagonal	WF	400.400.13.21	Desak	4916.104	Kuat 1	23,29,68 dan 74
				Tarik	4099.036		
4	Batang vertikal	WF	350.350.12.19	Desak	2700.382	Kuat 1	36,44,81 dan 89
				Tarik	631.663		
5	Ikatan angin atas	WF	150.150.7.10	Desak	171.510	Kuat 3	236
				Tarik	52.490		
6	Ikatan angin bawah	WF	200.200.8.12	Desak	339.470	Kuat 1	167 dan 168
				Tarik	523.926		
7	Strut	WF	200.200.8.12	Desak	-	Kuat 1	219
				Tarik	222.094		
No	Elemen Struktur	Profil Baja		Tipe	Gaya Momen (kNm)	kombinasi pembebanan	Nomer rangka
1	Gelagar memanjang	WF	400.200.8.13	positif	134.0325	Kuat 1	131
				negatif	2.399E-13		
2	Gelagar melintang	WF	800.300.12.26	positif	2714.7663	Kuat 1	97
				negatif	7.375E-12		



**Gambar 5.61** Penomoran rangka gelagar melintang, gelagar memanjang dan ikatan angin bawah jembatan Pratt Truss



**Gambar 5.62** Penomoran rangka ikatan angin atas dan strut jembatan Pratt Truss

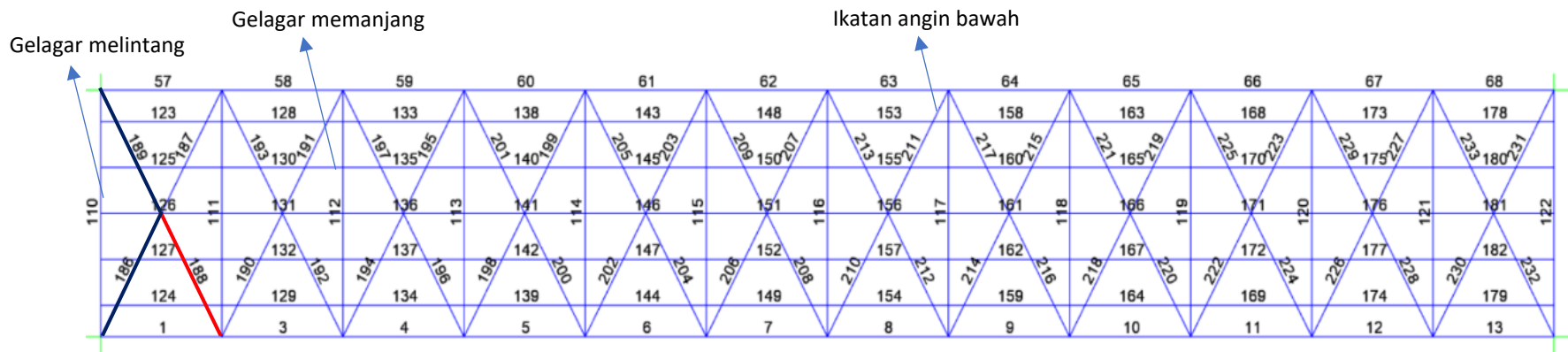


**Gambar 5.63 Penomoran rangka batang atas, batang bawah dan batang diagonal jembatan Pratt Truss**

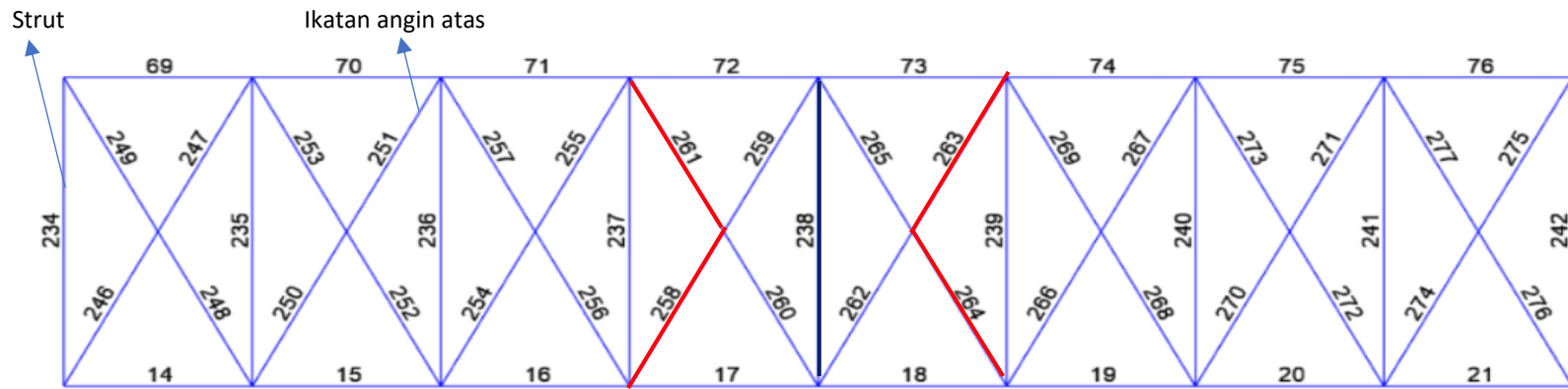


**Tabel 5.16 Hasil Analisis SAP2000 v.19 Jembatan K Truss**

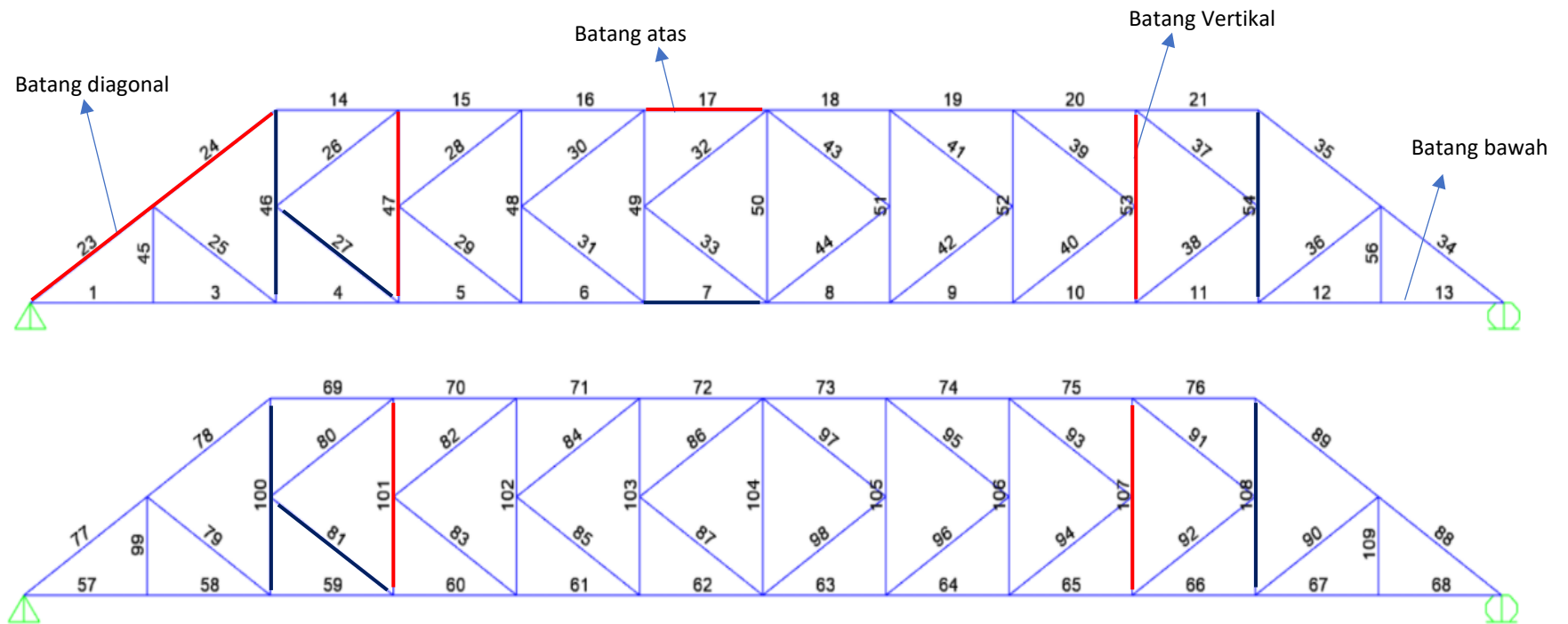
No	Elemen Struktur	Profil Baja		Tipe	Gaya Aksial (kN)	kombinasi pembebanan	Nomer rangka
1	Batang atas	WF	428.407.20.35	Desak	9699.541	Kuat 1	17
				Tarik	-	-	-
2	Batang bawah	WF	428.407.20.35	Desak	-	-	-
				Tarik	7626.200	Kuat 1	7
3	Batang diagonal	WF	428.407.20.35	Desak	7150.006	Kuat 1	23 dan 34
				Tarik	2399.876	Kuat 1	27 dan 81
4	Batang vertikal	WF	350.350.12.19	Desak	741.701	Kuat 1	47,53,101 dan 107
				Tarik	3741.055	Kuat 1	46,54,100 dan 108
5	Ikatan angin atas	WF	150.150.7.10	Desak	124.707	Kuat 1	258,261,263 dan 264
				Tarik	-	-	-
6	Ikatan angin bawah	WF	200.200.8.12	Desak	493,26	Kuat 3	188
				Tarik	774.239	Kuat 1	186 dan 189
7	Strut	WF	200.200.8.12	Desak	-	-	-
				Tarik	220.123	Kuat 1	238
No	Elemen Struktur	Profil Baja		Tipe	Gaya Aksial (kN)	kombinasi pembebanan	Nomer rangka
1	Gelagar memanjang	WF	400.200.8.13	positif	134.0325	Kuat 1	150,152,155 dan 157
				negatif	2.03E-13	Extrem 1	151
2	Gelagar melintang	WF	800.300.12.26	positif	2714.769	Kuat 1	116
				negatif	3.38E-12	Kuat 1	112



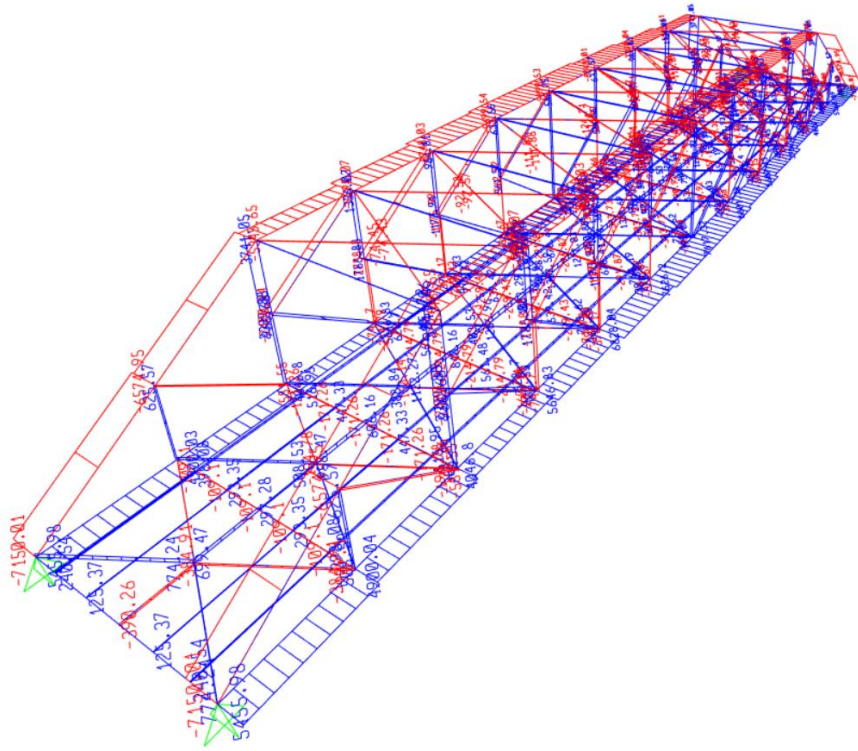
**Gambar 5.66** Penomoran rangka gelagar melintang, gelagar memanjang dan ikatan angin bawah jembatan K Truss



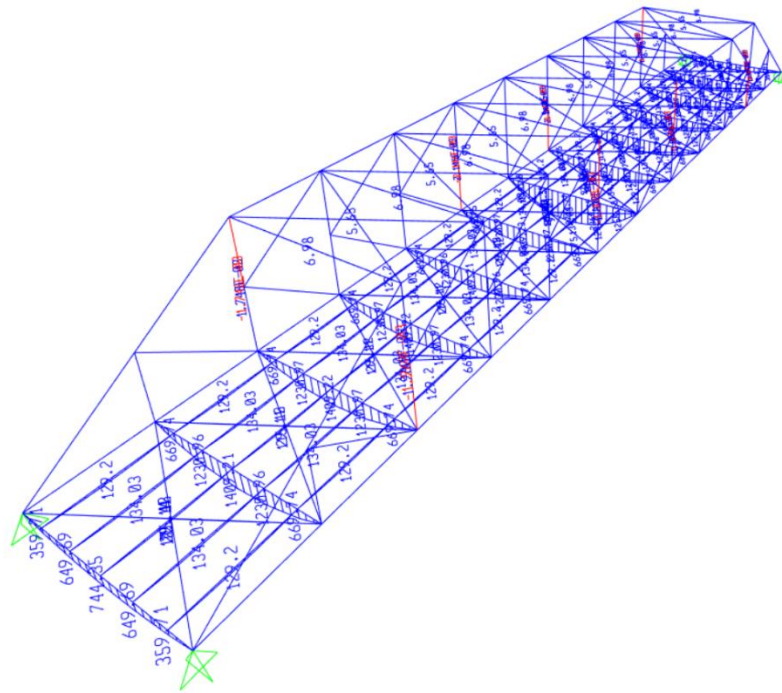
**Gambar 5.67** Penomoran rangka ikatan angin atas dan strut jembatan K Truss



**Gambar 5.68 Penomoran rangka batang atas, batang bawah dan batang diagonal jembatan K Truss**



**Gambar 5.69 Diagram NFD kuat I pada jembatan K Truss 3D**



**Gambar 5.70 Diagram BMD kuat I pada jembatan K Truss 3D**

3. Desain profil baja yang digunakan pada jembatan rangka baja

Untuk perhitungan desain profil baja penulis menggunakan satu contoh perhitungan masing-masing profil baja yang mengacu pada SNI 1729-2015 dan hasil akhir akan di tampilkan pada tabel rekaitulasi profil baja yang digunakan. Untuk contoh perhitungan penulis menggunakan jembatan rangka baja tipe Warren truss. Berikut adalah perhitungannya.

a. Batang atas jembatan

Berdasarkan hasil analisis menggunakan SAP 2000 v.19 gaya aksial terbesar yang dipikul oleh batang atas sebesar -9855.556 kN (tekan) pada rangka nomer 90 dan 43 dengan menggunakan profil WF 428x407x20x35 berikut detail dimensi profil yang digunakan:

Tinggi profil ( $H$ ) = 428 mm

Lebar profil ( $B$ ) = 407 mm

Tebal sayap ( $tf$ ) = 35 mm

Tebal badan ( $tw$ ) = 20 mm

Luas penampang ( $A_g$ ) = 36070 mm<sup>2</sup>

Momen inersia X ( $I_x$ ) = 119000x10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>

Momen inersia Y ( $I_y$ ) = 39400x10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>

Modulus elastis X ( $S_x$ ) = 5570000 mm<sup>3</sup>

Modulus elastis Y ( $S_y$ ) = 1930000 mm<sup>3</sup>

Jari girasi X ( $r_x$ ) = 182 mm

Jari girasi Y ( $r_y$ ) = 105 mm

Modulus elastisitas baja ( $E$ ) = 200000 Mpa

Tegangan leleh ( $f_y$ ) = 410 Mpa

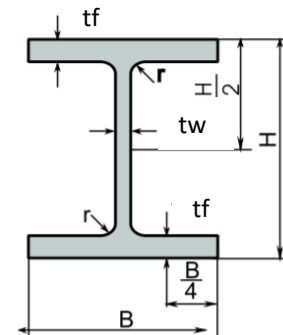
Tegangan putus ( $f_u$ ) = 550 Mpa

Kekakakuan ( $K$ ) = 1 (sendi-sendii)

1) Analisis kelangsingan profil baja

Sayap

$$\frac{0,5 \times B}{tf} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$



$$\frac{0,5 \times 407}{35} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$5,814 < 12,368$$

Karena rasio lebar dan tebal pada sayap lebih kecil dari rasio batas maka profil baja termasuk penampang tidak langsing badan

$$\frac{0,5 \times H}{tw} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{0,5 \times 428}{20} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$10,700 < 32,909$$

Karena rasio lebar dan tebal pada badan lebih kecil dari rasio batas maka profil baja termasuk penampang tidak langsing

2) Kategori kondisi penampang baja

Berdasarkan kondisi penampang pada tabel E1.1; SNI 1729-2015 profil baja WF 428x407x20x35 merupakan penampang tidak langsing sehingga analisis yang dilakukan adalah batas tekuk lentur dan tekuk torsi mengacu pada pasal E3 dan E4 SNI 1729-2015

3) Kondisi batas penampang tekuk lentur

a) Analisa rasio kelangsingan ( $\lambda_y$ )

$$\frac{K \times L}{ry} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{1 \times 5000}{105} \leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$47,840 < 104,026$$

Karena rasio kelangsingan lebih kecil dari syarat batas SNI maka tekuk yang terjadi disebut tekuk inelastis sehingga nilai tegangan kritis yang digunakan  $f_{cr}$  adalah sebagai berikut

$$f_{cr} = \left(0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) \times f_y$$

- b) hitung nilai tegangan tekuk elastis ( $f_e$ )

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda y^2}$$

$$f_e = \frac{\pi^2 200000}{47,840^2}$$

$$f_e = 862,462 \text{ Mpa}$$

- c) hitung nilai tegangan kritis ( $f_{cr}$ )

$$f_{cr} = \left(0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) \times f_y$$

$$f_{cr} = \left(0,658^{\frac{410}{862,462}}\right) \times 410$$

$$f_{cr} = 336,025 \text{ Mpa}$$

- d) hitung nilai kuat nominal baja terhadap lentur ( $P_n$ )

$$P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 0,9 \times 336,025 \times 36070$$

$$P_n = 10908,376 \text{ kN}$$

- 4) Kondisi batas penampang tekuk torsi

- a) Hitung konstanta torsi ( $J$ )

$$J = \{(2 \times B \times t f^3) + (t w^3 \times d')\} / 3$$

$$J = \{(2 \times B \times t f^3) + (t w^3 \times (H - t f))\} / 3$$

$$J = \{(2 \times 407 \times 35^3) + (20^3 \times (428 - 35))\} / 3$$

$$J = 12681416,667$$

- b) Hitung konstanta pilin ( $C_w$ )

$$C_w = (d'^2 \times B^3 \times t f) / 24$$

$$C_w = ((H - t f)^2 \times B^3 \times t f) / 24$$

$$C_w = ((428 - 35)^2 \times 407^3 \times 35) / 24$$

$$C_w = 1,518 \times 10^{13}$$

- c) Hitung tegangan tekuk elastis ( $f_e$ )

$$\text{Modulus geser baja } (G) = 77200 \text{ Mpa}$$

$$f_e = \left[ \frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(K \times L)^2} + GJ \right] \times \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$f_e = \left[ \frac{\pi^2 \times 200000 \times 1,518 \times 10^{13}}{(1 \times 5000)^2} + 77200 \times 12681416,667 \right] \times \frac{1}{119 \times 10^7 + 394 \times 10^6}$$

$$f_e = 1374,996 \text{ Mpa}$$

$$f_y/f_e = 410/1374,996$$

$$= 0,298$$

Dikarenakan  $f_e/f_y$  (0,298) < 2,25 maka menurut SNI 1729-2015 untuk tegangan kritis ( $f_{cr}$ ) menggunakan rumus

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right) \times f_y$$

d) Hitung tegangan kritis ( $f_{cr}$ )

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right) \times f_y$$

$$f_{cr} = \left( 0,658^{0,298} \right) \times 410$$

$$f_{cr} = 361,894 \text{ Mpa}$$

e) Hitung kekuatan nominal terhadap torsi ( $P_n$ )

$$P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 0,9 \times 361,894 \times 36070$$

$$P_n = 11748,181 \text{ kN}$$

5) kuat nominal tekan yang digunakan

$$\text{Kuat nominal terhadap lentur } (P_n) = 10908,376 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat nominal terhadap torsi } (P_n) = 11748,181 \text{ kN}$$

Jadi, nilai  $P_n$  yang digunakan adalah yang terkecil yaitu 10908,376 Mpa hal ini menandakan bahwa profil baja lebih mengalami tekuk terhadap lentur dibanding tekuk terhadap torsinya.

6) Cek keamanan profil yang digunakan

$$\text{Gaya aksial terjadi } (P_u) = 9855,556 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat nominal yang digunakan } (P_n) = 10908,376 \text{ Mpa}$$

$$\text{Syarat } = P_u < P_n$$

$$= 9855,556 < 10908,376 \text{ Mpa}$$

Berdasarkan nilai  $P_u$  dan  $P_n$  nilai  $P_n$  memiliki nilai lebih besar dari pada gaya aksial terbesar yang terjadi sehingga profil WF 428x407x20x35 aman dinakan sebagai batang atas jembatan

b. Batang bawah jembatan

Berdasarkan hasil analisis dari SAP 2000 v.19 gaya aksial terbesar yang dipikul oleh batang bawah sebesar 7545,350 kN (tarik) pada frame rangka nomer 18 dan 65 dengan menggunakan profil WF 428x407x20x35 berikut detail dimensi profil yang digunakan:

$$\text{Tinggi profil } (H) = 428 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar profil } (B) = 407 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal sayap } (t_f) = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal badan } (t_w) = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang } (A_g) = 36070 \text{ mm}^2$$

$$\text{Momen inersia X } (I_x) = 119000 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{Momen inersia Y } (I_y) = 39400 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{Modulus elastis X } (S_x) = 5570000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus elastis Y } (S_y) = 1930000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Jari girasi X } (r_x) = 182 \text{ mm}$$

$$\text{Jari girasi Y } (r_y) = 105 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (E) = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan leleh } (f_y) = 410 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan putus } (f_u) = 550 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kekakuan } (K) = 1 \text{ (sendi-sendu)}$$

1) Nilai luasan bersih profil ( $A_n$ )

$$\text{Luas profil } (A_g) = 36070 \text{ mm}^2$$

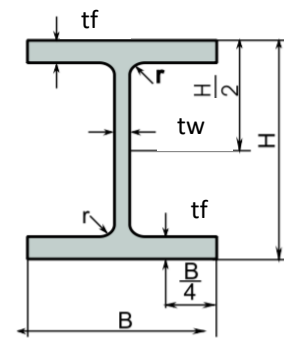
$$\text{Diameter baut } (d_b) = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter lubang } (d_l) = 33 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal sayap } (t_f) = 35$$

$$A_n = A_g - (n \times d_l \times t_f)$$

$$A_n = 36070 - (4 \times 33 \times 35)$$



$$A_n = 31450 \text{ mm}^2$$

- 2) Jarak antar baut minimum (s)

$$s = 3 \times db$$

$$s = 3 \times 30$$

$$s = 90 \text{ mm}$$

- 3) Panjang keseluruhan antar baut (L)

$$\text{Total baut } (n) = 52$$

$$L = (n/4 - 1) \times s$$

$$L = (52/4 - 1) \times 90$$

$$L = 1080 \text{ mm}$$

- 4) Shear leg (U)

Untuk menentukan faktor shear leg penulis beracu pada SNI 1729-2015 tabel D.31; point ke7

$$B/H \geq 2/3$$

$$407/428 \geq 2/3$$

$$0,951 > 0,667$$

Maka faktor shear leg (U) yang digunakan adalah 0,9

- 5) Luas penampang efektif profil (Ae)

$$A_e = A_n \times U$$

$$A_e = 31450 \times 0,9$$

$$A_e = 28305 \text{ mm}^2$$

- 6) Kuat nominal terhadap tarik (Pn)

- a) Kuat leleh penampang tarik (Pn1)

$$P_{n1} = \phi \times f_y \times A_g$$

$$P_{n1} = 0,9 \times 410 \times 36070$$

$$P_{n1} = 13309830 \text{ N}$$

$$P_{n1} = 13309,830 \text{ kN}$$

- b) Kuat putus penampang tarik (Pn2)

$$P_{n2} = \phi \times f_u \times A_e$$

$$P_{n2} = 0,75 \times 550 \times 28305$$

$$P_{n2} = 11675813 \text{ N}$$

$$Pn2 = 11675,813 \text{ kN}$$

c) Kuat nominal yang digunakan ( $Pn$ )

Kuat nominal yang digunakan adalah nilai terkecil dari kuat leleh dan kuat putus yaitu

$$Pn = 11675,813 \text{ kN}$$

7) Cek keamanan profil

$$Pu \leq Pn$$

$$7545,350 < 11675,813$$

Karena gaya aksial yang terjadi lebih kecil dari kuat nominal profil maka profil baja WF 428x407x20x35 aman digunakan sebagai batang bawah jembatan

c. Batang diagonal

Pada batang diagonal terjadi gaya aksial tekan maupun tarik dengan nilai terbesar -4279,614 kN (tekan) yang terjadi pada frame rangka nomer 4,37,51 dan 84 serta 4245,168 (tarik) yang terjadi pada rangka nomer 3,38,44 dan 33. Jadi perngecekan dilakukan dengan menghitung kuat dari batang tarik dan batang tekannya. Profil yang digunakan adalah WF 400x400x13x21 berikut dimensi profilnya.

$$\text{Tinggi profil } (H) = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar profil } (B) = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal sayap } (tf) = 21 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal badan } (tw) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang } (Ag) = 21870 \text{ mm}^2$$

$$\text{Momen inersia X } (Ix) = 66600 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{Momen inersia Y } (Iy) = 22400 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{Modulus elastis X } (Sx) = 3330000 \text{ mm}^3$$

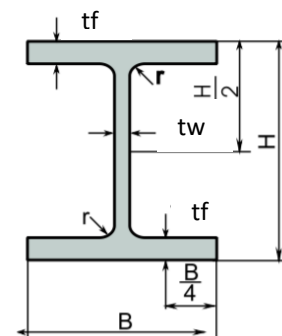
$$\text{Modulus elastis Y } (Sy) = 1120000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Jari girasi X } (rx) = 175 \text{ mm}$$

$$\text{Jari girasi Y } (ry) = 101 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (E) = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Modulus geser baja } (G) = 77200 \text{ Mpa}$$



Tegangan leleh ( $f_y$ ) = 410 Mpa

Tegangan putus ( $f_u$ ) = 550 Mpa

Kekakuan ( $K$ ) = 1 (sendi-sendi)

1) Batang tekan

Nilai gaya aksial ( $P_u$ ) = 4279,614 kN

a) Analisis kelangsingan profil baja

Sayap

$$\frac{0,5 \times B}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{0,5 \times 400}{21} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$9,524 < 12,368$$

Karena rasio lebar dan tebal pada sayap lebih kecil dari rasio batas maka profil baja termasuk penampang tidak langsing badan

$$\frac{0,5 \times H}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{0,5 \times 400}{13} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$15,385 < 32,909$$

Karena rasio lebar dan tebal pada badan lebih kecil dari rasio batas maka profil baja termasuk penampang tidak langsing

b) Kategori kondisi penampang baja

Berdasarkan kondisi penampang pada tabel E1.1; SNI 1729-2015 profil baja WF 400x400x13x21 merupakan penampang tidak langsing sehingga analisis yang dilakukan adalah batas tekuk lentur dan tekuk torsi mengacu pada pasal E3 dan E4 SNI 1729-2015

## c) Kondisi batas penampang tekuk lentur

i. Analisa rasio kelangsingan ( $\lambda y$ )

$$\frac{K \times L}{r_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{1 \times 7433}{101} \leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$73,445 < 104,026$$

Karena rasio kelangsingan 73,445 lebih kecil dari syarat batas SNI 104,026 maka tekuk yang terjadi disebut tekuk inelastis sehingga nilai tegangan kritis yang digunakan fcr adalah sebagai berikut

$$f_{cr} = \left(0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) \times f_y$$

ii. hitung nilai tegangan tekuk elastis ( $f_e$ )

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda y^2}$$

$$f_e = \frac{\pi^2 200000}{73,445^2}$$

$$f_e = 365,932 \text{ Mpa}$$

iii. hitung nilai tegangan kritis ( $f_{cr}$ )

$$f_{cr} = \left(0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) \times f_y$$

$$f_{cr} = \left(0,658^{\frac{410}{365,932}}\right) \times 410$$

$$f_{cr} = 256,519 \text{ Mpa}$$

iv. hitung nilai kuat nominal baja terhadap lentur ( $P_n$ )

$$P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 0,9 \times 256,519 \times 21870$$

$$P_n = 5049,062 \text{ kN}$$

## d) Kondisi batas penampang tekuk torsi

i. Hitung konstanta torsi ( $J$ )

$$J = \{(2 \times B \times tf^3) + (tw^3 \times d')\}/3$$

$$J = \{(2 \times B \times tf^3) + (tw^3 \times (H-tf))\}/3$$

$$J = \{(2 \times 400 \times 21^3) + (13^3 \times (400-21))\}/3$$

$$J = 2747154,333$$

ii. Hitung konstanta pilin ( $C_w$ )

$$C_w = (d'^2 \times B^3 \times tf)/24$$

$$C_w = ((H-tf)^2 \times B^3 \times tf)/24$$

$$C_w = ((400-21)^2 \times 400^3 \times 21)/24$$

$$C_w = 8,044 \times 10^{12}$$

iii. Hitung tegangan tekuk elastis ( $f_e$ )

Modulus geser baja ( $G$ ) = 77200 Mpa

$$f_e = \left[ \frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(K \times L)^2} + GJ \right] \times \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$f_e = \left[ \frac{\pi^2 \times 200000 \times 8,044 \times 10^{12}}{(1 \times 5000)^2} + 77200 \times 2747154,333 \right] \times \frac{1}{666 \times 10^6 + 224 \times 10^6}$$

$$f_e = 561,200 \text{ Mpa}$$

$$f_y/f_e = 410/561,200$$

$$= 0,731$$

Dikarenakan  $f_e/f_y$  ( $0,731$ )  $< 2,25$  maka merut SNI 1729-2015 untuk tegangan kritis ( $f_{cr}$ ) menggunakan rumus

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right) \times f_y$$

iv. Hitung tegangan kritis ( $f_{cr}$ )

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right) \times f_y$$

$$f_{cr} = (0,658^{0,731}) \times 410$$

$$f_{cr} = 301,984 \text{ Mpa}$$

v. Hitung kekuatan nominal terhadap torsi ( $P_n$ )

$$P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 0,9 \times 301,984 \times 21870$$

$$P_n = 5943,949 \text{ kN}$$

- e) kuat nominal tekan yang digunakan

$$\text{Kuat nominal terhadap lentur } (P_n) = 5049,062 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat nominal terhadap torsi } (P_n) = 5943,949 \text{ kN}$$

Jadi, nilai  $P_n$  yang digunakan adalah yang terkecil yaitu 5049,062 kN hal ini menandakan bahwa profil baja lebih mengalami tekuk terhadap lentur dibanding tekuk terhadap torsinya.

- f) Cek keamanan profil yang digunakan

$$\text{Gaya aksial terjadi } (P_u) = 4279,168 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat nominal yang digunakan } (P_n) = 5049,062 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat} = P_u < P_n$$

$$= 4279,168 < 5049,062 \text{ kN}$$

Berdasarkan nilai  $P_u$  (4279,168 kN) dan  $P_n$  (5049,062 kN) nilai  $P_n$  (5049,062 kN) memiliki nilai lebih besar dari pada gaya aksial terbesar yang terjadi sehingga profil WF 400x400x13x21 aman digunakan sebagai batang atas jembatan 1

## 2) Batang tarik

- a) Nilai luasan bersih profil ( $A_n$ )

$$\text{Luas profil } (A_g) = 21870 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter lubang } (d_l) = 33 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal sayap } (t_f) = 21 \text{ mm}$$

$$A_n = A_g - (n \times d_l \times t_f)$$

$$A_n = 21870 - (4 \times 33 \times 21)$$

$$A_n = 19098 \text{ mm}^2$$

- b) Jarak antar baut minimum ( $s$ )

$$s = 3 \times d_b$$

$$s = 3 \times 30$$

$$s = 90 \text{ mm}$$

c) Panjang keseluruhan antar baut ( $L$ )

$$\text{Total baut } (n) = 24$$

$$L = (n/4 - 1) \times s$$

$$L = (24/4 - 1) \times 90$$

$$L = 450 \text{ mm}$$

d) Shear leg ( $U$ )

Untuk menentukan faktor shear leg penulis beracu pada SNI 1729-2015 tabel D.31; point ke7

$$B/H \geq 2/3$$

$$400/400 \geq 2/3$$

$$1 > 0,667$$

Maka faktor shear leg ( $U$ ) yang digunakan adalah 0,9

e) Luas penampang efektif profil ( $Ae$ )

$$Ae = An \times U$$

$$Ae = 19098 \times 0,9$$

$$Ae = 17188,200 \text{ mm}^2$$

f) Kuat nominal terhadap tarik ( $Pn$ )

i. Kuat leleh penampang tarik ( $Pn1$ )

$$Pn1 = \phi \times fy \times Ag$$

$$Pn1 = 0,9 \times 410 \times 21870$$

$$Pn1 = 8070030 \text{ N}$$

$$Pn1 = 8070,030 \text{ kN}$$

ii. Kuat putus penampang tarik ( $Pn2$ )

$$Pn2 = \phi \times fu \times Ae$$

$$Pn2 = 0,75 \times 550 \times 17188,200$$

$$Pn2 = 7090133 \text{ N}$$

$$Pn2 = 7090,133 \text{ kN}$$

iii. Kuat nominal yang digunakan ( $Pn$ )

Kuat nominal yang digunakan adalah nilai terkecil dari kuat leleh dan kuat putus yaitu

$$Pn = 7090,133 \text{ kN}$$

g) Cek keamanan profil

$$P_u \leq P_n$$

$$4245,168 < 7090,133 \text{ kN}$$

Karena gaya aksial yang terjadi (4245,168 kN) lebih kecil dari kuat nominal profil (7090,133 kN) maka profil baja WF 428x407x20x35 aman digunakan sebagai batang bawah jembatan

d. Batang vertikal

Untuk menghitung batang vertikal penulis menggunakan jembatan pratt disebabkan oleh tidak adanya batang vertikal pada jembatan warren. Pada batang vertikal juga terjadi gaya aksial tekan maupun tarik dengan nilai terbesar -2700,382 kN (tekan) yang terjadi pada frame rangka nomer 36,44,81 dan 89 serta 631,663 (tarik) yang terjadi pada rangka nomer 35,45,80 dan 90. Jadi pengecekan dilakukan dengan menghitung kuat dari batang tarik dan batang tekannya. Profil yang digunakan adalah WF 350x350x12x19 berikut dimensi profilnya.

$$\text{Tinggi profil } (H) = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar profil } (B) = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal sayap } (t_f) = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal badan } (t_w) = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang } (A_g) = 17390 \text{ mm}^2$$

$$\text{Momen inersia X } (I_x) = 40300 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{Momen inersia Y } (I_y) = 13600 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{Modulus elastis X } (S_x) = 2300000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus elastis Y } (S_y) = 776000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Jari girasi X } (r_x) = 152 \text{ mm}$$

$$\text{Jari girasi Y } (r_y) = 88 \text{ mm}$$

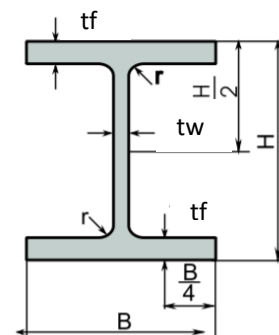
$$\text{Modulus elastisitas baja } (E) = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Modulus geser baja } (G) = 77200 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan leleh } (f_y) = 410 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan putus } (f_u) = 550 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kekakuan } (K) = 1 \text{ (sendi-sendiri)}$$



## 1) Batang tekan

Nilai gaya aksial ( $P_u$ ) = 2700,382 kN

## a) Analisis kelangsingan profil baja

Sayap

$$\frac{0,5 \times B}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{0,5 \times 350}{19} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$9,524 < 12,368$$

Karena rasio lebar dan tebal pada sayap lebih kecil dari rasio batas maka profil baja termasuk penampang tidak langsing badan

$$\frac{0,5 \times H}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{0,5 \times 350}{12} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$14,583 < 32,909$$

Karena rasio lebar dan tebal pada badan lebih kecil dari rasio batas maka profil baja termasuk penampang tidak langsing

## b) Kategori kondisi penampang baja

Berdasarkan kondisi penampang pada tabel E1.1; SNI 1729-2015 profil baja WF 350x350x12x19 merupakan penampang tidak langsing sehingga analisis yang dilakukan adalah batas tekuk lentur dan tekuk torsi mengacu pada pasal E3 dan E4 SNI 1729-2015

## c) Kondisi batas penampang tekuk lentur

i. Analisa rasio kelangsingan ( $\lambda_y$ )

$$\frac{K \times L}{r_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{1 \times 7000}{88} \leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$79,155 < 104,026$$

Karena rasio kelangsingan 79,155 lebih kecil dari syarat batas SNI 104,026 maka tekuk yang terjadi disebut tekuk inelastis sehingga nilai tegangan kritis yang digunakan  $f_{cr}$  adalah sebagai berikut

$$f_{cr} = \left(0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) \times f_y$$

- ii. hitung nilai tegangan tekuk elastis ( $f_e$ )

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda y^2}$$

$$f_e = \frac{\pi^2 200000}{79,155^2}$$

$$f_e = 315,045 \text{ Mpa}$$

- iii. hitung nilai tegangan kritis ( $f_{cr}$ )

$$f_{cr} = \left(0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) \times f_y$$

$$f_{cr} = \left(0,658^{\frac{410}{315,045}}\right) \times 410$$

$$f_{cr} = 237,806 \text{ Mpa}$$

- iv. hitung nilai kuat nominal baja terhadap lentur ( $P_n$ )

$$P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 0,9 \times 237,806 \times 17390$$

$$P_n = 3721,903 \text{ kN}$$

- d) Kondisi batas penampang tekuk torsi

- i. Hitung konstanta torsi ( $J$ )

$$J = \{(2 \times B \times t_f^3) + (tw^3 \times d')\} / 3$$

$$J = \{(2 \times B \times t_f^3) + (tw^3 \times (H-t_f))\} / 3$$

$$J = \{(2 \times 350 \times 19^3) + (12^3 \times (350-19))\} / 3$$

$$J = 1791089,333$$

- ii. Hitung konstanta pilin ( $C_w$ )

$$C_w = (d^2 \times B^3 \times t_f) / 24$$

$$C_w = ((H-t_f)^2 \times B^3 \times t_f) / 24$$

$$C_w = ((350-19)^2 \times 350^3 \times 19) / 24$$

$$C_w = 3,719 \times 10^{12}$$

- iii. Hitung tegangan tekuk elastis ( $f_e$ )

Modulus geser baja ( $G$ ) = 77200 Mpa

$$f_e = \left[ \frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(K \times L)^2} + GJ \right] \times \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$f_e = \left[ \frac{\pi^2 \times 200000 \times 3,719 \times 10^{12}}{(1 \times 7000)^2} + 77200 \times 1791089,333 \right] \times \frac{1}{403 \times 10^6 + 136 \times 10^6}$$

$$f_e = 534,472 \text{ Mpa}$$

$$f_y / f_e = 410 / 534,472$$

$$= 0,767$$

Dikarenakan  $f_e / f_y (0,767) < 2,25$  maka merut SNI 1729-2015 untuk tegangan kritis ( $f_{cr}$ ) menggunakan rumus

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right) \times f_y$$

- iv. Hitung tegangan kritis ( $f_{cr}$ )

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right) \times f_y$$

$$f_{cr} = (0,658^{0,767}) \times 410$$

$$f_{cr} = 297,401 \text{ Mpa}$$

- v. Hitung kekuatan nominal terhadap torsi ( $P_n$ )

$$P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 0,9 \times 297,401 \times 17390$$

$$P_n = 4654,627 \text{ kN}$$

- e) kuat nominal tekan yang digunakan

$$\text{Kuat nominal terhadap lentur } (P_n) = 3721,903 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat nominal terhadap torsi } (P_n) = 4654,627 \text{ kN}$$

Jadi, nilai  $P_n$  yang digunakan adalah yang terkecil yaitu 3721,903 kN hal ini menandakan bahwa profil baja lebih mengalami tekuk terhadap lentur dibanding tekuk terhadap torsi.

- f) Cek keamanan profil yang digunakan

Gaya aksial terjadi ( $P_u$ ) = 2700,382 kN

Kuat nominal yang digunakan ( $P_n$ ) = 3721,903 kN

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= P_u < P_n \\ &= 2700,382 < 3721,903 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai  $P_u$  (2700,382 kN) dan  $P_n$  (3721,903 kN) nilai  $P_n$  (3721,903 kN) memiliki nilai lebih besar dari pada gaya aksial terbesar yang terjadi sehingga profil WF 350x350x12x19 aman digunakan sebagai batang vertikal jembatan

- 2) Batang tarik

- a) Nilai luasan bersih profil ( $A_n$ )

$$\text{Luas profil } (A_g) = 17390 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 24 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter lubang } (d_l) = 27 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal sayap } (t_f) = 19 \text{ mm}$$

$$A_n = A_g - (n \times d_l \times t_f)$$

$$A_n = 17390 - (4 \times 27 \times 19)$$

$$A_n = 15338 \text{ mm}^2$$

- b) Jarak antar baut minimum ( $s$ )

$$s = 3 \times d_b$$

$$s = 3 \times 24$$

$$s = 72 \text{ mm}$$

- c) Panjang keseluruhan antar baut ( $L$ )

$$\text{Total baut } (n) = 40$$

$$L = (n/4 - 1) \times s$$

$$L = (40/4 - 1) \times 90$$

$$L = 648 \text{ mm}$$

d) Shear leg ( $U$ )

Untuk menentukan faktor shear leg penulis beracu pada SNI 1729-2015 tabel D.31; point ke7

$$B/H \geq 2/3$$

$$350/350 \geq 2/3$$

$$1 > 0,667$$

Maka faktor shear leg ( $U$ ) yang digunakan adalah 0,9

e) Luas penampang efektif profil ( $A_e$ )

$$A_e = A_n \times U$$

$$A_e = 15338 \times 0,9$$

$$A_e = 13804,200 \text{ mm}^2$$

f) Kuat nominal terhadap tarik ( $P_n$ )i. Kuat leleh penampang tarik ( $P_{n1}$ )

$$P_{n1} = \phi \times f_y \times A_g$$

$$P_{n1} = 0,9 \times 410 \times 17390$$

$$P_{n1} = 6416910 \text{ N}$$

$$P_{n1} = 6416,910 \text{ kN}$$

ii. Kuat putus penampang tarik ( $P_{n2}$ )

$$P_{n2} = \phi \times f_u \times A_e$$

$$P_{n2} = 0,75 \times 550 \times 13804,200$$

$$P_{n2} = 5694233 \text{ N}$$

$$P_{n2} = 5694,233 \text{ kN}$$

iii. Kuat nominal yang digunakan ( $P_n$ )

Kuat nominal yang digunakan adalah nilai terkecil dari kuat leleh dan kuat putus yaitu

$$P_n = 5694,233 \text{ kN}$$

## g) Cek keamanan profil

$$P_u \leq P_n$$

$$631,663 < 5694,233 \text{ kN}$$

Karena gaya aksial yang terjadi (631,663 kN) lebih kecil dari kuat nominal profil (5694,233 kN) maka profil baja WF

350x350x12x19 aman digunakan sebagai batang vertikal jembatan

e. Ikatan angin atas

Berdasarkan hasil analisis menggunakan SAP 2000 v.19 gaya aksial terbesar yang dipikul oleh batang atas sebesar -165,023 kN (tekan) pada frame rangka nomer 259,260,261 dan 262 dengan menggunakan profil WF 150x150x7x10 berikut detail dimensi profil yang digunakan:

Tinggi profil ( $H$ ) = 150 mm

Lebar profil ( $B$ ) = 150 mm

Tebal sayap ( $t_f$ ) = 10 mm

Tebal badan ( $t_w$ ) = 7 mm

Luas penampang ( $A_g$ ) = 4014 mm<sup>2</sup>

Momen inersia X ( $I_x$ ) = 1640x10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>

Momen inersia Y ( $I_y$ ) = 563x10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>

Modulus elastis X ( $S_x$ ) = 219000 mm<sup>3</sup>

Modulus elastis Y ( $S_y$ ) = 75100 mm<sup>3</sup>

Jari girasi X ( $r_x$ ) = 64 mm

Jari girasi Y ( $r_y$ ) = 37 mm

Modulus elastisitas baja ( $E$ ) = 200000 Mpa

Tegangan leleh ( $f_y$ ) = 410 Mpa

Tegangan putus ( $f_u$ ) = 550 Mpa

Kekakuan ( $K$ ) = 1 (sendi-sendiri)

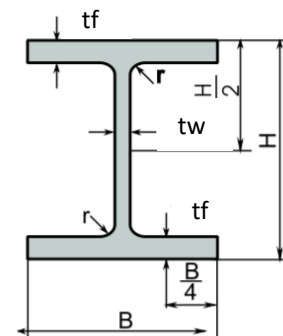
1) Analisis kelangsingan profil baja

Sayap

$$\frac{0,5 \times B}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{0,5 \times 150}{10} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$7,500 < 12,368$$



Karena rasio lebar dan tebal pada sayap lebih kecil dari rasio batas maka profil baja termasuk penampang tidak langsing

badan

$$\frac{0,5 \times H}{tw} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{0,5 \times 150}{7} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$10,714 < 32,909$$

Karena rasio lebar dan tebal pada badan lebih kecil dari rasio batas maka profil baja termasuk penampang tidak langsing

2) Kategori kondisi penampang baja

Berdasarkan kondisi penampang pada tabel E1.1; SNI 1729-2015 profil baja WF 150x150x7x10 merupakan penampang tidak langsing sehingga analisis yang dilakukan adalah batas tekuk lentur dan tekuk torsi mengacu pada pasal E3 dan E4 SNI 1729-2015

3) Kondisi batas penampang tekuk lentur

a) Analisa rasio kelangsingan ( $\lambda_y$ )

$$\frac{K \times L}{ry} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{1 \times 5320}{37} \leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$142,052 > 104,026$$

Karena rasio kelangsingan (142,052) lebih besar dari syarat batas (104,026) SNI maka tekuk yang terjadi disebut tekuk elastis sehingga nilai tegangan kritis yang digunakan  $f_{cr}$  adalah sebagai berikut

$$f_{cr} = 0,877 \times f_e$$

b) hitung nilai tegangan tekuk elastis ( $f_e$ )

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$$

$$f_e = \frac{\pi^2 200000}{142,052^2}$$

$$f_e = 97,822 \text{ Mpa}$$

- c) hitung nilai tegangan kritis ( $f_{cr}$ )

$$f_{cr} = 0,877 \times f_e$$

$$f_{cr} = 0,877 \times 97,822$$

$$f_{cr} = 85,790 \text{ Mpa}$$

- d) hitung nilai kuat nominal baja terhadap lentur ( $P_n$ )

$$P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 0,9 \times 85,790 \times 4014$$

$$P_n = 309,925 \text{ kN}$$

- 4) Kondisi batas penampang tekuk torsi

- a) Hitung konstanta torsi ( $J$ )

$$J = \{(2 \times B \times t^3) + (tw^3 \times d')\}/3$$

$$J = \{(2 \times B \times t^3) + (tw^3 \times (H-tf))\}/3$$

$$J = \{(2 \times 150 \times 10^3) + (7^3 \times (150-10))\}/3$$

$$J = 116006,667$$

- b) Hitung konstanta pilin ( $C_w$ )

$$C_w = (d'^2 \times B^3 \times t^3)/24$$

$$C_w = ((H-tf)^2 \times B^3 \times t^3)/24$$

$$C_w = ((150-10)^2 \times 150^3 \times 10)/24$$

$$C_w = 2,756 \times 10^{10}$$

- c) Hitung tegangan tekuk elastis ( $f_e$ )

$$\text{Modulus geser baja } (G) = 77200 \text{ Mpa}$$

$$f_e = \left[ \frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(K \times L)^2} + GJ \right] \times \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$f_e = \left[ \frac{\pi^2 \times 200000 \times 2,756 \times 10^{10}}{(1 \times 5320)^2} + 77200 \times 116006,667 \right] \times \frac{1}{164 \times 10^5 + 563 \times 10^4}$$

$$f_e = 493,783 \text{ Mpa}$$

$$f_y/f_e = 410/493,783$$

$$= 0,830$$

Dikarenakan  $f_e/f_y$  ( $0,2830$ )  $<$   $2,25$  maka menurut SNI 1729-2015 untuk tegangan kritis ( $f_{cr}$ ) menggunakan rumus

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right) \times f_y$$

d) Hitung tegangan kritis ( $f_{cr}$ )

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right) \times f_y$$

$$f_{cr} = (0,658^{0,830}) \times 410$$

$$f_{cr} = 289,636 \text{ Mpa}$$

e) Hitung kekuatan nominal terhadap torsi ( $P_n$ )

$$P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 0,9 \times 289,636 \times 4014$$

$$P_n = 1046,338 \text{ kN}$$

5) kuat nominal tekan yang digunakan

$$\text{Kuat nominal terhadap lentur } (P_n) = 309,925 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat nominal terhadap torsi } (P_n) = 1046,338 \text{ kN}$$

Jadi, nilai  $P_n$  yang digunakan adalah yang terkecil yaitu  $309,925 \text{ Mpa}$  hal ini menandakan bahwa profil baja lebih mengalami tekuk terhadap lentur dibanding tekuk terhadap torsinya.

6) Cek keamanan profil yang digunakan

$$\text{Gaya aksial terjadi } (P_u) = 165,023 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat nominal yang digunakan } (P_n) = 309,925 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat } = P_u < P_n$$

$$= 165,023 < 309,925 \text{ kN}$$

Berdasarkan nilai  $P_u$  ( $165,023 \text{ kN}$ ) dan  $P_n$  ( $309,925 \text{ kN}$ ) nilai  $P_n$  memiliki nilai lebih besar dari pada gaya aksial terbesar yang terjadi sehingga profil WF  $150 \times 150 \times 7 \times 10$  aman digunakan sebagai ikatan angin atas jembatan

## f. Ikatan angin bawah

Pada batang ikatan angin bawah terjadi gaya aksial tekan maupun tarik dengan nilai terbesar -436,116 kN (tekan) yang terjadi pada frame rangka nomer 190 dan 191 serta 514,726 (tarik) yang terjadi pada rangka nomer 193 dan 196. Jadi pernegecekan dilakukan dengan menghitung kuat dari batang tarik dan batang tekannya. Profil yang digunakan adalah WF 200x200x8x12 berikut dimensi profilnya.

Tinggi profil ( $H$ ) = 200 mm

Lebar profil ( $B$ ) = 200 mm

Tebal sayap ( $t_f$ ) = 12 mm

Tebal badan ( $t_w$ ) = 8 mm

Luas penampang ( $A_g$ ) = 6353 mm<sup>2</sup>

Momen inersia X ( $I_x$ ) = 4720x10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>

Momen inersia Y ( $I_y$ ) = 1600x10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>

Modulus elastis X ( $S_x$ ) = 472000 mm<sup>3</sup>

Modulus elastis Y ( $S_y$ ) = 160000 mm<sup>3</sup>

Jari girasi X ( $r_x$ ) = 86 mm

Jari girasi Y ( $r_y$ ) = 50 mm

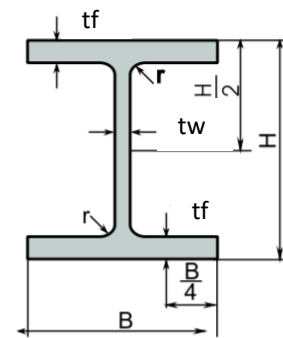
Modulus elastisitas baja ( $E$ ) = 200000 Mpa

Modulus geser baja ( $G$ ) = 77200 Mpa

Tegangan leleh ( $f_y$ ) = 410 Mpa

Tegangan putus ( $f_u$ ) = 550 Mpa

Kekakuan ( $K$ ) = 1 (sendi-sendi)



## 1) Batang tekan

Nilai gaya aksial ( $P_u$ ) = 436,116 kN

## a) Analisis kelangsingan profil baja

Sayap

$$\frac{0,5 \times B}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{0,5 \times 200}{12} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$8,333 < 12,368$$

Karena rasio lebar dan tebal pada sayap lebih kecil dari rasio batas maka profil baja termasuk penampang tidak langsing badan

$$\frac{0,5 \times H}{tw} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{0,5 \times 200}{8} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$12,500 < 32,909$$

Karena rasio lebar dan tebal pada badan lebih kecil dari rasio batas maka profil baja termasuk penampang tidak langsing

b) Kategori kondisi penampang baja

Berdasarkan kondisi penampang pada tabel E1.1; SNI 1729-2015 profil baja WF 200x200x8x12 merupakan penampang tidak langsing sehingga analisis yang dilakukan adalah batas tekuk lentur dan tekuk torsi mengacu pada pasal E3 dan E4 SNI 1729-2015

c) Kondisi batas penampang tekuk lentur

i. Analisa rasio kelangsingan ( $\lambda_y$ )

$$\frac{K \times L}{ry} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{1 \times 5320}{50} \leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$106,009 < 104,026$$

Karena rasio kelangsingan 106,009 lebih besar dari syarat batas SNI 104,026 maka tekuk yang terjadi disebut tekuk

inelastis sehingga nilai tegangan kritis yang digunakan  $f_{cr}$  adalah sebagai berikut

$$f_{cr} = 0,877 \times f_e$$

- ii. hitung nilai tegangan tekuk elastis ( $f_e$ )

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda y^2}$$

$$f_e = \frac{\pi^2 200000}{106,009^2}$$

$$f_e = 175,650 \text{ Mpa}$$

- iii. hitung nilai tegangan kritis ( $f_{cr}$ )

$$f_{cr} = 0,877 \times f_e$$

$$f_{cr} = 0,877 \times 175,650$$

$$f_{cr} = 154,045 \text{ Mpa}$$

- iv. hitung nilai kuat nominal baja terhadap lentur ( $P_n$ )

$$P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 0,9 \times 154,045 \times 6353$$

$$P_n = 880,782 \text{ kN}$$

- d) Kondisi batas penampang tekuk torsi

- i. Hitung konstanta torsi ( $J$ )

$$J = \{(2 \times B \times t f^3) + (t w^3 \times d')\} / 3$$

$$J = \{(2 \times B \times t f^3) + (t w^3 \times (H - t f))\} / 3$$

$$J = \{(2 \times 200 \times 12^3) + (8^3 \times (200 - 12))\} / 3$$

$$J = 262485,333$$

- ii. Hitung konstanta pilin ( $C_w$ )

$$C_w = (d'^2 \times B^3 \times t f) / 24$$

$$C_w = ((H - t f)^2 \times B^3 \times t f) / 24$$

$$C_w = ((200 - 12)^2 \times 200^3 \times 12) / 24$$

$$C_w = 1,414 \times 10^{11}$$

- iii. Hitung tegangan tekuk elastis ( $f_e$ )

$$\text{Modulus geser baja } (G) = 77200 \text{ Mpa}$$

$$f_e = \left[ \frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(K \times L)^2} + GJ \right] \times \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$f_e = \left[ \frac{\pi^2 \times 200000 \times 1,414 \times 10^{11}}{(1 \times 5320)^2} + 77200 \times 262485,333 \right] \times \frac{1}{472 \times 10^5 + 160 \times 10^5}$$

$$f_e = 476,645 \text{ Mpa}$$

$$f_y/f_e = 410/476,645$$

$$= 0,860$$

Dikarenakan  $f_e/f_y (0,860) < 2,25$  maka menurut SNI 1729-2015 untuk tegangan kritis ( $f_{cr}$ ) menggunakan rumus

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right) \times f_y$$

iv. Hitung tegangan kritis ( $f_{cr}$ )

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\frac{f_y}{f_e}} \right) \times f_y$$

$$f_{cr} = (0,658^{0,860}) \times 410$$

$$f_{cr} = 286,039 \text{ Mpa}$$

v. Hitung kekuatan nominal terhadap torsi ( $P_n$ )

$$P_n = \phi \times f_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 0,9 \times 286,039 \times 6353$$

$$P_n = 1635,487 \text{ kN}$$

e) kuat nominal tekan yang digunakan

$$\text{Kuat nominal terhadap lentur } (P_n) = 880,782 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat nominal terhadap torsi } (P_n) = 1635,487 \text{ kN}$$

Jadi, nilai  $P_n$  yang digunakan adalah yang terkecil yaitu 880,782 kN hal ini menandakan bahwa profil baja lebih mengalami tekuk terhadap lentur dibanding tekuk terhadap torsinya.

f) Cek keamanan profil yang digunakan

$$\text{Gaya aksial terjadi } (P_u) = 436,116 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat nominal yang digunakan } (P_n) = 880,782 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat} = P_u < P_n$$

$$= 436,116 < 880,782 \text{ kN}$$

Berdasarkan nilai  $P_u$  (436,116 kN) dan  $P_n$  (880,782 kN) nilai  $P_n$  (880,782 kN) memiliki nilai lebih besar dari pada gaya aksial terbesar yang terjadi sehingga profil WF 200x200x8x12 aman digunakan sebagai ikatan angin bawah jembatan

## 2) Batang tarik

### a) Nilai luasan bersih profil ( $A_n$ )

$$\text{Luas profil } (A_g) = 6353 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 24 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter lubang } (d_l) = 27 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal sayap } (t_f) = 12 \text{ mm}$$

$$A_n = A_g - (n \times d_l \times t_f)$$

$$A_n = 6353 - (4 \times 27 \times 12)$$

$$A_n = 5057 \text{ mm}^2$$

### b) Jarak antar baut minimum ( $s$ )

$$s = 3 \times d_b$$

$$s = 3 \times 24$$

$$s = 72 \text{ mm}$$

### c) Panjang keseluruhan antar baut ( $L$ )

$$\text{Total baut } (n) = 8$$

$$L = (n/4 - 1) \times s$$

$$L = (8/4 - 1) \times 72$$

$$L = 72 \text{ mm}$$

### d) Shear leg ( $U$ )

Untuk menentukan faktor shear leg penulis beracu pada SNI 1729-2015 tabel D.31; point ke7

$$B/H \geq 2/3$$

$$200/200 \geq 2/3$$

$$1 > 0,667$$

Maka faktor shear leg ( $U$ ) yang digunakan adalah 0,9

e) Luas penampang efektif profil ( $A_e$ )

$$A_e = A_n \times U$$

$$A_e = 5057 \times 0,9$$

$$A_e = 4551,300 \text{ mm}^2$$

f) Kuat nominal terhadap tarik ( $P_n$ )

i. Kuat leleh penampang tarik ( $P_{n1}$ )

$$P_{n1} = \phi \times f_y \times A_g$$

$$P_{n1} = 0,9 \times 410 \times 6353$$

$$P_{n1} = 2344257 \text{ N}$$

$$P_{n1} = 2344,257 \text{ kN}$$

ii. Kuat putus penampang tarik ( $P_{n2}$ )

$$P_{n2} = \phi \times f_u \times A_e$$

$$P_{n2} = 0,75 \times 550 \times 4551,300$$

$$P_{n2} = 1877411 \text{ N}$$

$$P_{n2} = 1877,411 \text{ kN}$$

iii. Kuat nominal yang digunakan ( $P_n$ )

Kuat nominal yang digunakan adalah nilai terkecil dari kuat leleh dan kuat putus yaitu

$$P_n = 1877,411 \text{ kN}$$

g) Cek keamanan profil

$$P_u \leq P_n$$

$$514,726 < 1877,411 \text{ kN}$$

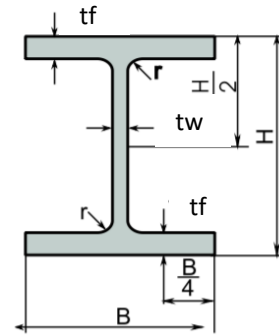
Karena gaya aksial yang terjadi (514,726 kN) lebih kecil dari kuat nominal profil (1877,411 kN) maka profil baja WF 200x200x8x12 aman digunakan sebagai batang bawah jembatan

g. Strut

Berdasarkan hasil analisis menggunakan SAP 2000 v.19 gaya aksial terbesar yang dipikul oleh batang atas sebesar 284,208 (tarik) pada frame rangka nomer 114 dan 115 dengan menggunakan profil WF 200x200x8x12 berikut detail dimensi profil yang digunakan:

Tinggi profil ( $H$ ) = 200 mm

- Lebar profil ( $B$ ) = 200 mm  
 Tebal sayap ( $tf$ ) = 12 mm  
 Tebal badan ( $tw$ ) = 8 mm  
 Luas penampang ( $A_g$ ) = 6353 mm<sup>2</sup>  
 Momen inersia X ( $I_x$ ) = 4720x10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>  
 Momen inersia Y ( $I_y$ ) = 1600x10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>  
 Modulus elastis X ( $S_x$ ) = 472000 mm<sup>3</sup>  
 Modulus elastis Y ( $S_y$ ) = 160000 mm<sup>3</sup>  
 Jari girasi X ( $r_x$ ) = 86 mm  
 Jari girasi Y ( $r_y$ ) = 50 mm  
 Modulus elastisitas baja ( $E$ ) = 200000 Mpa  
 Modulus geser baja ( $G$ ) = 77200 Mpa  
 Tegangan leleh ( $f_y$ ) = 410 Mpa  
 Tegangan putus ( $f_u$ ) = 550 Mpa  
 Kekakuan ( $K$ ) = 1 (sendi-sendiri)



1) Nilai luasan bersih profil ( $A_n$ )

$$\begin{aligned}
 \text{Luas profil } (A_g) &= 6353 \text{ mm}^2 \\
 \text{Diameter baut } (db) &= 24 \text{ mm} \\
 \text{Diameter lubang } (dl) &= 27 \text{ mm} \\
 \text{Tebal sayap } (tf) &= 12 \text{ mm} \\
 A_n &= A_g - (n \times dl \times tf) \\
 A_n &= 6353 - (4 \times 27 \times 12) \\
 A_n &= 6029 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2) Jarak antar baut minimum ( $s$ )

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

3) Panjang keseluruhan antar baut ( $L$ )

$$\begin{aligned}
 \text{Total baut } (n) &= 4 \\
 L &= (4/1 - 1) \times s \\
 L &= (4/1 - 1) \times 72
 \end{aligned}$$

$$L = 216 \text{ mm}$$

4) Shear leg ( $U$ )

Untuk menentukan faktor shear leg penulis beracu pada SNI 1729-2015 tabel D.31; point ke7

$$B/H \geq 2/3$$

$$200/200 \geq 2/3$$

$$1 > 0,667$$

Maka faktor shear leg ( $U$ ) yang digunakan adalah 0,7

5) Luas penampang efektif profil ( $A_e$ )

$$A_e = A_n \times U$$

$$A_e = 6029 \times 0,7$$

$$A_e = 3539,900 \text{ mm}^2$$

6) Kuat nominal terhadap tarik ( $P_n$ )i. Kuat leleh penampang tarik ( $P_{n1}$ )

$$P_{n1} = \phi \times f_y \times A_g$$

$$P_{n1} = 0,9 \times 410 \times 6353$$

$$P_{n1} = 2344257 \text{ N}$$

$$P_{n1} = 2344,257 \text{ kN}$$

ii. Kuat putus penampang tarik ( $P_{n2}$ )

$$P_{n2} = \phi \times f_u \times A_e$$

$$P_{n2} = 0,75 \times 550 \times 3539,900$$

$$P_{n2} = 1460209 \text{ N}$$

$$P_{n2} = 1460,209 \text{ kN}$$

iii. Kuat nominal yang digunakan ( $P_n$ )

Kuat nominal yang digunakan adalah nilai terkecil dari kuat leleh dan kuat putus yaitu

$$P_n = 1460,209 \text{ kN}$$

## 7) Cek keamanan profil

$$P_u \leq P_n$$

$$284,208 < 1460,209 \text{ kN}$$

Karena gaya aksial yang terjadi (4245,168 kN) lebih kecil dari kuat nominal profil (1460,209 kN) maka profil baja WF 200x200x8x12 aman digunakan sebagai batang bawah jembatan

h. Gelagar memanjang

Pada gelagar memanjang jembatan warren didapatkan hasil dari analisis SAP2000 v.19 nilai momen sebesar 133,982 kNm pada rangka nomer 178. Dan perhitungan untuk profil WF 400x200x8x13 telah dihitung sebelumnya sehingga menghasilkan kekuatan nominal terhadap momen sebesar 1121,423 kNm

$$M_u \leq M_n$$

$$133,982 < 1121,423 \text{ kNm}$$

Berdasarkan nilai diatas bahwa profil WF 400x200x8x13 dapat memikul momen yang terjadi sehingga dapat digunakan sebagai gelagar memanjang.

i. Gelagar melintang

Pada gelagar melintang jembatan warren berdasarkan hasil analisis SAP2000 v.19 diperoleh nilai momen yang terjadi sebesar 2713,384 kNm pada rangka nomer 102 dengan profil yang digunakan WF 800x300x12x26 dengan detail dimensi profil sebagai berikut

$$\text{Tinggi profil } (H) = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar profil } (B) = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal badan } (t_1) = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal sayap } (t_2) = 26 \text{ mm}$$

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

$$\text{Momen inersia X } (I_x) = 292000 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{Momen inersia Y } (I_y) = 11700 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

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

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

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

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

$$\text{Tegangan leleh baja } (f_y) = 410 \text{ MPa}$$

Modulus elastisitas baja (ES) = 200000 MPa

1) Klasifikasi profil baja (kompak atau non-kompak)

a) Penampang sayap

$$\begin{aligned}\lambda_f &= b/t_f \\ &= (0,5 \times 300 - 0,5 \times 14)/26 \\ &= 5,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{410}} \\ &= 8,393\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 1,0 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,0 \times \sqrt{\frac{200000}{410}} \\ &= 22,086\end{aligned}$$

Dikarenakan  $\lambda_f \leq \lambda_p \leq \lambda_r$  maka profil sayap Kompak

b) Penampang badan

$$\begin{aligned}\lambda_w &= h/t_w \\ &= (800 - 2 \times 26)/14 \\ &= 53,429\end{aligned}$$

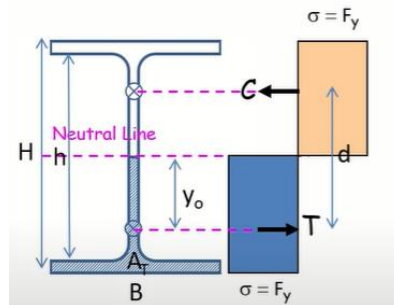
$$\begin{aligned}\lambda_p &= 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{410}} \\ &= 83,044\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 5,7 \times \sqrt{\frac{200000}{410}} \\ &= 125,892\end{aligned}$$

Dikarenakan  $\lambda_f \leq \lambda_p \leq \lambda_r$  maka profil badan Kompak

Berdasarkan hasil analisis diatas disimpulkan profil baja tergolong Kompak. Sehingga dalam SNI 1729-2015 analisis yang digunakan sesuai pasal F2 adalah *yield* (leleh) dan *Lateral Torsional Buckling (LTB)*

2) Kuat lentur dalam kondisi yield (leleh)



**Gambar 5.71 Distribusi tegangan kondisi leleh**

Menghitung momen plastis ( $M_p$ )

$$M_p = T \times d$$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times A_T \times d \\ &= f_y \times Z_x \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h &= H - 2 \times t_f \\ &= 800 - 2 \times 26 \\ &= 748 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_T &= B \times t_f + 1/2 \times h \times t_w \\ &= 300 \times 26 + 1/2 \times 748 \times 14 \\ &= 13036 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$d = 2 \times y_0$$

$$y_0 = \frac{\sum (A_i \times y_i)}{\sum A_i}$$

$$= \frac{\left( B \times t_f \times \left( \frac{H - t_f}{2} \right) \right) + \left( \frac{1}{2} \times t_w \times \frac{h^2}{4} \right)}{A_T}$$

$$= \frac{\left( 300 \times 26 \times \left( \frac{800 - 26}{2} \right) \right) + \left( \frac{748}{2} \times 14 \times \frac{748}{4} \right)}{13036}$$

$$= 306,669 \text{ mm}$$

$$d = 2 \times y_0$$

$$d = 2 \times 305,669$$

$$= 613,337 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Z_x &= A_T \times d \\ &= 13036 \times 613,337 \\ &= 7995464 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= 410 \times 7995464 \times 10^{-6} \\ &= 3278,140 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3) Kuat lentur dalam kondisi Lateral Torsional Buckling (LTB)

Panjang struktur tanpa bresing yang ditinjau ( $L_b$ ) = 1,75 m

a) Batas panjang kondisi leleh ( $L_p$ )

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 2,573 \text{ m} \end{aligned}$$

b) Batas panjang kondisi Tekuk torsi lateral ( $L_r$ )

i. Jarak antara titik berat sayap WF ( $h_0$ )

$$\begin{aligned} h_0 &= H - t_f \\ &= 800 - 26 \\ &= 774 \text{ mm} \end{aligned}$$

ii. Radius girasi efektif ( $r_{ts}$ )

Untuk profil WF simetris ganda dalam SNI 1729-2015 pasal F2 nilai  $r_{ts}$  sebagai berikut.

$$\begin{aligned} r_{ts} &= \sqrt{\frac{I_y \times h_0}{2 \times S_x}} \\ &= \sqrt{\frac{11700 \times 104 \times 774}{2 \times 7290000}} \\ &= 78,811 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1729-2015 pasal F2 nilai C untuk profil WF simetris ganda adalah  $C = 1$

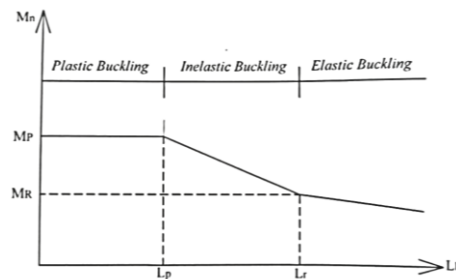
iii. Nilai konstanta torsi ( $J$ )

$$\begin{aligned} J &= 1/3 \times ((2 \times t_f^3 \times B) + (h_0 \times t_w^3)) \\ &= 1/3 \times ((2 \times 26^3 \times 300) + (774 \times 14^3)) \\ &= 2465552 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

iv. Batas panjang tekuk torsi lateral ( $L_r$ )

$$\begin{aligned}
 L_r &= 1,95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0,7 \times f_y} \times \sqrt{\frac{J \times C}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \times C}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6,76 \times \left(\frac{0,7 \times f_y}{E}\right)^2}} \\
 &= 1,95 \times 78,811 \times \frac{200000}{0,7 \times 410} \\
 &= 107094,547 \text{ mm} \\
 &= \sqrt{\frac{2465552 \times 1}{7290000 \times 774} + \sqrt{\left(\frac{2465552 \times 1}{7290000 \times 774}\right)^2 + 6,76 \times \left(\frac{0,7 \times 410}{200000}\right)^2}} \\
 &= 0,064757 \text{ mm} \\
 L_r &= 107094,547 \times 0,064757 \\
 &= 6935,118 \text{ mm} \\
 &= 6,935 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Untuk diagram perbandingan jarak batas dapat dilihat pada gambar berikut.



**Gambar 5.72 Diagram lateral bracing pada elemen lentur**

Dikarenakan  $L_b < L_p < L_r$  menurut SNI 1729-2015 pasal F2.2 maka momen nominal sama dengan momen plastis ( $M_n = M_p$ )

4) Momen nominal ( $M_n$ )

$$\begin{aligned}
 M_n = M_p &= f_y \times Z_x \\
 &= 410 \times 7995464 \times 10^{-6} \\
 &= 3278,140 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times 3278,140 \\
 &= 2950,326 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 2563,750 \text{ kNm}$$

Dikarenakan  $\phi M_n > M_u$  ( $3278,140 > 2563,750$  kNm) maka profil WF 800x300x14x26 mampu menahan momen yang terjadi sehingga profil dapat digunakan untuk gelagar melintang jembatan.

Untuk rekapitulasi desain profil baja yang digunakan pada jembatan warren, pratt dan K truss dapat dilihat pada tabel 5.18 berikut ini.

**Tabel 5.17 Rekapitulasi desain profil baja yang digunakan pada jembatan**

Rangka batang	Tipe jembatan	Gaya aksial (Pu)		Gaya momen (Mu)	profil baja	Kuat nominal aksial (Pn)	kuat nominal momen (Mn)	kontrol (Pu ≤ Pn dan Mu ≤ Mn)
		kN				kN	kNm	
Batang atas	Warren	Desak	9855.556	-	WF 428.407.20.35	10908.376	-	Aman
		tarik	-			-		
	Pratt	Desak	9853.567	-	WF 428.407.20.35	10908.376	-	Aman
		tarik	-			-		
	K	Desak	9699.541	-	WF 428.407.20.35	10908.376	-	Aman
		tarik	-			-		
Batang Bawah	Warren	Desak	156.311	-	WF 428.407.20.35	10908.376	-	Aman
		tarik	7545.300			11675.813		
	Pratt	Desak	-	-	WF 428.407.20.35	-	-	Aman
		tarik	7457.427			11675.813		
	K	Desak	-	-	WF 428.407.20.35	-	-	Aman
		tarik	7626.200			11675.813		
Batang diagonal	Warren	Desak	4279.614	-	WF 400.400.13.21	5049.062	-	Aman
		tarik	4245.168			7090.133		
	Pratt	Desak	4916.104	-	WF 400.400.13.21	5049.062	-	Aman
		tarik	4099.036			7090.133		
	K	Desak	7150.006	-	WF 428.407.20.35	9895.318	-	Aman
		tarik	2399.876			11675.813		

Lanjutan Tabel 5.18 Rekapitulasi desain profil baja yang digunakan pada jembatan

Rangka batang	Tipe jembatan	Gaya aksial (Pu)		Gaya momen (Mu)	profil baja	Kuat nominal aksial (Pn)	kuat nominal momen (Mn)	kontrol (Pu ≤ Pn dan Mu ≤ Mn)
		kN				kN		
Batang vertikal	Warren	Desak	-	-	-	-	-	-
		tarik	-			-		
	Pratt	Desak	2700.382	-	WF 350.350.12.19	3721.903	-	Aman
		tarik	631.663			5694.233		
	K	Desak	741.701	-	WF 350.350.12.19	3721.903	-	Aman
		tarik	3741.055			5694.233		
Ikatan angin atas	Warren	Desak	165.023	-	WF 150.150.7.10	309.925	-	Aman
		tarik	-			-		
	Pratt	Desak	171.510	-	WF 150.150.7.10	309.925	-	Aman
		tarik	52.490			-		
	K	Desak	124.707	-	WF 150.150.7.10	309.925	-	Aman
		tarik	-			-		
Ikatan angin bawah	Warren	Desak	436.116	-	WF 200.200.8.12	880.782	-	Aman
		tarik	514.726			1877.411		
	Pratt	Desak	339.470	-	WF 200.200.8.12	880.782	-	Aman
		tarik	523.926			1877.411		
	K	Desak	493,26	-	WF 200.200.8.12	880.782	-	Aman
		tarik	774.239			11675.813		

Lanjutan Tabel 5.18 Rekapitulasi desain profil baja yang digunakan pada jembatan

Rangka batang	Tipe jembatan	Gaya aksial (Pu)		Gaya momen (Mu)	profil baja	Kuat nominal aksial (Pn)	kuat nominal momen (Mn)	kontrol (Pu ≤ Pn dan Mu ≤ Mn)
		kN				kN	kN	
Strut	Warren	Desak	-	-	WF 200.200.8.12	-	-	Aman
		tarik	284.208			1460,209		
	Pratt	Desak	-	-	WF 200.200.8.12	-	-	Aman
		tarik	222.094			1460,209		
	K	Desak	-	-	WF 200.200.8.12	-	-	Aman
		tarik	220.123			1460,209		
Gelagar memanjang	Warren		-	133.982	WF 400.200.8.13	-	1121.423	Aman
			-			-		
	Pratt		-	222.094	WF 400.200.8.13	-	1121.423	Aman
			-			-		
	K		-	134.033	WF 400.200.8.13	-	1121.423	Aman
			-			-		
Gelagar melintang	Warren		-	2713.384	WF 400.200.8.13	-	2950.326	Aman
			-			-		
	Pratt		-	2714.766	WF 400.200.8.13	-	2950.326	Aman
			-			-		
	K		-	2714.769	WF 400.200.8.13	-	2950.326	Aman
			-			-		

## 5.2 Pembahasan Jembatan

### 5.2.1 Berat jembatan rangka baja

Berat jembatan rangka baja adalah berat dari seluruh rangka baja yang digunakan untuk elemen struktur jembatan. berat yang dihitung merupakan berat rangka bajanya saja sehingga didapatkan berat jembatan rangka baja warren, pratt dan k truss dapat dilihat pada tabel berikut ini.

**Tabel 5.18 Berat jembatan rangka tipe warren truss**

Jembatan rangka baja tipe Warren Truss							
Elemen struktur	Profil		Berat sendiri	Panjang	Berat	Jumlah batang	Berat total
			kN/m	m	kN	buah	kN
Batang atas	WF	428.407.20.35	2.775	5	13.877	22	305.286
Batang bawah	WF	428.407.20.35	2.775	5	13.877	24	333.039
Batang diagonal	WF	400.400.13.21	1.687	7.433	12.538	48	601.813
Ikatan angin atas	WF	150.150.7.10	0.309	5.324	1.645	44	72.358
Ikatan angin bawah	WF	200.200.8.12	0.489	5.324	2.605	48	125.045
Strut	WF	200.200.8.12	0.489	9.4	4.600	12	55.200
Gelagar memanjang	WF	400.200.8.13	0.647	5	3.236	60	194.175
Gelagar melintang	WF	800.300.14.26	2.059	9.4	19.359	13	251.662
Berat total rangka jembatan							1938.578

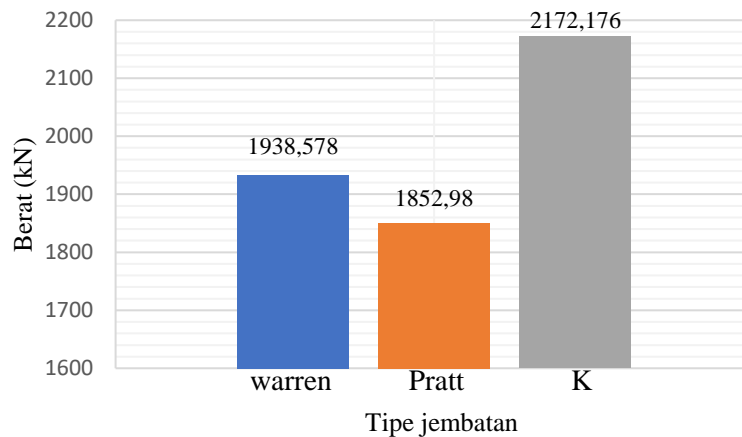
**Tabel 5.19 Berat jembatan rangka tipe pratt truss**

Jembatan rangka baja tipe Pratt Truss							
Elemen struktur	Profil		Berat sendiri	Panjang	Berat	Jumlah batang	Berat total
			kN/m	m	kN	buah	kN
Batang atas	WF	428.407.20.35	2.775	5	13.877	20	277.533
Batang bawah	WF	428.407.20.35	2.775	5	13.877	24	333.039
Batang diagonal	WF	400.400.13.21	1.687	8.602	14.510	24	348.243
Batang vertikal	WF	350.350.12.19	1.344	7	9.405	22	206.904
Ikatan angin atas	WF	150.150.7.10	0.309	5.324	1.645	40	65.780
Ikatan angin bawah	WF	200.200.8.12	0.489	5.324	2.605	48	125.045
Strut	WF	200.200.8.12	0.489	9.4	4.600	11	50.600
Gelagar memanjang	WF	400.200.8.13	0.647	5	3.236	60	194.175
Gelagar melintang	WF	800.300.14.26	2.059	9.4	19.359	13	251.662
Berat total rangka jembatan							1852.980

Tabel 5.20 Berat jembatan rangka tipe k truss

Jembatan rangka baja tipe K Truss							
Elemen struktur	Profil		Berat sendiri	Panjang	Berat	Jumlah batang	Berat total
			kN/m	m	kN	buah	kN
Batang atas	WF	428.407.20.35	2.775	5	13.877	16	222.026
Batang bawah	WF	428.407.20.35	2.775	5	13.877	24	333.039
Batang diagonal	WF	428.407.20.35	2.775	6.103	16.939	44	745.300
Batang vertikal	WF	350.350.12.19	1.344	7	9.405	22	206.904
Ikatan angin atas	WF	150.150.7.10	0.309	5.324	1.645	32	52.624
Ikatan angin bawah	WF	200.200.8.12	0.489	5.324	2.605	48	125.045
Strut	WF	200.200.8.12	0.489	9.4	4.600	9	41.400
Gelagar memanjang	WF	400.200.8.13	0.647	5	3.236	60	194.175
Gelagar melintang	WF	800.300.14.26	2.059	9.4	19.359	13	251.662
Berat total rangka jembatan							2172.176

Untuk melihat perbandingan berat ketiga tipe jembatan tersebut disajikan dalam bentuk diagram berikut ini.



Gambar 5.73 Diagram berat jembatan rangka baja

Berat yang dimiliki oleh jembatan rangka baja dengan panjang bentang yang sama (60 m) dan tinggi yang sama (7 m) tipe K truss memiliki berat terbesar 2172,176 kN dilanjutkan tipe warren truss sebesar 1938,578 kN dan tipe jembatan

pratt sebesar 1852,980 kN. Berat jembatan tersebut dipengaruhi oleh banyaknya rangka dan ukuran profil yang digunakan dimana ukuran dari profil yang digunakan disebabkan oleh gaya-gaya aksial yang terjadi pada struktur jembatan dalam hal ini jembatan tipe k truss memiliki gaya aksial yang besar dibanding tipe jembatan warren dan pratt. Berikut adalah tabel gaya aksial yang terjadi pada rangka jembatan.

**Tabel 5.21 Gaya aksial (desak/tarik) yang terjadi pada jembatan**

Rangka batang	Tipe jembatan	Gaya aksial		profil baja
		kN		
Batang atas	Warren	Desak	9855.556	WF 428.407.20.35
		Tarik	-	
	Pratt	Desak	9853.567	WF 428.407.20.35
		Tarik	-	
	K	Desak	9699.541	WF 428.407.20.35
		Tarik	-	
Batang Bawah	Warren	Desak	156.311	WF 428.407.20.35
		Tarik	7545.3	
	Pratt	Desak	-	WF 428.407.20.35
		Tarik	7457.427	
	K	Desak	-	WF 428.407.20.35
		Tarik	7626.200	
Batang diagonal	Warren	Desak	4279.614	WF 400.400.13.21
		Tarik	4245.168	
	Pratt	Desak	4916.104	WF 400.400.13.21
		Tarik	4099.036	
	K	Desak	7150.006	WF 428.407.20.35
		Tarik	2399.876	
Batang vertikal	Warren	Desak	-	-
		Tarik	-	
	Pratt	Desak	2700.382	WF 350.350.12.19
		Tarik	631.663	
	K	Desak	741.701	WF 350.350.12.19
		Tarik	3741.055	

**Lanjutan label 5.21 Gaya aksial (desak/tarik) yang terjadi pada jembatan**

Rangka batang	Tipe jembatan	Gaya aksial		profil baja
		kN		
Batang atas	Warren	Desak	9855.556	WF 428.407.20.35
		Tarik	-	
	Pratt	Desak	9853.567	WF 428.407.20.35
		Tarik	-	
	K	Desak	9699.541	WF 428.407.20.35
		Tarik	-	
Batang Bawah	Warren	Desak	156.311	WF 428.407.20.35
		Tarik	7545.3	
	Pratt	Desak	-	WF 428.407.20.35
		Tarik	7457.427	
	K	Desak	-	WF 428.407.20.35
		Tarik	7626.200	
Batang diagonal	Warren	Desak	4279.614	WF 400.400.13.21
		Tarik	4245.168	
	Pratt	Desak	4916.104	WF 400.400.13.21
		Tarik	4099.036	
	K	Desak	7150.006	WF 428.407.20.35

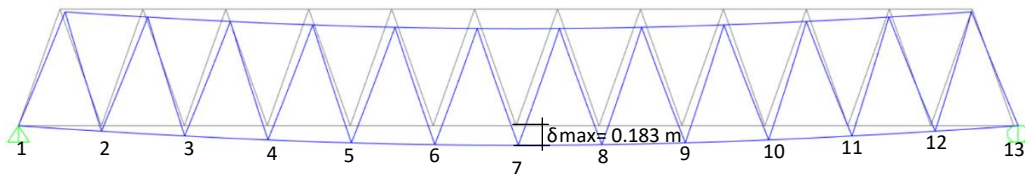
Berdasarkan tabel diatas gaya aksial yang terjadi bahwa gaya aksial yang diterima pada jembatan rangka tipe k lebih besar daripada jembatan tipe warren dan pratt truss.

### 5.2.2 Lendutan jembatan rangka baja

Lendutan yang terjadi pada jembatan rangka baja diakibatkan oleh beban-beban yang berkerja pada jembatan tersebut. Dalam tugas akhir ini nulis meninjau titik lendutan pada rangka utama jembatan. Untuk analisis lendutannya menggunakan bantuan software SAP2000 v.19 adapun hasil analisis lendutannya didapatkan bahwa kombinasi pembebanan Kuat 1 menimbulkan deformasi yang besar pada tiap-tiap tipe jembatan sehingga nilai dari deformasinya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

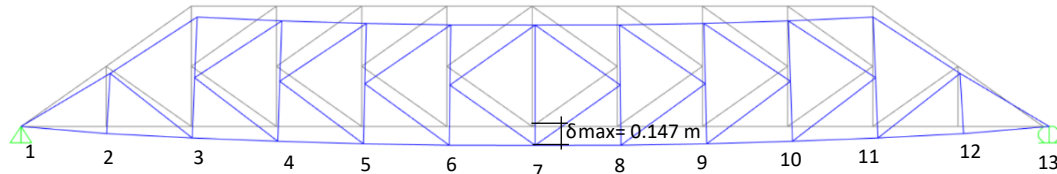
**Tabel 5.22 Lendutan yang terjadi akibat pembebanan pada jembatan warren**

joint	Lendutan (m)						
	kuat 1	kuat 2	kuat 3	kuat 4	kuat 5	extrem 1	extrem 2
1 (tumpuan)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	-0.049	-0.045	-0.028	-0.027	-0.028	-0.027	-0.032
3	-0.094	-0.084	-0.053	-0.051	-0.052	-0.051	-0.061
4	-0.131	-0.118	-0.074	-0.072	-0.072	-0.070	-0.085
5	-0.159	-0.143	-0.089	-0.086	-0.087	-0.085	-0.103
6	-0.177	-0.159	-0.098	-0.096	-0.096	-0.094	-0.115
7 (max)	-0.183	-0.165	-0.101	-0.099	-0.100	-0.098	-0.119
8	-0.177	-0.159	-0.098	-0.096	-0.096	-0.095	-0.115
9	-0.159	-0.143	-0.088	-0.086	-0.087	-0.085	-0.103
10	-0.131	-0.117	-0.073	-0.072	-0.072	-0.071	-0.085
11	-0.094	-0.084	-0.052	-0.051	-0.052	-0.051	-0.061
12	-0.049	-0.044	-0.028	-0.027	-0.027	-0.027	-0.032
13 (tumpuan)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

**Gambar 5.74 Lendutan maksimum jembatan warren****Tabel 5.23 Lendutan yang terjadi akibat pembebanan pada jembatan pratt**

Buhul	Lendutan (m)						
	kuat 1	kuat 2	kuat 3	kuat 4	kuat 5	extrem 1	extrem 2
1 (tumpuan)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	-0.047	-0.042	-0.027	-0.026	-0.026	-0.025	-0.031
3	-0.087	-0.078	-0.049	-0.048	-0.048	-0.047	-0.057
4	-0.127	-0.115	-0.071	-0.070	-0.070	-0.068	-0.083
5	-0.158	-0.142	-0.088	-0.086	-0.086	-0.085	-0.103
6	-0.178	-0.160	-0.098	-0.096	-0.097	-0.095	-0.115
7 (max)	-0.186	-0.167	-0.101	-0.100	-0.100	-0.099	-0.120
8	-0.178	-0.160	-0.097	-0.096	-0.096	-0.095	-0.115
9	-0.158	-0.142	-0.087	-0.086	-0.086	-0.085	-0.103





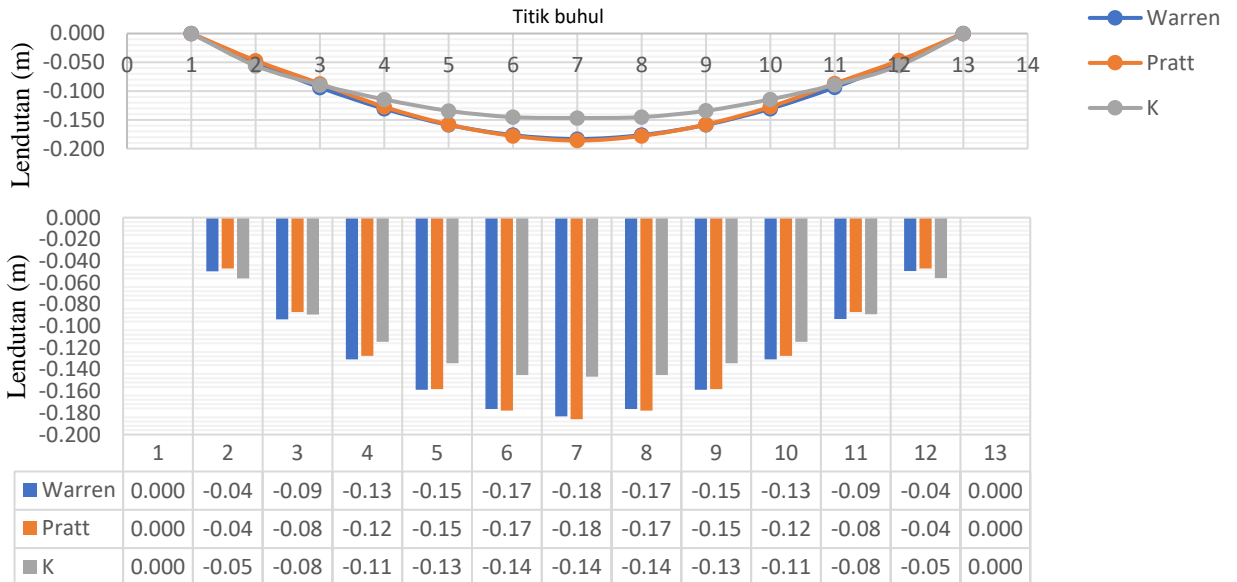
**Gambar 76** Lendutan maksimum jembatan k truss

Berdasarkan hasil dari lendutan pada tiap jembatan didapatkan lendutan maksimum bagi tiap tipe jembatan yang dapat dilihat pada tabel berikut ini

**Tabel 5.25** Lendutan maksimum yang terjadi akibat pembebanan pada jembatan

Tipe jembatan	Lendutan maksimum	Kombinasi pembebanan
	m	
Warren truss	0.183	Kuat 1
Pratt truss	0.186	Kuat 1
K truss	0.147	Kuat 1

Perbandingan lendutan yang terjadi disajikan dalam bentuk diagram berikut ini.

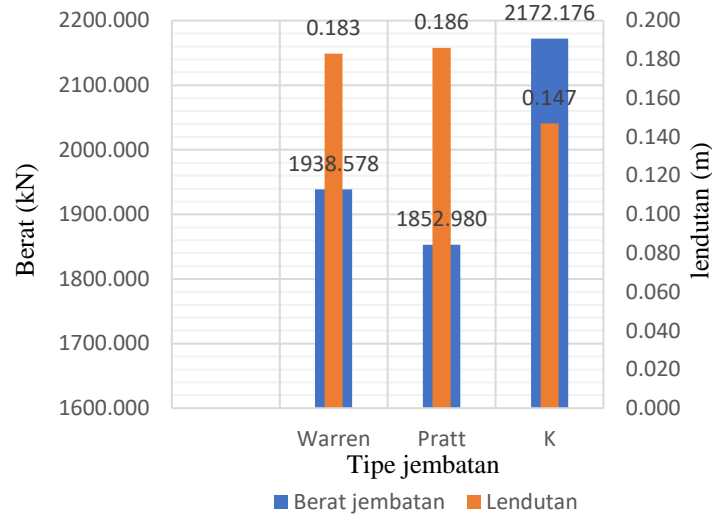


**Gambar 5.77** Diagram perbandingan lendutan yang terjadi pada masing-masing tipe jembatan

Berdasarkan diagram diatas dapat diketahui bahwa lendutan terjadi meningkat dari tumpuan hingga ke tengah bentang jembatan rangka dengan lendutan terbesar untuk ketiga tipe jembatan warren, pratt dan k truss terjadi pada tengah-tengah bentang jembatan. Dalam membahas lendutan penulis tidak menghitung batas lendutan maksimum yang terjadi disebabkan lendutan yang terjadi merupakan lendutan rangka baja jembatan. Dengan lendutan terbesar terjadi pada tipe jembatan pratt dengan nilai lendutan 0,186 m kemudian tipe warren sebesar 0,183 m dan lendutan terkecil terjadi pada tipe jembatan k sebesar 0,147 m dengan lendutan terbesar terjadi akibat kombinasi pembebanan kuat 1. dapat disimpulkan bahwa lendutan yang terjadi pada struktur sangat dipengaruhi oleh model elemen struktur tersebut dengan penyebaran beban yang terjadi. Lendutan terkecil terjadi pada jembatan K truss hal ini disebabkan bahwa jembatan k truss merupakan jembatan yang menggunakan banyak batang yang saling mengikat menjadi satu kesatuan elemen struktur yang stabil sehingga memiliki kekakuan yang lebih dari tipe warren dan prat truss. lendutan terbesar terjadi pada jembatan pratt hal ini disebabkan oleh bentuk dari rangka jembatan yang dimana penyaluran beban kepada titik tengah jembatan lebih besar.

### 5.2.3 Efisiensi jembatan

Dalam perencanaan jembatan tidak hanya didesain untuk kuat tapi juga ekonomis. Pada tugas akhir ini penulis menggunakan parameter berat dan lendutan untuk menjadi tolak ukur efisiensi jembatan warren, prat dan k truss. Lendutan jembatan yang terjadi merupakan indeks dari kekuatan struktur jembatan sedangkan berat jembatan rangka diindikasikan sebagai nilai nominal dari pengerjaan jembatan. Sehingga menggunakan dua indikator tersebut. Untuk perbandingan berat dan lendutan maksimum yang terjadi dapat dilihat pada diagram berikut ini.



**Gambar 5.78 Diagram berat dan lendutan jembatan rangka baja**

Berdasarkan diagram diatas jembatan warren memiliki berat 1938,578 kN dengan lendutan 0,183 m, jembatan pratt memiliki berat 1850,733 kN dengan lendutan 0,186 m dan jembatan k memiliki berat 2171,595 kN dengan lendutan 0,147 m.

Dari hasil tersebut didapatkan jembatan teringan adalah jembatan rangka tipe pratt dengan berat 1852,980 kN dan jembatan terberat adalah tipe k 2172,176 kN memiliki selisih sebesar 319,195 kN atau 17,23%, sedangkan dengan jembatan warren 1928,578 kN memiliki selisih sebesar 85,597 kN atau 4,62%. Lendutan terbesar dimiliki oleh jembatan tipe pratt sebesar 0,186 m dan lendutan terkecil dimiliki oleh jembatan tipe k 0,147 m memiliki selisih sebesar 0,036 m atau 19,67%, sedangkan dengan jembatan warren 0,183 memiliki selisih sebesar 0,003 atau 1,64%.

Berdasarkan dengan nilai tersebut dapat disimpulkan jembatan rangka tipe k truss memiliki nilai lendutan terkecil 0,147 m berdasarkan parameter ini tipe k lebih kuat dari tipe lainnya namun berat yang dimilikinya terbesar 2171,595 kN sehingga untuk nilai ekonomisnya disimpulkan sangat kurang dibandingkan tipe lainnya. Sedang jembatan tipe pratt memiliki berat teringan diantara tipe lainnya 1850,733 kN namun memiliki lendutan terbesar 0,186 m disimpulkan memiliki kekuatan

yang kurang dibandingkan dengan tipe lainnya. Dan tipe warren memiliki berat diantara kedua tipe sebesar 1938,578 kN yang mana jauh lebih kecil dari berat tipe k dan sedikit lebih besar dari tipe pratt serta memiliki lendutan sebesar 0,183 m lebih besar dari lendutan tipe k dan lebih kecil dari tipe pratt. Sehingga untuk efisiensi pemilihan jembatan yang digunakan akan lebih ekonomis dengan kekuatan yang cukup yaitu menggunakan jembatan tipe pratt.

## **BAB VI**

### **PENUTUP**

#### **6.1 Kesimpulan**

Pada tugas akhir ini berdasarkan hasil perhitungan analisis dan pembahasan untuk jembatan rangka baja tipe warren, pratt dan k truss dengan bentang 60 m dan tinggi 7 m, maka didapatkan beberapa kesimpulan berikut ini:

1. Berdasarkan hasil perhitungan untuk berat struktur rangka bajanya yang dilakukan pada 3 tipe jembatan warren, pratt dan k truss didapatkan hasil dengan struktur teringan adalah jembatan pratt 1852,98 kN dan jembatan k truss memiliki berat terbesar 2172,176 kN dengan selisih sebanyak 319,195 kN atau 17,23 %.
2. Lentutan yang terjadi dari masing- masing jembatan memiliki nilai lentutan maksimum yang berada pada tengah bentang jembatan, dengan lentutan terkecil dimiliki oleh jembatan k truss 0,147 m dan jembatan pratt memiliki lentutan terbesar 0,186 m dengan selisih sebanyak 0,036 m atau 19,67%
3. Hasil dari tugas akhir ini menunjukkan bahwa jembatan rangka tipe pratt menjadi pilihan dengan nilai ekonomis yang lebih rendah dengan beracu pada berat jembatan 1850,733 kN dan dengan lentutan 0,186 m sebagai acuan kekuatannya.

#### **6.2 Saran**

Berdasarkan penelitian tugas akhir yang sudah dilakukan oleh penulis terdapat beberapa saran yang harus diperhatikan untuk digunakan sebagai acuan penelitian sejenis dikemudian waktu:

1. Melakukan analisis secara menyeluruh pada struktur rangka atas dan struktur bawah sehingga didapatkan hasil yang lebih valid.
2. Penting mengikuti pelatihan dan seminar science tentang perancangan, desain ataupun analisis jembatan sehingga memahami dan mengerti tentang peraturan terbaru yang digunakan dalam perhitungan jembatan.

3. Melakukan perhitungan lebih mendetail untuk perancangan RAB untuk pengerjaan jembatan sehingga faktor ekonomis yang digunakan lebih valid.

## DAFTAR PUSTAKA

- Atika, E. 2018. *Analisis Variasi Tinggi Rangka Batang Pada Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt (Analysis For The Height Variation Of Pratt Truss Bridge)*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Asiyanto. 2005. *Metode Konstruksi Jembatan Rangka Baja*. Penerbit Universitas Indonesia (UI Press). Jakarta.
- Buku Hitungan Perancangan Struktur Atas Jembatan Jalan Rel Bajas*. Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada.
- Dewobroto, Wiryanto. 2016. *Struktur Baja Edisi ke 2*. Lumina Press.
- Dewobroto, Wiryanto. 2017. *Komputer Rekayasa Struktur dengan SAP2000*. Lumina Press.
- Departemen Pekerjaan Umum. 2015. *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*. SNI 1729:2015. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Departemen Pekerjaan Umum. 2016. *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa*. SNI 2833:2016. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. 2005. *Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan*. RSNI T-03-2005. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. 2016. *Pembebanan untuk Jembatan*. SNI 1725:2016. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Hidayat, A.T. 2016. *Perencanaan Struktur Atas Jembataan Rangka Baja (Type K-Truss) Dengan Menggunakan Metode LRFD di Jembatan Kalilanang, Desa Pandanrejo, Kecamatan Bumiaji, Kota Batu*. Tugas Akhir. Institut Teknologi Nasional. Malang.
- Kassimali, Aslam. 1993. *Structural Analysis*. PWS-Kent.
- Lesmana, Yudha. 2019. *Analisis Struktur Baja Berdasarkan SNI 1 729-2015*. Deepublish. Yogyakarta.

- Nasution, T. 2012. *Modul Kuliah “ Struktur Baja II”*. Departemen Teknik Sipil. FTSP. TM.
- Pawirodikromo, W. 2014. *Analisis Tegangan Bahan*. Pustaka Pelajar. Yogyakarta.
- Schodek, Daniel L. 1980. *STRUCTURES*. Prentice-hall, Inc. Englewood Cliffs. New Jersey.
- Setiawan, Agus. 2013. *Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD Edisi Kedua Berdasarkan SNI 03-1729-2002*. Erlangga. Jakarta.
- Supriyadi, Bambang dan Setyo Muntohar, Agus. 2007. *Jembatan*. Beta Offset. Yogyakarta.
- Sutarman, E. 2013. *Analisa Struktur*. Penerbit Andi. Yogyakarta.