

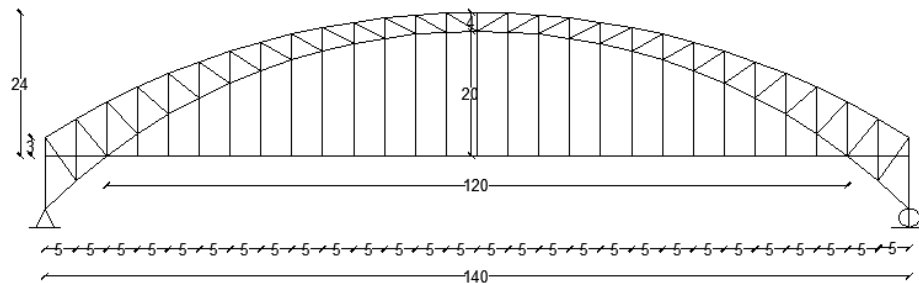
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Dalam suatu perencanaan dibutuhkan analisis struktur untuk mendapatkan tegangan dan momen yang dibutuhkan kemudian dimasukkan ke dalam perhitungan struktur.

5.1 Perencanaan Struktur Pelengkung

1. Perencanaan Busur

a. Tinggi busur 20 m



Gambar 5.1 Tinggi Busur 20m

Tinggi busur (f)

$$\text{Syarat } \frac{1}{6} \leq \frac{f}{l} \leq \frac{1}{5} = 0,1667 \leq \frac{f}{l} \leq 0,2$$

$$f = 20 \text{ m, maka } \frac{f}{l} = \frac{20}{120} = 0,1667$$

Karena $0,1667 \leq 0,1667 \leq 0,2$

(memenuhi syarat)

Tinggi tampang busur (h)

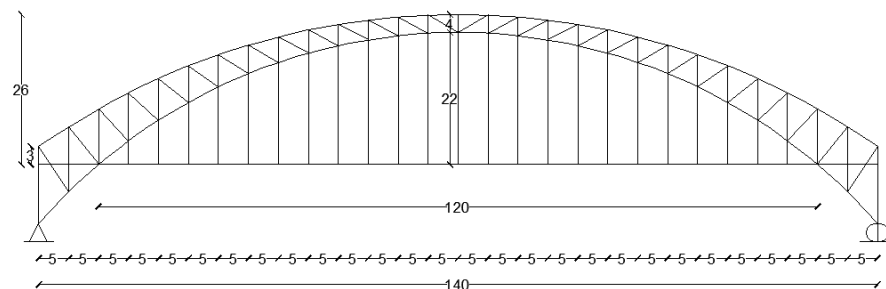
$$\text{Syarat } \frac{1}{40} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{25} = 0,025 \leq \frac{h}{L} \leq 0,04$$

$$h = 4 \text{ m, maka } \frac{h}{L} = \frac{4}{140} = 0,0286$$

Karena $0,025 \leq 0,0286 \leq 0,04$

(memenuhi syarat)

b. Tinggi busur 22 m



Gambar 5.2 Tinggi Busur 22m

Tinggi busur (f)

$$\text{Syarat } \frac{1}{6} \leq \frac{f}{l} \leq \frac{1}{5} = 0,1667 \leq \frac{f}{l} \leq 0,2$$

$$f = 22 \text{ m, maka } \frac{f}{l} = \frac{22}{120} = 0,1833$$

$$\text{Karena } 0,1667 \leq 0,1833 \leq 0,2$$

(memenuhi syarat)

Tinggi tampang busur (h)

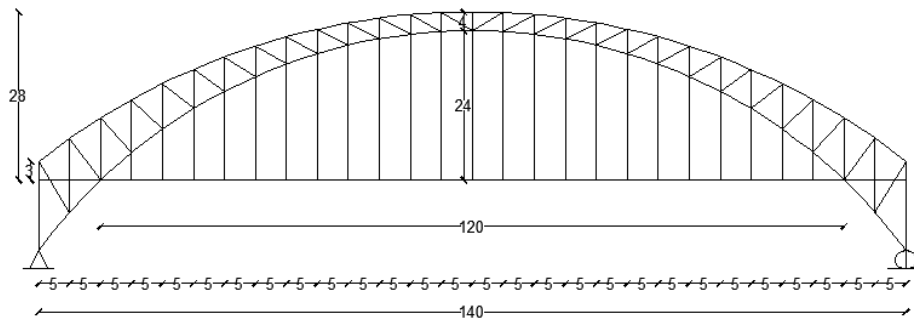
$$\text{Syarat } \frac{1}{40} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{25} = 0,025 \leq \frac{h}{L} \leq 0,04$$

$$h = 4 \text{ m, maka } \frac{h}{L} = \frac{4}{140} = 0,0286$$

$$\text{Karena } 0,025 \leq 0,0286 \leq 0,04$$

(memenuhi syarat)

c. Tinggi busur 24 m



Gambar 5.3 Tinggi Busur 24m

Tinggi busur (f)

$$\text{Syarat } \frac{1}{6} \leq \frac{f}{l} \leq \frac{1}{5} = 0,1667 \leq \frac{f}{l} \leq 0,2$$

$$f = 24 \text{ m, maka } \frac{f}{l} = \frac{24}{120} = 0,2$$

$$\text{Karena } 0,1667 \leq 0,2 \leq 0,2$$

(memenuhi syarat)

Tinggi tampang busur (h)

$$\text{Syarat } \frac{1}{40} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{25} = 0,025 \leq \frac{h}{L} \leq 0,04$$

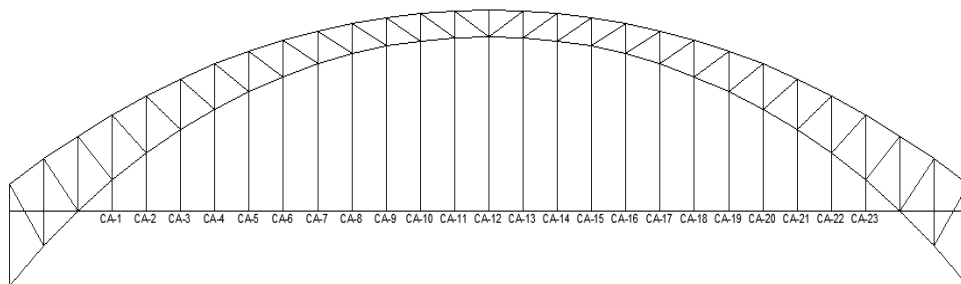
$$h = 4 \text{ m, maka } \frac{h}{L} = \frac{4}{140} = 0,0286$$

$$\text{Karena } 0,025 \leq 0,0286 \leq 0,04$$

(memenuhi syarat)

2. Struktur kabel

a. Tinggi busur 20 m



Gambar 5.4 Penomoran Kabel Tinggi Busur 20 m

$$\text{Tinggi busur } (f) = 20 \text{ m}$$

Jarak yang ditinjau (x) = 5 m

Panjang jembatan (l) = 120 m

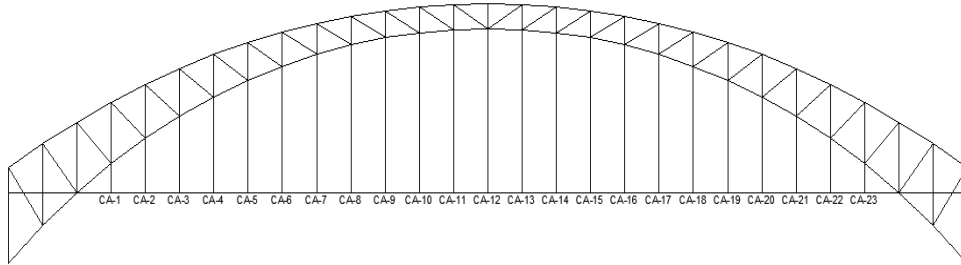
$$Y = \frac{4fx(l-x)}{l^2}$$
$$= \frac{4 \times 20 \times 5(120-5)}{120^2}$$
$$= 3,19 \text{ m}$$

Untuk rekapitulasi perhitungan panjang kabel dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Panjang Kabel Penggantung pada Tinggi Busur 20 m

No Kabel	Nilai X (m)	Nilai Y (m)
0	0	0
1	5	3.19
2	10	6.11
3	15	8.75
4	20	11.11
5	25	13.19
6	30	15
7	35	16.53
8	40	17.78
9	45	18.75
10	50	19.44
11	55	19.86
12	60	20
13	65	19.86
14	70	19.44
15	75	18.75
16	80	17.78
17	85	16.53
18	90	15
19	95	13.19
20	100	11.11
21	105	8.75
22	110	6.11
23	115	3.19
24	120	0

b. Tinggi busur 22 m



Gambar 5.5 Penomoran Kabel Tinggi Busur 22 m

$$\text{Tinggi busur } (f) = 22 \text{ m}$$

$$\text{Jarak yang ditinjau } (x) = 5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang jembatan } (l) = 120 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Y &= \frac{4fx(l-x)}{l^2} \\ &= \frac{4 \times 22 \times 5(120-5)}{120^2} \\ &= 3,51 \text{ m} \end{aligned}$$

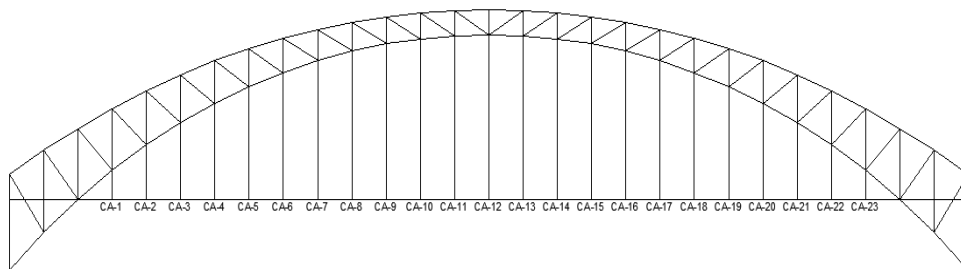
Untuk rekapitulasi perhitungan panjang kabel dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.2 Panjang Kabel Penggantung pada Tinggi Busur 22 m

No Kabel	Nilai X (m)	Nilai Y (m)
0	0	0
1	5	3.51
2	10	6.72
3	15	9.63
4	20	12.22
5	25	14.51
6	30	16.5
7	35	18.18
8	40	19.56
9	45	20.63
10	50	21.39
11	55	21.85
12	60	22
13	65	21.85
14	70	21.39

15	75	20.63
16	80	19.56
17	85	18.18
18	90	16.5
19	95	14.51
20	100	12.22
21	105	9.63
22	110	6.72
23	115	3.51
24	120	0

c. Tinggi busur 24 m



Gambar 5.6 Penomoran Kabel Tinggi Busur 24 m

Tinggi busur (f) = 24 m

Jarak yang ditinjau (x) = 5 m

Panjang jembatan (l) = 120 m

$$\begin{aligned}
 Y &= \frac{4fx(l-x)}{l^2} \\
 &= \frac{4 \times 24 \times 5(120-5)}{120^2} \\
 &= 3,83 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Untuk rekapitulasi perhitungan panjang kabel dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5.3 Panjang Kabel Penggantung pada Tinggi Busur 24 m

No Kabel	Nilai X (m)	Nilai Y (m)
0	0	0
1	5	3.83
2	10	7.33

3	15	10.5
4	20	13.33
5	25	15.83
6	30	18
7	35	19.83
8	40	21.33
9	45	22.5
10	50	23.33
11	55	23.83
12	60	24
13	65	23.83
14	70	23.33
15	75	22.5
16	80	21.33
17	85	19.83
18	90	18
19	95	15.83
20	100	13.33
21	105	10.5
22	110	7.33
23	115	3.83
24	120	0

5.2 Pembebanan Struktur

5.2.1 Tiang Sandaran

Pada perencanaan ini digunakan tinggi tiang sandaran 90 cm dari muka trotoar. Berikut ini adalah langkah-langkah dalam merencanakan tiang sandaran.

1. Pembebanan

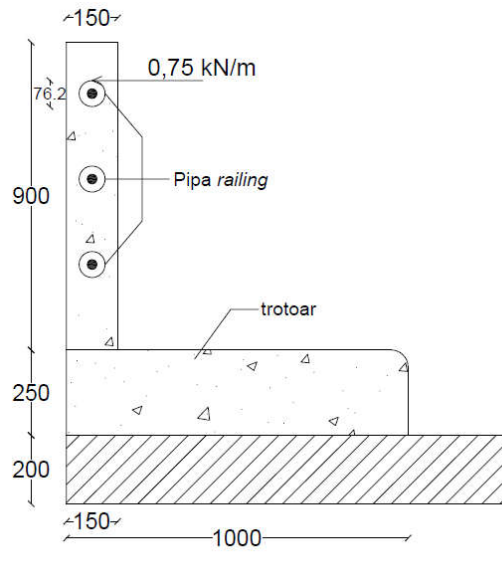
$$\text{Diameter railing} = 76,2 \text{ mm}$$

$$\text{Beban sendiri railing } (q) = 0,11077 \text{ kN/m}$$

$$\text{Jumlah railing } (n) = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Beban rencana sandaran} = 0,75 \text{ kN/m (RSNI T-02-2005)}$$

$$\text{Jarak antar tiang sandaran } (l) = 2 \text{ m}$$



Gambar 5.7 Rencana Tiang Sandaran

- a. Menghitung momen ultimit rencana

$$\begin{aligned} H_{TP} &= 0,75 \times l \\ &= 0,75 \times 2 \\ &= 1,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= 900 - 111,9 \\ &= 788,1 \text{ mm} \\ &= 0,7881 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{TP} &= H_{TP} \times y \\ &= 1,5 \times 0,7881 \\ &= 1,1821 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{MS} &= q \times n \times l \times (0,15/2) \\ &= 0,11077 \times 3 \times 2 \times (0,15/2) \\ &= 0,0498 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (M_{MS} \times 1,3) + (M_{TP} \times 1,8) \\ &= (0,0498 \times 1,3) + (1,1821 \times 1,8) \\ &= 2,1927 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- b. Menghitung gaya geser tiang railing

$$V_u = H_{TP}$$

$$= 1,5$$

$$= 1,5 \text{ kN}$$

2. Penulangan lentur

Data yang digunakan pada perencanaan penulangan tiang sandaran adalah sebagai berikut.

Diameter tulangan pokok (d_p)	= 12 mm
Kuat tekan beton (f'_c)	= 25 MPa
Kuat tarik baja (f_y)	= 240 MPa
Faktor distribusi tegangan beton (β_1)	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur (θ)	= 0,9
Tebal tiang railing (h)	= 150 mm
Lebar tiang railing (b)	= 150 mm
Selimut beton (S_b)	= 25 mm

a. Menghitung nilai momen nominal

$$M_n = \frac{M_u}{0,9}$$

$$= \frac{2,1927}{0,9}$$

$$= 2,4363 \text{ kNm}$$

b. Menentukan nilai R_n

$$d = h - s_b - d_s - \frac{1}{2} d_p$$

$$= 150 - 25 - 8 - \frac{1}{2} \cdot 12$$

$$= 111 \text{ mm}$$

$$R_{max} = 0,75 \times \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,75 \times \frac{0,85 \cdot 25}{240} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 240}$$

$$= 7,4732$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d}$$

$$= \frac{2,4363 \cdot 10^6}{1000 \cdot 111}$$

$$= 1,318 \text{ Mpa}$$

$R_n < R_{max}$, maka perhitungan dapat dilanjutkan.

c. Menghitung rasio tulangan ρ

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} \\ &= \frac{240}{0,85 \times 25} \\ &= 11,29412 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{240} \\ &= 0,005833 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,29412} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,29412 \times 1,25}{240}} \right) \\ &= 0,00537 \end{aligned}$$

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$, maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{pakai} = 0,005833$$

d. Menghitung jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} A_{sperlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,005833 \times 150 \times 111 \\ &= 97,125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_s}{A_{1d}} = \frac{97,125}{113,097} = 0,859 \text{ buah}$$

Dipakai tulangan 2D12

e. Cek

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= n \times A_{1d} \\ &= 2 \times 113,097 \\ &= 226,195 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \\ &= \frac{226,195 \times 240}{0,85 \times 25 \times 150} \\ &= 17,03 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= A_s \times f_y \times (d - a/2) \\ &= 226,195 \times 240 \times (111 - 17,03/2) \times 10^{-6} \end{aligned}$$

$$= 5,563 \text{ kNm}$$

$M_n > M_u = 2,1927 \text{ kNm}$, maka tulangan pokok yang digunakan aman.

3. Penulangan geser

Diameter tulangan sengkang (d_s) = 8 mm

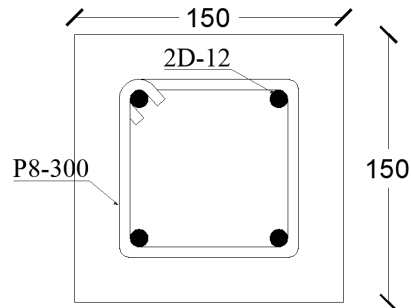
Jumlah kaki = 2 buah

Tegangan leleh baja (f_y) = 240 MPa

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\sqrt{f'c}}{6} \times b \times d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 1000 \times 111 \\ &= 13875 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\theta V_c}{2} &= \frac{0,6 \cdot 13875}{2} \\ &= 4162,5 \text{ N} \end{aligned}$$

$\frac{\theta V_c}{2} > V_u = 1500 \text{ N}$, maka tidak diperlukan tulangan geser. Namun dalam pemasangan tulangan geser tetap digunakan menggunakan tulangan P8-300.



Gambar 5.8 Detail Penulangan Tiang Sandaran

5.2.2 Trotoar

Trotoar didesain untuk memberikan kelayakan kepada pengguna trotoar sehingga dapat melintasi jembatan dengan aman dan nyaman. Trotoar didesain dengan tebal 250 mm dan terbuat dari beton.

5.2.3 Pelat Lantai Jembatan

Perencanaan pelat lantai didesain berdasarkan beban yang bekerja pada pelat lantai, yaitu beban sendiri, beban mati tambahan, beban truk, dan beban angin

yang kemudian dihitung nilai kekuatannya untuk dapat menahan beban dan memberikan rasa aman dan nyaman pada pengguna jalan. Berikut ini adalah langkah-langkah dalam merencanakan pelat lantai jembatan.

1. Pembebanan

a. Beban sendiri (MS)

1) Berat sendiri pelat (merata)

Pelat jembatan ditinjau sepanjang 1 m

Tebal pelat lantai kendaraan (h) = 0,2 m

Berat jenis beton bertulang (γ_c) = 25 kN/m³

$$\begin{aligned} Q_{MS\text{ pelat}} &= \gamma_c \times b \times h \\ &= 25 \times 1 \times 0.2 \\ &= 5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat sendiri trotoar (merata)

Tinggi trotoar (h) = 0,25 m

Lebar trotoar (b) = 1 m

Berat jenis beton bertulang (γ_c) = 25 kN/m³

$$\begin{aligned} Q_{MS\text{ trotoar}} &= \gamma_c \times b \times h \\ &= 25 \times 1 \times 0.25 \\ &= 6,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Total berat sendiri merata

$$\begin{aligned} Q_{MS} &= Q_{MS\text{ trotoar}} + Q_{MS\text{ pelat}} \\ &= 5 + 6,25 \\ &= 11,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4) Berat sendiri tiang sandaran (titik)

Railing jembatan ditinjau sepanjang 1 m

Tinggi tiang sandaran (t) = 0,9 m

Lebar tiang sandaran (b) = 0,15 m

Tebal tiang sandaran (h) = 0,15 m

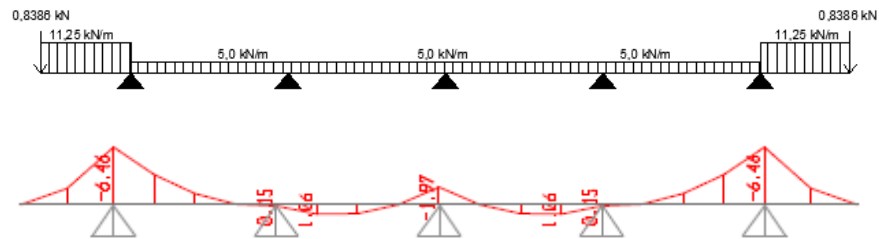
Beban sendiri railing (q) = 0,1108 kN/m

Berat jenis beton bertulang (γ_c) = 25 kN/m³

Jumlah railing (n) = 3 buah

$$\begin{aligned}
 P_{MS} &= (b \times h \times t \times \gamma_c) + (q \times n \times l) \\
 &= (0,15 \times 0,15 \times 0,9 \times 25) + (0,1108 \times 3 \times 1) \\
 &= 0,8385 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban sendiri pelat lantai digunakan SAP2000. Berikut ini adalah gambar pembebanan dari beban sendiri dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000.



Gambar 5.9 Pembebanan dan Hasil Perhitungan Momen SAP2000 pada Beban Mati Sendiri Lantai Jembatan

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terbesar. Sehingga dari Gambar 5.3 diperoleh momen terbesar tumpuan sebesar 6,4636 kNm dan momen terbesar lapangan sebesar 1,0579 kNm. Berdasarkan SNI 1725-2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan, faktor beban untuk beban mati sendiri adalah 1,3.

b. Beban mati tambahan (MA)

1) Berat sendiri aspal

Lebar aspal ditinjau sepanjang 1 m

Tebal aspal + overlay (h) = 0,1 m

Berat jenis beton aspal (γ_c) = 22 kN/m³

$$\begin{aligned}
 Q_{MA \text{ aspal}} &= \gamma_c \times l \times h \\
 &= 22 \times 1 \times 0,1 \\
 &= 2,2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Berat sendiri air hujan

Lebar aspal ditinjau sepanjang 1 m

Tebal air hujan (h) = 0,05 m

Berat jenis air (γ_w) = 9,81 kN/m³

$$Q_{MA \text{ air hujan}} = \gamma_w \times l \times h$$

$$= 9,81 \times 1 \times 0,05$$

$$= 0,4905 \text{ kN/m}$$

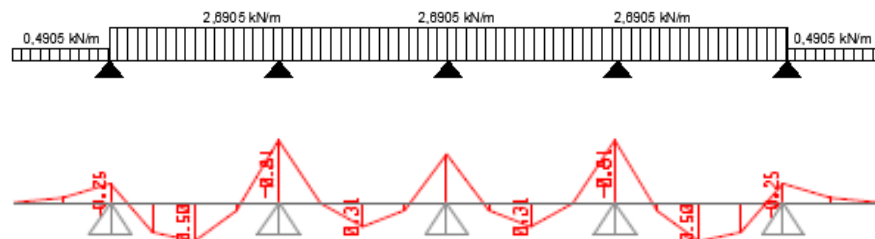
3) Total beban mati tambahan (MA)

$$Q_{MA} = Q_{MA \text{ aspal}} \times Q_{MA \text{ air hujan}}$$

$$= 2,2 \times 0,4905$$

$$= 2,6905 \text{ kN/m}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban mati tambahan pelat lantai digunakan SAP2000. Berikut ini adalah gambar pembebanan dari beban mati tambahan dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000.



Gambar 5.10 Pembebanan dan Hasil Perhitungan Momen SAP2000 pada Beban Mati Tambahan Lantai Jembatan

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terbesar. Sehingga dari Gambar 5.4 diperoleh momen terbesar tumpuan sebesar 0,8083 kNm dan momen terbesar lapangan sebesar 0,5032 kNm. Berdasarkan SNI 1725-2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan, faktor beban untuk beban mati tambahan adalah 2.

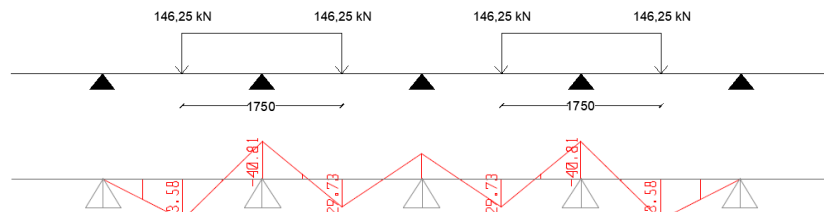
c. Beban truk “T” (TT)

$$\text{Beban roda gandar oleh truk } (T) = 112,5 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor beban dinamis } (FBD) = 30 \%$$

$$\begin{aligned} P_{TT} &= (1+FBD) \times T \\ &= (1+30\%) \times 112,5 \\ &= 146,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban truk pelat lantai digunakan SAP2000. Berikut ini adalah gambar pembebanan dari beban truk dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000.



Gambar 5.11 Pembebanan dan Hasil Perhitungan Momen SAP2000 pada Beban Truk Lantai Jembatan

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terbesar. Sehingga dari Gambar 5.5 diperoleh momen terbesar tumpuan sebesar 40,808 kNm dan momen terbesar lapangan sebesar 43,58 kNm. Berdasarkan SNI 1725-2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan, faktor beban untuk beban truk adalah 1,8.

Tabel 5.4 Rekapitulasi Nilai Momen di Lantai Kendaraan

Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Momen		Satuan
			Tumpuan	Lapangan	
Beban sendiri	(MS)	1,3	8,4027	1,3753	kNm
Beban mati tambahan	(TP)	2,0	1,6166	1,0036	kNm
Beban truk "T"	(TT)	1,8	73,4544	78,444	kNm
Total Momen (M_u)			83,4737	80,8257	kNm

2. Momen di tumpuan

a. Penulangan pokok

Data yang digunakan pada perencanaan penulangan pokok pelat lantai adalah sebagai berikut.

Diameter tulangan pokok (d_p)	= 22 mm
Diameter tulangan susut (d_s)	= 13 mm
Kuat tekan beton (f'_c)	= 28 MPa
Kuat tarik baja (f_y)	= 390 MPa
Faktor distribusi tegangan beton (β_1)	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur (θ)	= 0,9
Tebal pelat lantai kendaraan (h)	= 0,2 m
Selimut beton (S_b)	= 40 mm

1) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{0,9} \\ &= \frac{83,4737}{0,9} \\ &= 92,7485 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Menentukan nilai Rn

$$\begin{aligned} d &= h - sb - ds - \frac{1}{2} dp \\ &= 200 - 40 - 13 - \frac{1}{2} 22 \\ &= 136 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d} \\ &= \frac{92,7485 \cdot 10^6}{1000 \cdot 136} \\ &= 5,0145 \text{ MPa} \end{aligned}$$

3) Menghitung rasio tulangan ρ

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} \\ &= \frac{390}{0,85 \times 28} \\ &= 16,3866 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{390} \\ &= 0,00359 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0,85 \cdot 28 \cdot 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,03144 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,03144 \\ &= 0,02358 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{1}{16,3866} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.16,3866.5,0145}{390}} \right)$$

$$= 0,01461$$

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

$$\rho_{pakai} = 0,01461$$

4) Menghitung jarak tulangan pokok

$$A_{Sperlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,01461 \times 1000 \times 136$$

$$= 1986,3542 \text{ mm}^2$$

$$S_{pokok} = \frac{A_{1d}.b}{A_{Sperlu}}$$

$$= \frac{380,1327.1000}{1986,3542}$$

$$= 191,372 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 175 \text{ mm}$$

b. Penulangan geser

Data yang digunakan pada perencanaan penulangan susut pelat lantai adalah sebagai berikut.

Panjang lantai kendaraan yang ditinjau (l) adalah 1000 mm

Diameter tulangan susut (d_s) = 13 mm

Tinggi efektif trotoar (d) = 136 mm

$$A_{Sperlu} = 0,0018 \times b \times d$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 136$$

$$= 244,8 \text{ mm}^2$$

$$S_{susut} = \frac{A_{1d}.b}{A_{Sperlu}}$$

$$= \frac{132,7323.1000}{244,8}$$

$$= 542,2071 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 475 \text{ mm}$$

Cek

$$A_{Spakai} = n \times A_{1d}$$

$$= 3 \times 132,7323$$

$$\begin{aligned}
 &= 398,1969 \text{ mm}^2 \\
 a &= \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot l} \\
 &= \frac{398,1969 \times 390}{0,85 \times 28 \times 1000} \\
 &= 6,525 \text{ mm} \\
 Mn &= As \times fy \times (d-a/2) \\
 &= 398,1969 \times 390 \times (192-6,525/2) \\
 &= 20613700,38 \text{ Nmm} \\
 &= 20,614 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$Mn = 20,614 \text{ kNm} > Mu = 20\% \times 92,7485 = 18,5497 \text{ kNm}$, maka tulangan susut yang digunakan aman.

3. Momen lapangan

a. Penulangan pokok

Data yang digunakan pada perencanaan penulangan pokok pelat lantai adalah sebagai berikut.

Diameter tulangan pokok (dp)	= 22 mm
Diameter tulangan susut (ds)	= 13 mm
Kuat tekan beton ($f'c$)	= 28 MPa
Kuat Tarik baja (fy)	= 390 MPa
Faktor distribusi tegangan beton (β_1)	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur (θ)	= 0,9
Tebal pelat lantai kendaraan (h)	= 0,2 m
Selimut beton (Sb)	= 40 mm

1) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{0,9} \\
 &= \frac{80,8257}{0,9} \\
 &= 89,8063 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Menghitung nilai Rn

$$\begin{aligned}
 d &= h - sb - ds - \frac{1}{2} dp \\
 &= 200 - 40 - 13 - \frac{1}{2} 22
 \end{aligned}$$

$$= 136 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d} \\ &= \frac{89,8063 \cdot 10^6}{1000 \cdot 136} \\ &= 4,8554 \text{ MPa} \end{aligned}$$

3) Menghitung rasio tulangan ρ

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} \\ &= \frac{390}{0,85 \cdot 28} \\ &= 16,3866 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{390} \\ &= 0,00359 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0,85 \cdot 28 \cdot 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,03144 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,03144 \\ &= 0,02359 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{16,3866} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 16,3866 \cdot 4,8554}{390}} \right) \\ &= 0,01407 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{pakai} = 0,01407$$

4) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_{Sperlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,01407 \times 1000 \times 136 \\ &= 1913,845 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{pokok} &= \frac{A1d.b}{Asperlu} \\
 &= \frac{380,1327.1000}{1913,845} \\
 &= 198,6225 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{pakai} = 175 \text{ mm}$$

b. Penulangan geser

Data yang digunakan pada perencanaan penulangan susut pelat lantai adalah sebagai berikut.

Panjang lantai kendaraan yang ditinjau (l) adalah 1000 mm

Diameter tulangan susut (ds) = 13 mm

Tinggi efektif trotoar (d) = 136 mm

$$\begin{aligned}
 A_{s\text{ perlu}} &= 0,0018 \times b \times d \\
 &= 0,0018 \times 1000 \times 136 \\
 &= 244,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{susut} &= \frac{A1d.b}{Asperlu} \\
 &= \frac{132,7323.1000}{244,8} \\
 &= 542,2071 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{pakai} = 540 \text{ mm}$$

Cek

$$\begin{aligned}
 A_{s\text{ pakai}} &= n \times A1d \\
 &= 2 \times 132,7323 \\
 &= 265,4646 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

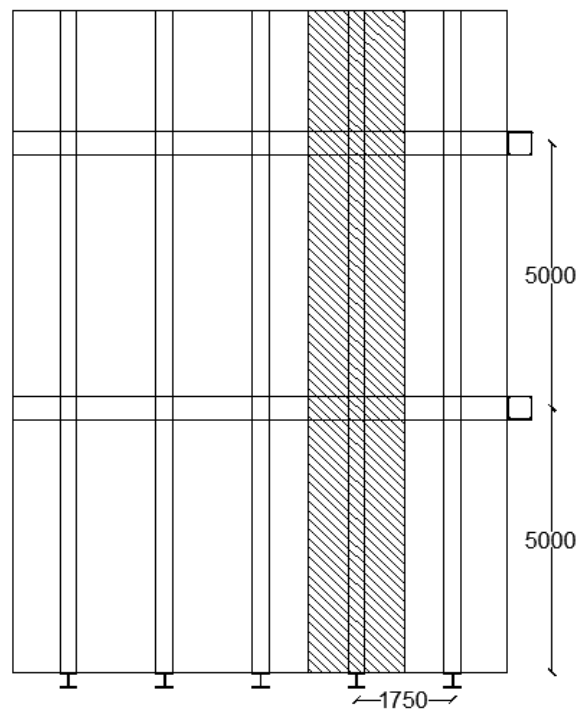
$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As.fy}{0,85.f'c.l} \\
 &= \frac{265,4646 \times 390}{0,85 \times 28 \times 1000} \\
 &= 4,35 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= As \times fy \times (d-a/2) \\
 &= 265,4646 \times 390 \times (192-4,35/2) \\
 &= 13855058,37 \text{ Nmm} \\
 &= 13,855 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$M_n = 13,855 \text{ kNm} > M_u = 20\% \times 89,8063 = 17,961 \text{ kNm}$, maka tulangan susut yang digunakan aman.

5.2.4 Gelagar Memanjang

Gelagar memanjang adalah gelagar yang membentang sepanjang jalan. Gelagar ini berfungsi untuk menahan beban yang memanjang diatas jalan.



Gambar 5.12 Perletakan Gelagar Memanjang

1. Pembebanan

a. Beban sendiri (M_S)

1) Beban sendiri pelat

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

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

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

$$\begin{aligned} Q_{MS} &= \gamma_c \times r \times h \\ &= 25 \times 1,75 \times 0,2 \\ &= 8,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Beban sendiri gelagar

$$\begin{aligned}\text{Berat baja IWF} &= 79,52 \text{ kg/m} \\ &= 0,78 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

b. Beban mati tambahan (*MA*)

1) Berat sendiri aspal

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

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

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

$$\begin{aligned}Q_{MA \text{ aspal}} &= \gamma_c \times r \times h \\ &= 22 \times 1,75 \times 0,1 \\ &= 3,85 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

2) Berat sendiri air hujan

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

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

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

$$\begin{aligned}Q_{MA \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times r \times h \\ &= 9,81 \times 1,75 \times 0,05 \\ &= 0,85838 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

3) Total beban mati tambahan (*MA*)

$$\begin{aligned}Q_{MA} &= Q_{MA \text{ aspal}} \times Q_{MA \text{ air hujan}} \\ &= 3,85 \times 0,85838 \\ &= 4,70838 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

c. Beban terbagi merata (*BTR*)

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 140 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned}q &= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \\ &= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{140} \right) \\ &= 5.4643 \text{ kPa} \\ &= 5.4643 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}BTR &= q \times x \\ &= 5.4643 \times 1,75\end{aligned}$$

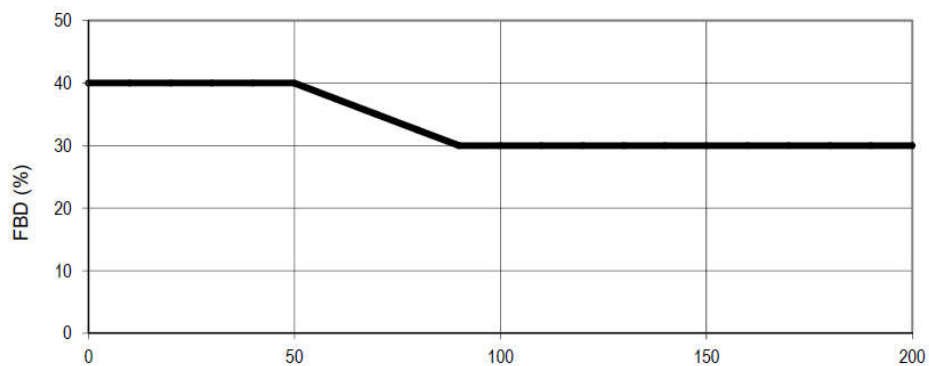
$$= 9.5625 \text{ kN/m}$$

d. Beban garis tegak (BGT)

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

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

$$\begin{aligned} Q_{\text{BGT}} &= q \times x \\ &= 49 \times 1,75 \\ &= 85,75 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5.13 Faktor Beban Dinamis untuk Beban Garis Tegak (BTR) pada Bentang Jembatan 140 m

$$FBD = 30 \%$$

$$\begin{aligned} BGT &= 85,75 + (30 \% \times 85,75) \\ &= 111,475 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rekapitulasi total beban pada pelat lantai dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5.5 Rekapitulasi Total Beban Pelat Lantai

Jenis Beban	Kode	Nilai Beban	Satuan	Faktor Beban	Beban	Satuan
Beban sendiri pelat	(MS)	8,75	kN/m	1,3	11,375	kN/m
Beban sendiri baja	(MS)	0,78	kN/m	1,1	0,8581	kN/m
Beban mati tambahan	(MA)	4,7084	kN/m	2	9,41675	kN/m
Beban terbagi merata	(BTR)	9,5625	kN/m	1,8	17,2125	kN/m
Beban garis tegak	(BGT)	111,475	kN	1,8	200,655	kN
Total beban merata					38,862	kN/m

2. Perhitungan momen

$$\text{Beban merata } (Qu) = 38,862 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban titik } (P) = 200,655 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned} Mu = MB &= \left(\frac{1}{8} \times q \times l^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times P \times l\right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 38,862 \times 5^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times 200,655 \times 5\right) \\ &= 372,264 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= \left(\frac{1}{2} \times q \times l\right) + \left(\frac{1}{2} \times P\right) \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 38,862 \times 5\right) + \left(\frac{1}{2} \times 200,655\right) \\ &= 197,483 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MA = MC &= Vu \times l - \frac{1}{2} \times q \times l^2 \\ &= 197,483 \times 5 - \frac{1}{2} \times 38,862 \times 5^2 \\ &= 216,493 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Perhitungan dimensi profil gelagar

$$\begin{aligned} Fy &= 250 \text{ MPa} \\ &= 250000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Zx = \frac{Mu}{Fy} = \frac{372,264}{250000} = 0,001489 \text{ m}^3 = 1489 \text{ cm}^3$$

Profil yang digunakan adalah IWF 496 x 199

$$Zx \text{ pakai} = 1836 \text{ cm}^3$$

4. Kontrol keamanan profil gelagar

1. Data profil baja

$$d = 496 \text{ mm} \qquad A = 101,30 \text{ cm}^2$$

$$bf = 199 \text{ mm} \qquad H2 = 1428 \text{ mm}$$

$$tw = 9 \text{ mm} \qquad qp = 79,52 \text{ kg/m}$$

$$tf = 14 \text{ mm}$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

2. Kontrol kuat momen lentur

a) Tekuk lokal sayap

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{199}{2 \times 14} = 7,107$$

$$\lambda p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,752$$

$\frac{bf}{2tf} < \lambda p$, maka profil adalah penampang kompak

b) Tekuk lokal badan

$$\frac{H2}{tw} = \frac{428}{9} = 47,56$$

$$\lambda p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 100,253$$

$\frac{H2}{tw} < \lambda p$, maka profil adalah penampang kompak

$$Mp = Zx.Fy = 1836.10^3 \times 250 = 459.10^6 \text{ Nmm}$$

$$1,5.My = 1,5 \times Sx \times Fy = 1,5 \times 1690.10^3 \times 250 = 633,75.10^6 \text{ Nmm}$$

$$Mp < 1,5.My, \text{ maka } Mn = 459.10^6 \text{ Nmm}$$

c) Tekuk lateral

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

$$Lp = 1,76.ry. \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1,76 \times 4,26 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 2120,64 \text{ mm}$$

$$Lr = ry \left[\frac{x1}{Fl} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + x2.Fl^2}}$$

dengan,

$$Fl = Fy - Fr = 250 - 70 = 180 \text{ MPa}$$

$$\text{Konstanta puntir torsi: } J = \Sigma 1/3.b.t^3$$

$$bw = d - 2.tf = 496 - 2.14 = 468 \text{ mm}$$

$$J = 1/3.46,8.0,9^3 + 2.1/3.19,9.1,4^3 = 47,776 \text{ cm}^4$$

$$\text{Konstanta puntir lengkung: } Iw = 1/4.h'^2.Iy$$

$$h' = d - tf = 496 - 14 = 482 \text{ mm}$$

$$Iw = 1/4.48,2^2.1840 = 1068690,4 \text{ cm}^6$$

$$x1 = \frac{\pi}{Sx} \sqrt{\frac{E.G.J.A}{2}} = \frac{\pi}{1690.10^3} \sqrt{\frac{200000.80000.47,776.10^4.101,3.10^2}{2}}$$

$$= 11566,921 \text{ N/mm}^2$$

$$x2 = 4 \left(\frac{Sx}{G.J} \right)^2 \frac{Iw}{Iy} = 4 \left(\frac{1690.10^3}{80000.47,776.10^4} \right)^2 \frac{1068690,4.10^6}{1840.10^4}$$

$$= 4,5422.10^{-4} \text{ N/mm}^2$$

$$Lr = 42,6 \left[\frac{11566,921}{180} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + 4,5422.10^{-4}.180^2}} = 6099,436 \text{ mm}$$

$$L_p = 2120,64 \text{ mm} < L_b = 5000 \text{ mm} < L_r = 6099,436 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan rumus menghitung M_n sebagai berikut.

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

dengan,

$$C_b = \frac{12,5M_{maks}}{2,5M_{maks} + 3MA + 4MB + 3MC} = \frac{12,5 \cdot 372,264}{2,5 \cdot 372,264 + 3 \cdot 216,493 + 4 \cdot 372,264 + 3 \cdot 216,0368} = 1,251$$

$$C_b = 1,251 < 2,3, \text{ maka } C_b \text{ pakai} = 1,251$$

$$M_n = 1,25 \left[459 \cdot 10^6 - (459 \cdot 10^6 - 0,7 \cdot 250 \cdot 169 \cdot 10^4) \left(\frac{5000 - 2120,6}{6099,4 - 2120,6} \right) \right] = 426,529 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 426,529 \text{ kNm} < M_p = 459 \text{ kNm}$$

$$M_n \text{ pakai} = 426,529 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ max} = 372,264 \text{ kNm} < \phi \cdot M_n = 0,9 \times 426,529 = 384 \text{ kNm}, \text{ maka kuat momen lentur aman.}$$

3. Kontrol kuat geser

$$H = d - 2(t_f + r) = 496 - 2(14 + 20) = 428 \text{ mm}$$

$$\frac{H^2}{t_w} = \frac{428^2}{9} = 47,56$$

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{5000}{428}\right)^2} = 5,037$$

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5,037 \cdot 200000}{250}} = 69,827$$

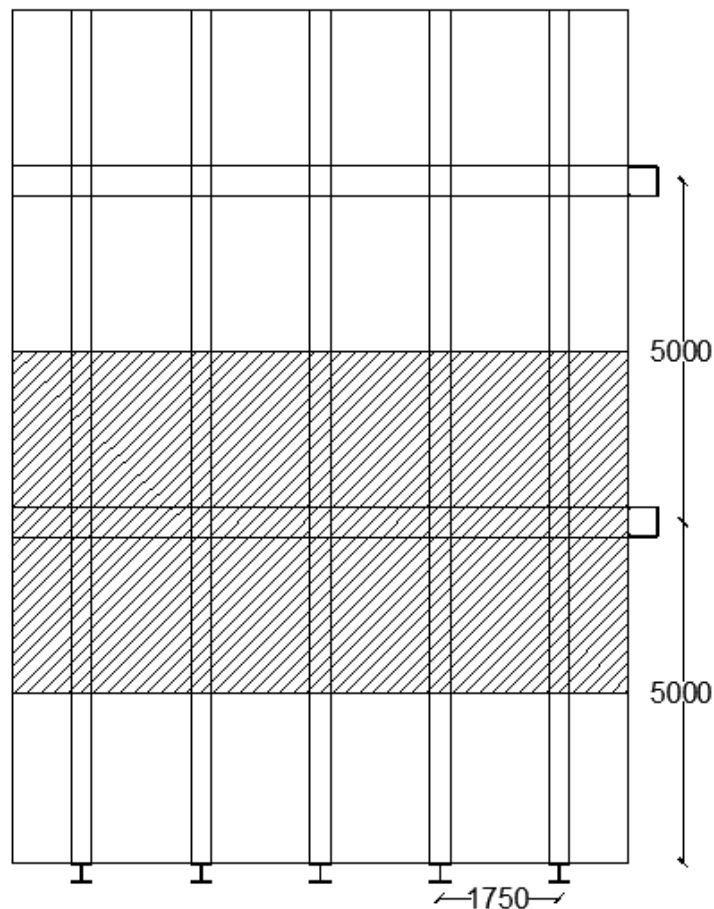
$$\frac{H^2}{t_w} = 47,56 < 1,1 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_y}} = 69,827, \text{ maka } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 \times F_y \times A_w \times C_v = 0,6 \times 250 \times (9 \times 428) \times 1 = 577800 \text{ N}$$

$$V_u = 197,4833 \text{ kN} < \phi \cdot V_n = 0,9 \times 577,8 = 520,02 \text{ kN}, \text{ maka kuat geser aman.}$$

5.2.5 Gelagar Melintang

Gelagar melintang adalah gelagar yang menahan beban secara melintang jalan. Terletak dibawah gelagar memanjang sehingga ukuran gelagar melintang lebih besar dari gelagar memanjang.



Gambar 5.14 Perletakan Gelagar Melintang

1. Pembebanan

a. Beban mati 1 ($Pu1$)

1) Beban sendiri (MS)

a) Beban sendiri pelat

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

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

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

$$\text{Faktor beban } (\gamma_{MS}) = 1,3$$

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ pelat}} &= (\gamma_c \times r \times h) \times \gamma_{MS} \\ &= (25 \times 1,75 \times 0,2) \times 1,3 \\ &= 11,375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Beban sendiri gelagar memanjang

$$\text{Berat baja IWF} = 79,52 \text{ kg/m}$$

$$\text{Faktor beban} = 1,1$$

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ baja}} &= 79,52 \times \gamma_{MS} \\ &= 79,52 \times 1,1 \\ &= 87,472 \text{ kg/m} \\ &= 0,8581 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Beban mati tambahan (MA)

a) Berat sendiri aspal

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

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

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

$$\text{Faktor beban } (\gamma_{MA}) = 2$$

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ aspal}} &= (\gamma_c \times r \times h) \times \gamma_{MA} \\ &= (22 \times 1,75 \times 0,1) \times 2 \\ &= 7,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Berat sendiri air hujan

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

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

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

$$\text{Faktor beban } (\gamma_{MA}) = 2$$

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ air hujan}} &= (\gamma_w \times r \times h) \times \gamma_{MA} \\ &= (9,81 \times 1,75 \times 0,05) \times 2 \\ &= 1,7167 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Total beban mati ($Pu1$)

$$\text{Jarak antar gelagar melintang} = 5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Pu1 &= (Q_{MS \text{ pelat}} \times Q_{MS \text{ baja}} \times Q_{MA \text{ aspal}} \times Q_{MA \text{ air hujan}}) \times 5 \\ &= (11,375 \times 0,8581 \times 7,7 \times 1,7167) \times 5 \\ &= 108,249 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Beban mati 2 ($Pu2$)1) Beban sendiri (MS)

a) Beban sendiri pelat

Panjang pelat yang tertimpa trotoar (r)	= 1,0 m
Tebal pelat lantai kendaraan (h)	= 0,2 m
Berat jenis beton bertulang (γ_c)	= 25 kN/m ³
Faktor beban (γ_{MS})	= 1,3

$$\begin{aligned} Q_{MS\text{ pelat}} &= (\gamma_c \times r \times h) \times \gamma_{MS} \\ &= (25 \times 1,0 \times 0,2) \times 1,3 \\ &= 6,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Beban sendiri trotoar

Panjang pelat yang tertimpa trotoar (r)	= 1,0 m
Tebal pelat lantai kendaraan (h)	= 0,2 m
Berat jenis beton bertulang (γ_c)	= 25 kN/m ³
Faktor beban (γ_{MS})	= 1,3

$$\begin{aligned} Q_{MS\text{ trotoar}} &= (\gamma_c \times r \times h) \times \gamma_{MS} \\ &= (25 \times 1,0 \times 0,2) \times 1,3 \\ &= 6,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Beban mati tambahan (MA)

a) Berat sendiri air hujan

Jarak antar gelagar (r)	= 1,0 m
Tebal air hujan (h)	= 0,05 m
Berat jenis air (γ_w)	= 9,81 kN/m ³
Faktor beban (γ_{MA})	= 2

$$\begin{aligned} Q_{MA\text{ air hujan}} &= (\gamma_w \times r \times h) \times \gamma_{MA} \\ &= (9,81 \times 1,0 \times 0,05) \times 2 \\ &= 0,981 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Total beban mati ($Pu2$)

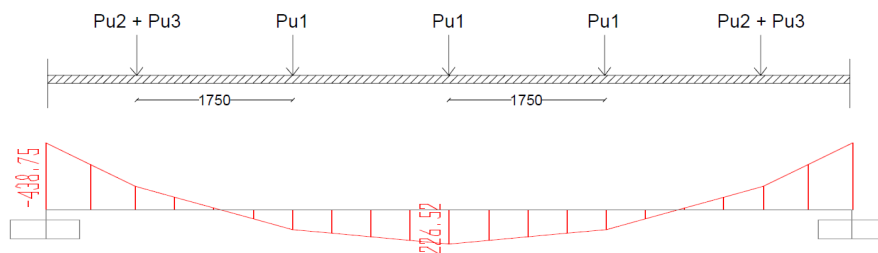
Jarak antar gelagar melintang = 5 m

$$\begin{aligned} Pu2 &= (Q_{MS\text{ pelat}} \times Q_{MS\text{ trotoar}} \times Q_{MA\text{ air hujan}}) \times 5 \\ &= (6,5 \times 6,5 \times 0,981) \times 5 \\ &= 69,905 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Beban mati 3 ($Pu3$)

$$\begin{aligned}
 Pu3 &= 0,5 \times Pu1 \\
 &= 0,5 \times 112,471 \\
 &= 56,2353 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban mati pada gelagar melintang digunakan SAP2000. Berikut ini adalah gambar pembebanan dari beban mati dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000.



Gambar 5.15 Pembebanan dan Hasil Perhitungan Momen SAP2000 pada Beban Hidup Gelagar Melintang

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terbesar. Sehingga dari Gambar 5.9 diperoleh momen terbesar adalah momen tumpuan sebesar 438,755 kNm.

d. Berat sendiri gelagar melintang

$$\text{Berat baja IWF} = 238 \text{ kg/m}$$

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

$$\text{Faktor beban} = 1,1$$

$$Q_{MS \text{ baja}} = 238 \times \gamma_{MS}$$

$$= 238 \times 1,1$$

$$= 261,8 \text{ kg/m}$$

$$= 2,5683 \text{ kN/m}$$

Menghitung momen yang bekerja akibat beban sendiri gelagar melintang.

$$M_{MS} = \left(\frac{Q_{MS} x l^2}{8} \right)$$

$$= \left(\frac{2,5683 \times 9^2}{8} \right)$$

$$= 26,0036 \text{ kNm}$$

e. Beban hidup 1 (q_1)

1) Beban terbagi merata (*BTR*)

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 140 \text{ m}$$

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

$$\text{Faktor beban } (\gamma_{BTR}) = 1,8$$

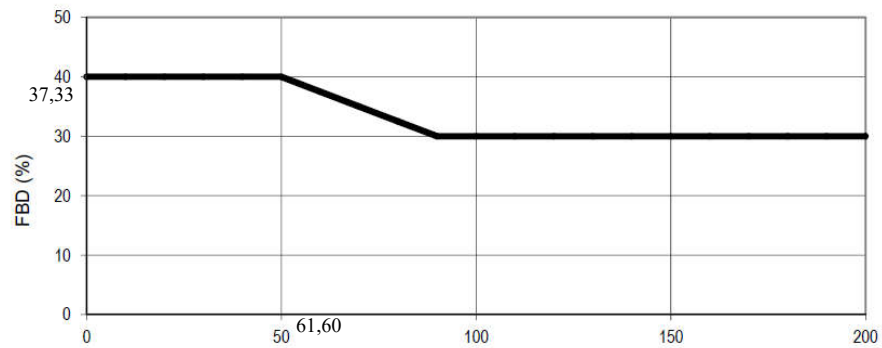
$$\begin{aligned} q &= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \\ &= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{140} \right) \\ &= 5,4643 \text{ kPa} \\ &= 5,4643 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} BTR &= q \times x \times \gamma_{BTR} \\ &= 5,4643 \times 5 \times 1,8 \\ &= 49,1786 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Beban garis tegak (*BGT*)

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

$$\text{Faktor beban } (\gamma_{BGT}) = 1,8$$



Gambar 5.16 Faktor Beban Dinamis untuk Beban Garis Tegak (BTR) pada Bentang Jembatan 140 m

$$FBD = 30 \%$$

$$\begin{aligned} BGT &= \{49 + (30 \% \times 49)\} \times 1,8 \\ &= 114,66 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Total beban q_1

$$\begin{aligned} q_1 &= BTR + BGT \\ &= 49,1786 + 1114,66 \\ &= 163,839 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

f. Beban hidup 2 (q_2)

Menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan Jalan Raya 1987, dalam kekuatan gelagar akibat pengaruh beban hidup pada trotoar diperhitungkan beban sebesar 60% dari beban hidup trotoar.

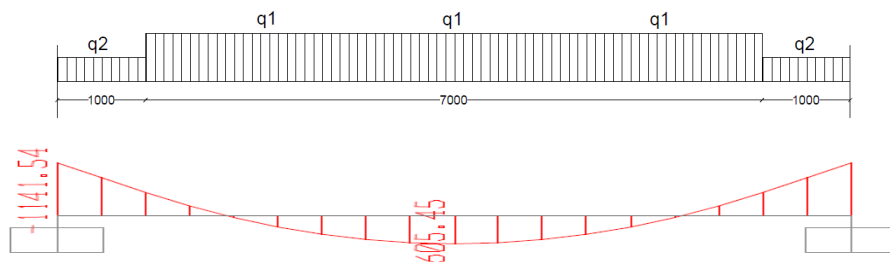
$$\text{Beban hidup trotoar} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lebar trotoar} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Faktor beban} = 1$$

$$q_2 = (5 \times 1 \times 60\%) \times 1 = 3 \text{ kN/m}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban hidup pada gelagar melintang digunakan SAP2000. Berikut ini adalah gambar pembebanan dari beban hidup dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000.



Gambar 5.17 Pembebanan dan Hasil Perhitungan Momen SAP2000 pada Beban Hidup Gelagar Melintang

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terbesar. Sehingga dari Gambar 5.11 diperoleh momen terbesar adalah momen tumpuan sebesar 1031,45 kNm.

Tabel 5.6 Rekapitulasi Nilai Momen pada Gelagar Melintang

Jenis Beban	Nilai Momen	Satuan
Beban mati	438,7545	kNm
Beban sendiri baja	26,0036	kNm
beban hidup	1031,4508	kNm
Total Momen	1496,2089	kNm

2. Perhitungan dimensi profil gelagar

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

$$= 410000 \text{ kN/m}^2$$

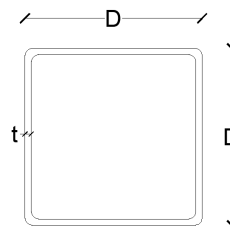
$$Z_x = \frac{M_u}{F_y} = \frac{1496,2089}{410000} = 0,003649 \text{ m}^3 = 3649 \text{ cm}^3$$

Profil yang digunakan adalah boks 500 x 500

$$Z_{\text{pakai}} = 4682 \text{ cm}^3$$

3. Kontrol keamanan profil gelagar

a. Detail profil boks 500 x 500



Gambar 5.18 Detail Profil Baja Boks

D	$= 500 \text{ mm}$	r	$= 19,6 \text{ cm}$
t	$= 16 \text{ mm}$	S	$= 5461 \text{ cm}^3$
<i>Unit weight</i>	$= 238 \text{ kg/m}$	I	$= 117100 \text{ cm}^4$
<i>area</i>	$= 303 \text{ cm}^2$	Z	$= 4682 \text{ cm}^3$

b. Pelelehan

$$M_n = M_p = F_y \times Z$$

$$= 410 \times 4682 \cdot 10^3$$

$$= 1919620000 \text{ Nmm}$$

$$= 1919,62 \text{ kNm}$$

c. Tekuk lokal sayap

$$\lambda = \frac{D-2t}{t} = \frac{500-2 \cdot 16}{16} = 29,25$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 24,7367$$

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,40 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 30,9208$$

$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, maka profil adalah penampang nonkompak.

$$\begin{aligned}
 Mn &= Mp - (Mp - Fy \cdot S) \left(3,57 \times \frac{D-2t}{t} \times \sqrt{\frac{Fy}{E}} - 4,0 \right) \leq Mp \\
 &= 1919620000 - (1919620000 - 410.5461.10^3) \left(3,57 \times \frac{500-2.16}{16} \times \sqrt{\frac{410}{200000}} - 4,0 \right) \\
 &= 16820,692 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$Mn = 16820,692 \text{ kNm} > Mp = 1919,62 \text{ kNm}$$

$$Mn \text{ pakai} = 1919,62 \text{ kNm}$$

$Mu = 1496,2089 \text{ kNm} < \phi \cdot Mn = 0,9 \times 1919,62 = 1727,66 \text{ kNm}$, maka kuat momen lentur aman.

d. Tekuk lokal badan

$$\lambda = \frac{D-2t}{t} = \frac{500-2.16}{16} = 29,25$$

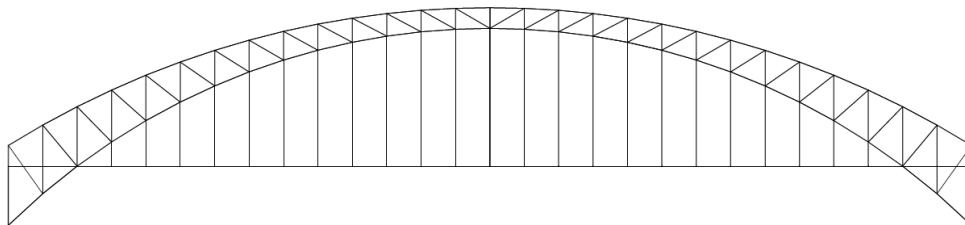
$$\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2,42 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 53,4489$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 5,7 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 125,892$$

$\lambda < \lambda_p$, maka profil adalah penampang kompak. Untuk penampang kompak, keadaan batas dari tekuk lokal badan tidak diterapkan.

5.2.6 Rangka Batang

Rangka batang merupakan rangka utama yang menahan jembatan. Momen yang diperoleh dari hasil analisis SAP2000 akan digunakan untuk menentukan ukuran profil baja yang digunakan pada rangka batang.



Gambar 5.19 Rangka Batang Jembatan

1. Beban mati sendiri (*MS*)
 - a. Gelagar memanjang bagian tepi

1) Beban sendiri pelat

$$\text{Lebar pelat } (r) = 1,875 \text{ m}$$

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

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

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ pelat}} &= \gamma_c \times r \times h \\ &= 25 \times 1,875 \times 0,2 \\ &= 9,375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Beban profil gelagar memanjang

$$\text{Berat baja IWF } 496 \times 199 = 79,52 \text{ kg/m}$$

$$Q_{MS \text{ profil}} = 0,78 \text{ kN/m}$$

b. Gelagar memanjang bagian tengah

1) Beban sendiri pelat

$$\text{Lebar pelat } (r) = 1,75 \text{ m}$$

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

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

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ pelat}} &= \gamma_c \times r \times h \\ &= 25 \times 1,75 \times 0,2 \\ &= 8,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Beban profil gelagar memanjang

$$\text{Berat baja IWF } 496 \times 199 = 79,52 \text{ kg/m}$$

$$Q_{MS \text{ profil}} = 0,78 \text{ kN/m}$$

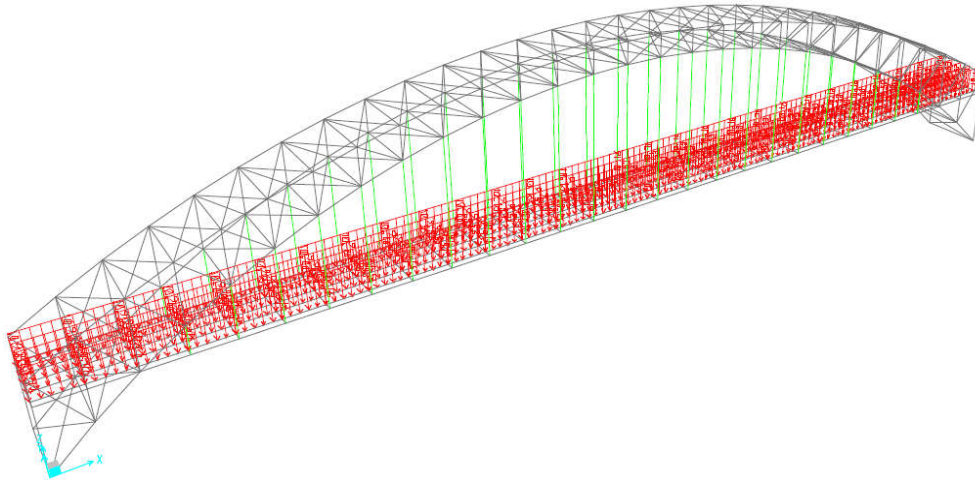
c. Gelagar melintang

$$\text{Berat boks } 500 \times 500 = 238 \text{ kg/m}$$

$$Q_{MS \text{ profil}} = 2,335 \text{ kN/m}$$

Tabel 5.7 Rekapitulasi Beban Mati Sendiri

Beban	Q memanjang		Q melintang (kN/m)
	Q tepi (kN/m)	Q tengah (kN/m)	
Mati Pelat	9.375	8.75	0
Profil Baja	0.78	0.78	2,335
Q_{ms}	10.155	9.53	2,335



Gambar 5.20 Distribusi Beban Mati Sendiri pada Jembatan

2. Beban mati tambahan

a. Gelagar memanjang bagian tepi

1) Berat sendiri aspal

$$\text{Lebar aspal} = 0,875 \text{ m}$$

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

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

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ aspal}} &= \gamma_c \times l \times h \\ &= 22 \times 0,875 \times 0,1 \\ &= 1,925 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat sendiri trotoar

$$\text{Lebar trotoar} = 1 \text{ m}$$

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

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

$$\begin{aligned} Q_{MA \text{ aspal}} &= \gamma_c \times l \times h \\ &= 25 \times 1 \times 0,25 \\ &= 6,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Berat sendiri air hujan

$$\text{Lebar yang ditinjau} = 1,875 \text{ m}$$

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

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

$$\begin{aligned}
 Q_{MA \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times l \times h \\
 &= 9,81 \times 1,875 \times 0,05 \\
 &= 0,9197 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Gelagar memanjang bagian tengah

1) Berat sendiri aspal

$$\text{Lebar aspal} = 1,75 \text{ m}$$

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

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

$$\begin{aligned}
 Q_{MA \text{ aspal}} &= \gamma_c \times l \times h \\
 &= 22 \times 1,75 \times 0,1 \\
 &= 3,85 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Berat sendiri air hujan

$$\text{Lebar yang ditinjau} = 1,75 \text{ m}$$

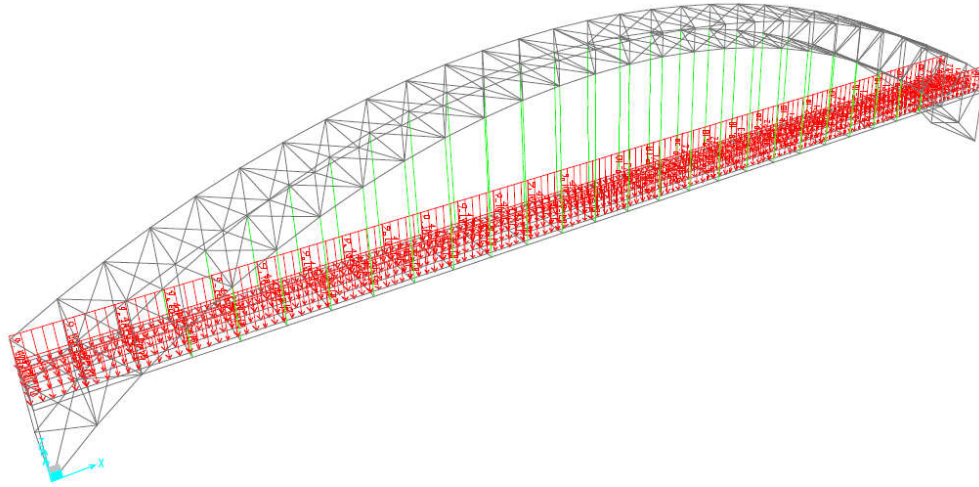
$$\text{Tebal air hujan (h)} = 0,05 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned}
 Q_{MA \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times l \times h \\
 &= 9,81 \times 1,75 \times 0,05 \\
 &= 0,8584 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.8 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan

Beban	Q tepi (kN/m)	Q tengah (kN/m)
Aspal	1.925	3.85
Air Hujan	0.9197	0.8584
Trotoar	6.25	0
Q_{ma}	9.0947	4.7084



Gambar 5.21 Distribusi Beban Mati Tambahan pada Jembatan

3. Beban lajur

a. Beban terbagi merata (*BTR*)

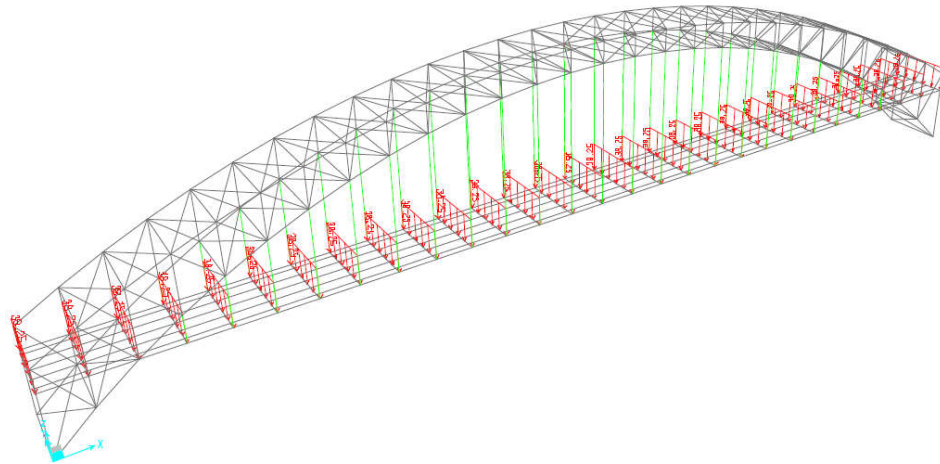
$$\text{Panjang jembatan } (L) = 140 \text{ m}$$

$$\text{Lebar lajur } (x) = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah lajur } (n) = 2$$

$$\begin{aligned} q &= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \\ &= 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{140} \right) \\ &= 5,4643 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

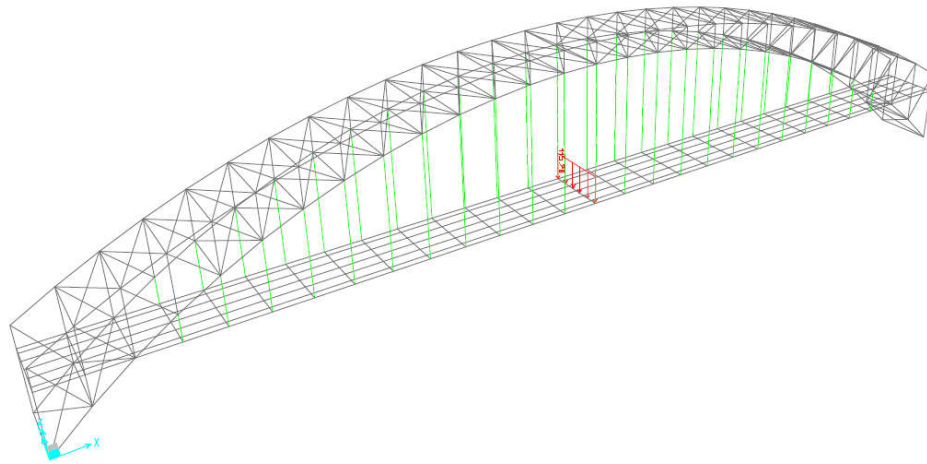
$$\begin{aligned} BTR &= q \times x \times n \\ &= 5,4643 \times 3,5 \times 2 \\ &= 38,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



Gambar 5.22 Distribusi Beban Terbagi Merata pada Beban Lajur Jembatan

b. Beban garis tegak (BGT)

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



Gambar 5.23 Distribusi Beban Garis Tegak pada Beban Lajur Jembatan

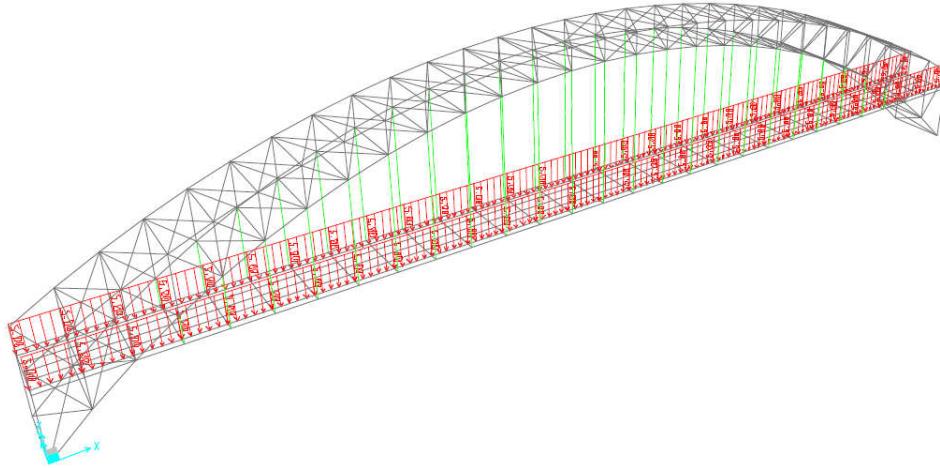
4. Beban pejalan kaki

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

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

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

$$\begin{aligned}
 Q_{TP} &= q \times l \\
 &= 5 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \\
 &= 5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.24 Distribusi Beban Pejalan Kaki pada Jembatan

5. Gaya rem

a. 25% dari berat gandar truk desain

Beban roda gandar oleh truk = 112,5 kN

Jumlah lajur = 2

Jumlah join = 5

$$\begin{aligned}
 Q_{TB} &= 25\% \times 112,5 \times 2 \\
 &= 56,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 TB &= \frac{56,25}{5} \\
 &= 11,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Berat truk rencana = 500 kN

Jumlah lajur = 2

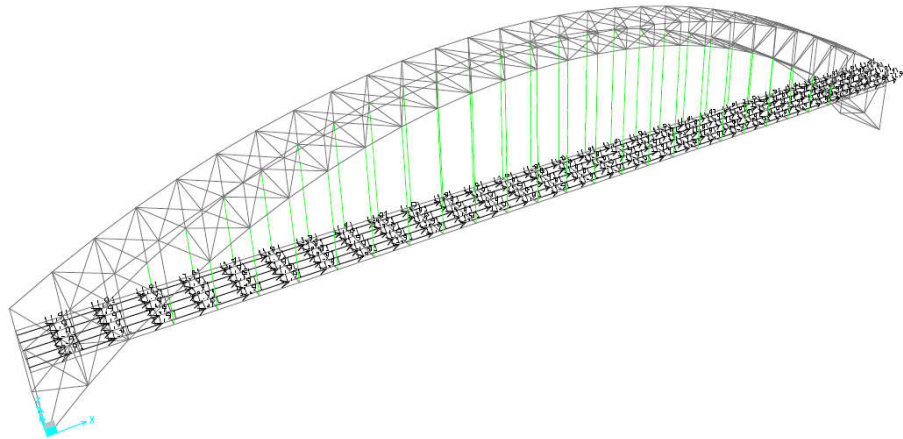
Jumlah join = 5

$$\begin{aligned}
 BTR &= 38,25 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m} \\
 &= 191,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{TB} &= (500 \times 2) + 191,25 \\
 &= 1191,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 TB &= \frac{1191,25}{5} \\
 &= 11,9125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya rem yang digunakan adalah gaya rem yang terbesar, sehingga TB pakai = 11,9125 kN.



Gambar 5.25 Distribusi Beban Rem pada Jembatan

6. Beban angin

Dalam perencanaan beban angin terdapat 2 jenis beban angin yang diperhitungkan, yaitu beban angin arah horizontal dan beban angin arah vertikal.

a. Tekanan angin horizontal

$$V_0 = 19,3 \text{ km/jam (daerah perkotaan, Tabel 3.5)}$$

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

$$Z = 140000 \text{ mm}$$

$$Z_0 = 2500 \text{ mm (daerah perkotaan, Tabel 3.5)}$$

$$V_B = 126 \text{ km/jam}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DZ} &= 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \\
 &= 2,5 \cdot 19,3 \left(\frac{126}{126} \right) \ln \left(\frac{140000}{2500} \right) \\
 &= 194,223 \text{ km/jam}
 \end{aligned}$$

1) Beban angin pada struktur

a) Tinggi busur jembatan 20 m

$$\text{Luas rangka} = 30\% \times \text{luas batang terluar}$$

$$= 30\% \times 764550144,3 \text{ mm}^2$$

$$= 229365043,3 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Luas lantai jembatan dan trotoar} &= p \times l \\ &= 140000 \times (250 + 200) \\ &= 63000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas railing dan tiang sandaran} &= (3 \times 195 \times 76,2 \times 2000) + (66 \times 150 \times 900) \\ &= 38628000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas total} &= 229365043,3 + 63000000 + 38628000 \\ &= 330993043,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(1) Angin tekan

$$P_B = 0,0024 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} P_D &= P_B \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2 \\ &= 0,0024 \times \left(\frac{194,223}{126} \right)^2 \\ &= 0,0057 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$P_{EWs} = \frac{PD \times At}{L} = \frac{0,0057 \times 330993043,3}{140000} = 13,4823 \text{ N/mm}$$

Syarat gaya total beban tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm.

$$P_{EWs} = 0,0135 \text{ kN/mm}$$

(2) Angin hisap

$$P_B = 0,0012 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} P_D &= P_B \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2 \\ &= 0,0012 \times \left(\frac{194,223}{126} \right)^2 \\ &= 0,00285 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$P_{EWs} = \frac{PD \times At}{L} = \frac{0,00285 \times 330993043,3}{140000} = 6,741 \text{ N/mm}$$

Syarat gaya total beban tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm.

$$P_{EWs} = 0,0067 \text{ kN/mm}$$

b) Tinggi busur jembatan 22 m

$$\text{Luas rangka} = 30\% \times \text{luas batang terluar}$$

$$= 30\% \times 802504376,3 \text{ mm}^2$$

$$= 240751312,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas lantai jembatan dan trotoar} = p \times l$$

$$= 140000 \times (250 + 200)$$

$$= 63000000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas railing dan tiang sandaran} = (3 \times 195 \times 76,2 \times 2000) + (66 \times 150 \times 900)$$

$$= 38628000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas total} = 240751312,9 + 63000000 + 38628000$$

$$= 342379312,9 \text{ mm}^2$$

(1) Angin tekan

$$P_B = 0,0024 \text{ MPa}$$

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

$$= 0,0024 \times \left(\frac{194,223}{126} \right)^2$$

$$= 0,0057 \text{ MPa}$$

$$P_{EWs} = \frac{PD \times At}{L} = \frac{0,0057 \times 342379312,9}{140000} = 13,946 \text{ N/mm}$$

Syarat gaya total beban tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm.

$$P_{EWs} = 0,0139 \text{ kN/mm}$$

(2) Angin hisap

$$P_B = 0,0012 \text{ MPa}$$

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

$$= 0,0012 \times \left(\frac{194,223}{126} \right)^2$$

$$= 0,00285 \text{ MPa}$$

$$P_{EWs} = \frac{PD \times At}{L} = \frac{0,00285 \times 342379312,9}{140000} = 6,973 \text{ N/mm}$$

Syarat gaya total beban tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm.

$$P_{EWs} = 0,00697 \text{ kN/mm}$$

c) Tinggi busur jembatan 24 m

$$\begin{aligned}
 \text{Luas rangka} &= 30\% \times \text{luas batang terluar} \\
 &= 30\% \times 841217113,5 \text{ mm}^2 \\
 &= 252365134 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas lantai jembatan dan trotoar} &= p \times l \\
 &= 140000 \times (250 + 200) \\
 &= 63000000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas railing dan tiang sandaran} &= (3 \times 195 \times 76,2 \times 2000) + (66 \times 150 \times 900) \\
 &= 38628000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas total} &= 252365134 + 63000000 + 38628000 \\
 &= 353993134 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(1) Angin tekan

$$P_B = 0,0024 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 P_D &= P_B \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2 \\
 &= 0,0024 \times \left(\frac{194,223}{126} \right)^2 \\
 &= 0,0057 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$P_{EW_s} = \frac{PD \times At}{L} = \frac{0,0057 \times 353993134}{140000} = 14,419 \text{ N/mm}$$

Syarat gaya total beban tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm.

$$P_{EW_s} = 0,0144 \text{ kN/mm}$$

(2) Angin hisap

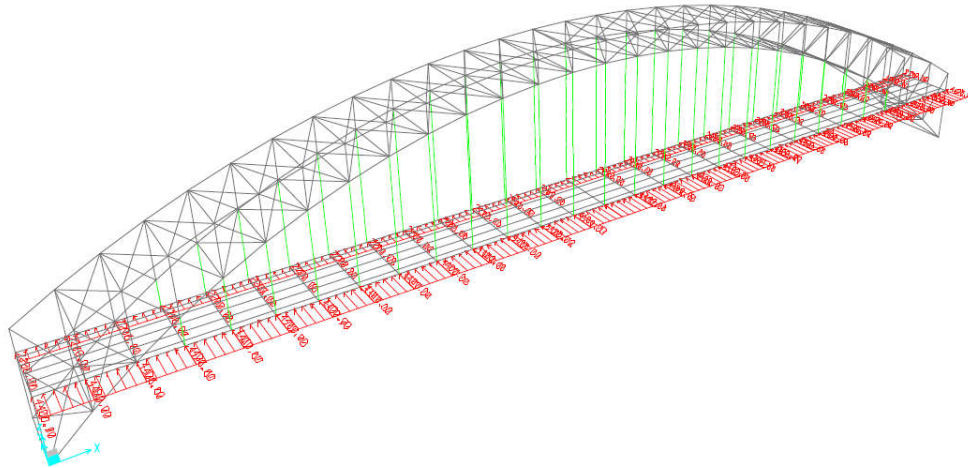
$$P_B = 0,0012 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 P_D &= P_B \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2 \\
 &= 0,0012 \times \left(\frac{194,223}{126} \right)^2 \\
 &= 0,00285 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$P_{EW_s} = \frac{PD \times At}{L} = \frac{0,00285 \times 353993134}{140000} = 7,209 \text{ N/mm}$$

Syarat gaya total beban tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm.

$$P_{EW_s} = 0,00721 \text{ kN/mm}$$

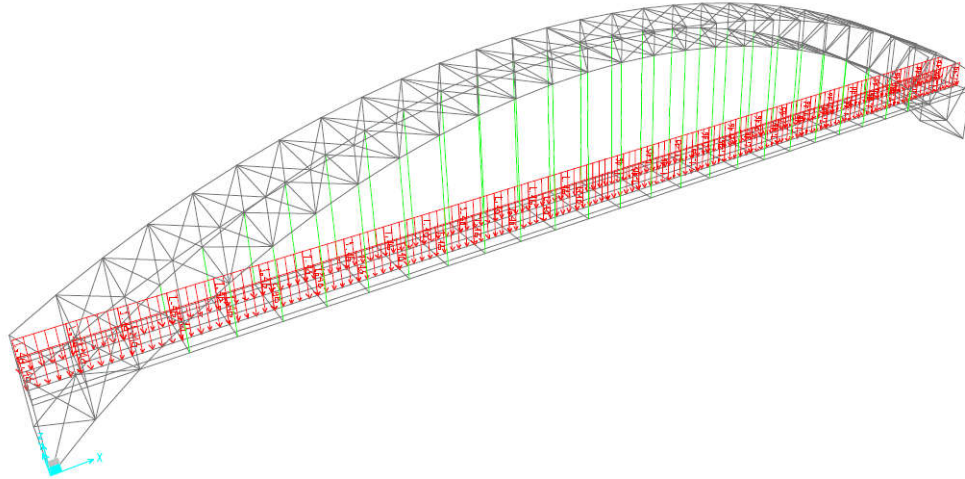


Gambar 5.26 Distribusi Beban Angin Struktur pada Jembatan

2) Beban angin pada kendaraan

Menurut SNI 1725-2016, gaya akibat tekanan angin pada kendaraan harus diasumsikan tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm.

$$P_{EWL} = 1,46 \text{ N/mm}$$

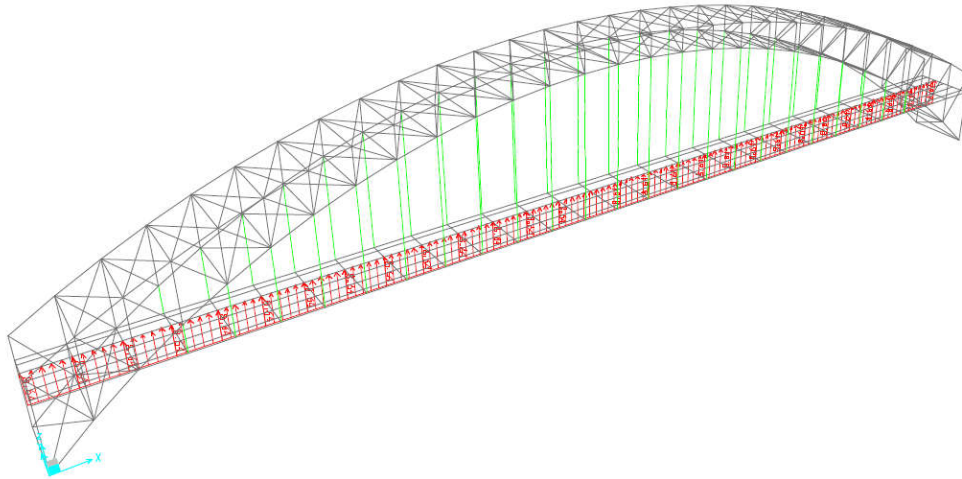


Gambar 5.27 Distribusi Beban Angin Kendaraan pada Jembatan

b. Tekanan angin vertikal

Menurut SNI 1725-2016, jembatan harus mampu merepresentasikan gaya angin vertikal ke atas sebesar $9,6 \times 10^{-4}$ MPa dikalikan lebar jembatan.

$$\begin{aligned} P_{EWS} &= 9,6 \cdot 10^{-4} \times 9000 \\ &= 8.64 \text{ N/mm} \end{aligned}$$



Gambar 5.28 Distribusi Beban Angin Vertikal pada Jembatan

7. Beban gempa

Menurut SNI 2833-2016, jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun.

a. Jembatan tinggi 20 m

Berat total bangunan jembatan dengan tinggi busur 20 m adalah 3543304,25 N. Untuk dapat menghitung gempa statik ekuivalen dibutuhkan *pile cap* yang menahan struktur jembatan sehingga ukuran *pile cap* diasumsikan seperti berikut ini.

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

$$h = 12000 \text{ mm}$$

$$d = 2000 \text{ mm}$$

$$I_x = 3,333 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_y = 8,0 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

$$K_{p-x} = 3 \times E_c \times \frac{I_x}{L^3} = 3 \times 23500 \times \frac{3,33 \cdot 10^{12}}{2000^3} = 29375000 \text{ N/mm}$$

$$K_{p-y} = 3 \times E_c \times \frac{I_y}{L^3} = 3 \times 23500 \times \frac{8,0 \cdot 10^{12}}{2000^3} = 70500000 \text{ N/mm}$$

Waktu getar struktur

$$T-x = 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp-x}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{3543304,25}{9810 \times 29375000}} = 0,0201 \text{ detik}$$

$$T-y = 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp-y}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{3543304,25}{9810 \times 70500000}} = 0,013 \text{ detik}$$

Klasifikasi tanah termasuk tanah sedang sehingga perhitungan koefisien gempa elastis seperti berikut.

$$A = 0,28 \text{ (Gambar 3.3)}$$

$$s = 1,2 \text{ (Tabel 3.9)}$$

$$C_{sm-x} = \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T-x^{2/3}} = \frac{1,2 \cdot 0,28 \cdot 1,2}{0,0201^{2/3}} = 5,448$$

$$C_{sm-x} = 5,448 > 2,5 \cdot A = 0,7 \text{ sehingga dipakai } 0,7$$

$$C_{sm-y} = \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T-y^{2/3}} = \frac{1,2 \cdot 0,28 \cdot 1,2}{0,013^{2/3}} = 7,295$$

$$C_{sm-y} = 7,295 > 2,5 \cdot A = 0,7 \text{ sehingga dipakai } 0,7$$

Gaya gempa horizontal

$$Eq-x = \frac{C_{sm}}{R_d} \times Wt = \frac{0,7}{0,8} \times 3543304,25 = 2588242 \text{ N}$$

$$Eq-y = \frac{C_{sm}}{R_d} \times Wt = \frac{0,7}{0,8} \times 3543304,25 = 2588242 \text{ N}$$

Nilai beban gempa kemudian akan didistribusikan ke join pada sisi jembatan.

$$Teq-x = \frac{Eq-x}{n} = \frac{2588242}{170} = 15224,95 \text{ N}$$

$$Teq-y = \frac{Eq-y}{n} = \frac{2588242}{170} = 15224,95 \text{ N}$$

b. Jembatan tinggi 22 m

Berat total bangunan jembatan dengan tinggi busur 22 m adalah 3647007,1 N. Untuk dapat menghitung gempa static ekuivalen dibutuhkan *pile cap* yang menahan struktur jembatan sehingga ukuran *pile cap* diasumsikan seperti berikut ini.

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

$$h = 12000 \text{ mm}$$

$$d = 2000 \text{ mm}$$

$$I_x = 3,333 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_y = 8,0 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

$$Kp-x = 3 \times Ec \times \frac{Ix}{L^3} = 3 \times 23500 \times \frac{3,33 \cdot 10^{12}}{2000^3} = 29375000 \text{ N/mm}$$

$$Kp-y = 3 \times Ec \times \frac{Iy}{L^3} = 3 \times 23500 \times \frac{8,0 \cdot 10^{12}}{2000^3} = 70500000 \text{ N/mm}$$

Waktu getar struktur

$$T-x = 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{gxKp-x}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{3647007,1}{9810 \times 29375000}} = 0,021 \text{ detik}$$

$$T-y = 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{gxKp-y}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{3647007,1}{9810 \times 70500000}} = 0,0136 \text{ detik}$$

Klasifikasi tanah termasuk tanah sedang sehingga perhitungan koefisien gempa elastis seperti berikut.

$$A = 0,28 \text{ (Gambar 3.3)}$$

$$s = 1,2 \text{ (Tabel 3.9)}$$

$$Csm-x = \frac{1,2 \cdot A \cdot s}{T-x^{2/3}} = \frac{1,2 \cdot 0,28 \cdot 1,2}{0,021^{2/3}} = 5,28$$

$$Csm-x = 5,28 > 2,5 \cdot A = 0,7 \text{ sehingga dipakai } 0,7$$

$$Csm-y = \frac{1,2 \cdot A \cdot s}{T-y^{2/3}} = \frac{1,2 \cdot 0,28 \cdot 1,2}{0,0136^{2/3}} = 7,07$$

$$Csm-y = 7,07 > 2,5 \cdot A = 0,7 \text{ sehingga dipakai } 0,7$$

Gaya gempa horizontal

$$Eq-x = \frac{Csm}{Rd} \times Wt = \frac{0,7}{0,8} \times 3647007,1 = 2839364 \text{ N}$$

$$Eq-y = \frac{Csm}{Rd} \times Wt = \frac{0,7}{0,8} \times 3647007,1 = 2839364 \text{ N}$$

Nilai beban gempa kemudian akan didistribusikan ke join pada sisi jembatan.

$$Teq-x = \frac{Eq-x}{n} = \frac{2839364}{170} = 16702,14 \text{ N}$$

$$Teq-y = \frac{Eq-y}{n} = \frac{2839364}{170} = 16702,14 \text{ N}$$

c. Jembatan tinggi 24 m

Berat total bangunan jembatan dengan tinggi busur 24 m adalah 3741955,69 N. Untuk dapat menghitung gempa static ekuivalen dibutuhkan *pile cap* yang menahan struktur jembatan sehingga ukuran *pile cap* diasumsikan seperti berikut ini.

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

$$h = 12000 \text{ mm}$$

$$d = 2000 \text{ mm}$$

$$I_x = 3,333 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$I_y = 8,0 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$E_c = 23500 \text{ MPa}$$

$$K_{p-x} = 3 \times E_c \times \frac{I_x}{L^3} = 3 \times 23500 \times \frac{3,33 \cdot 10^{12}}{2000^3} = 29375000 \text{ N/mm}$$

$$K_{p-y} = 3 \times E_c \times \frac{I_y}{L^3} = 3 \times 23500 \times \frac{8,0 \cdot 10^{12}}{2000^3} = 70500000 \text{ N/mm}$$

Waktu getar struktur

$$T-x = 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times K_{p-x}}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{3741955,69}{9810 \times 29375000}} = 0,0223 \text{ detik}$$

$$T-y = 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times K_{p-y}}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{3741955,69}{9810 \times 70500000}} = 0,0144 \text{ detik}$$

Klasifikasi tanah termasuk tanah sedang sehingga perhitungan koefisien gempa elastis seperti berikut.

$$A = 0,28 \text{ (Gambar 3.3)}$$

$$s = 1,2 \text{ (Tabel 3.9)}$$

$$C_{sm-x} = \frac{1,2 \cdot A \cdot s}{T-x^{2/3}} = \frac{1,2 \cdot 0,28 \cdot 1,2}{0,0223^{2/3}} = 5,08$$

$$C_{sm-x} = 5,08 > 2,5 \cdot A = 0,7 \text{ sehingga dipakai } 0,7$$

$$C_{sm-y} = \frac{1,2 \cdot A \cdot s}{T-y^{2/3}} = \frac{1,2 \cdot 0,28 \cdot 1,2}{0,0144^{2/3}} = 6,808$$

$$C_{sm-y} = 6,808 > 2,5 \cdot A = 0,7 \text{ sehingga dipakai } 0,7$$

Gaya gempa horizontal

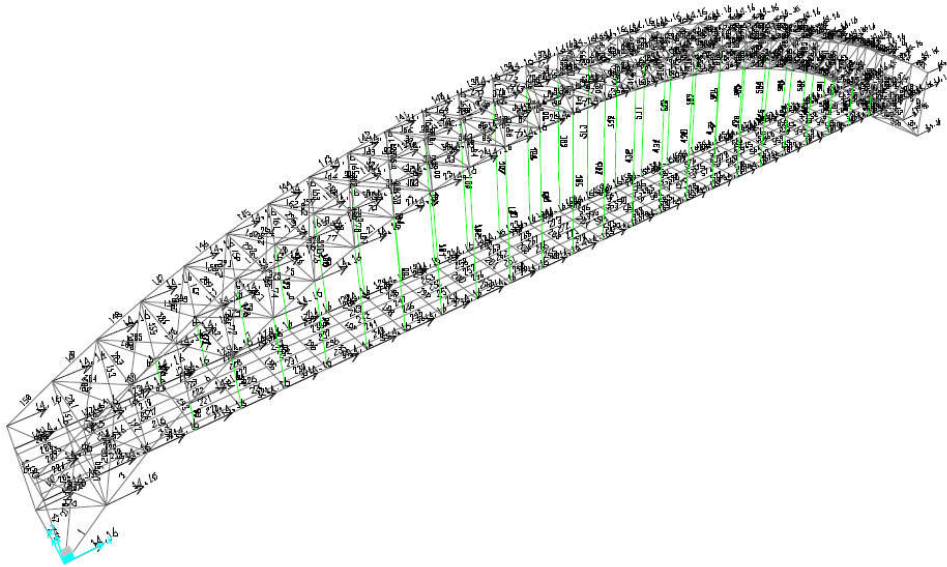
$$Eq-x = \frac{C_{sm}}{R_d} \times Wt = \frac{0,7}{0,8} \times 3741955,69 = 3184408 \text{ N}$$

$$Eq-y = \frac{C_{sm}}{R_d} \times Wt = \frac{0,7}{0,8} \times 3741955,69 = 3184408 \text{ N}$$

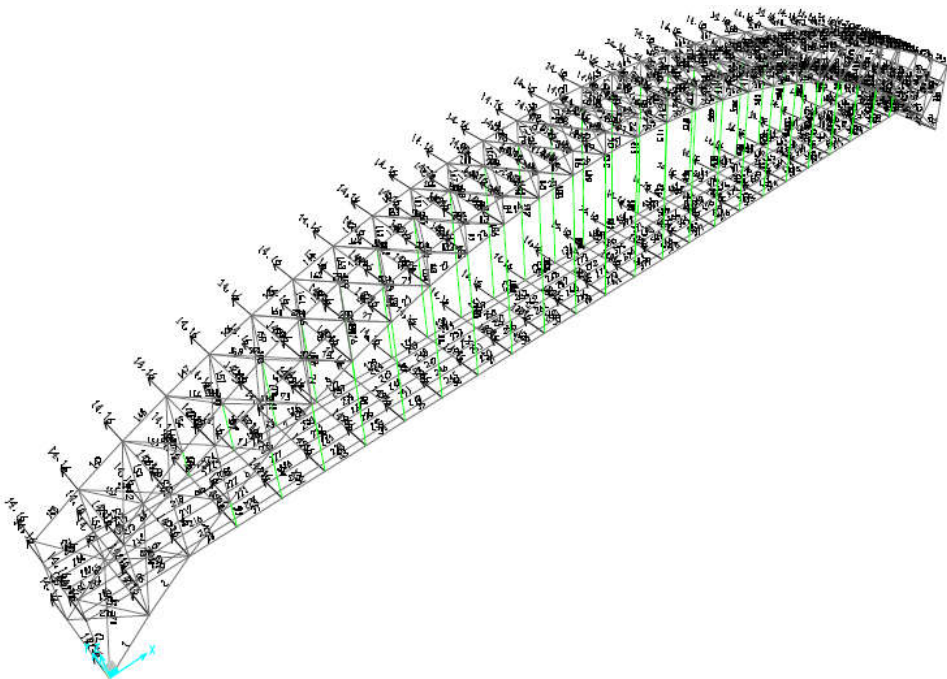
Nilai beban gempa kemudian akan didistribusikan ke join pada sisi jembatan.

$$Teq-x = \frac{Eq-x}{n} = \frac{3184408}{170} = 18731,81 \text{ N}$$

$$Teq-y = \frac{Eq-y}{n} = \frac{3184408}{170} = 18731,81 \text{ N}$$



Gambar 5.29 Distribusi Beban Gempa Arah X pada Jembatan

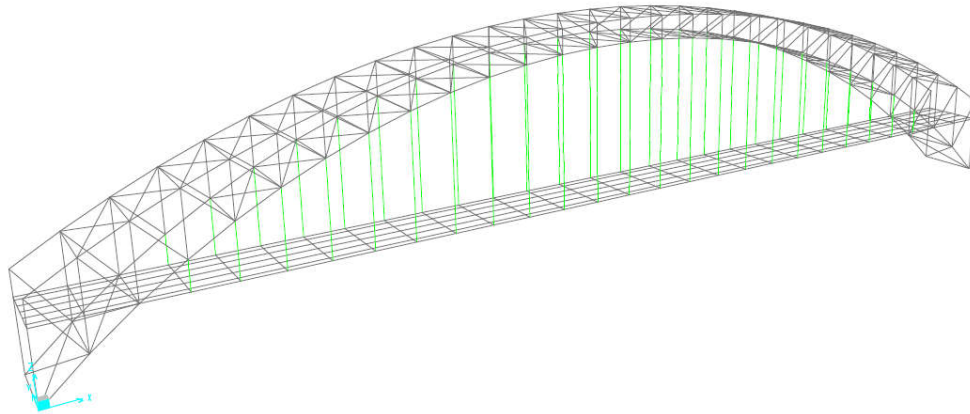


Gambar 5.30 Distribusi Beban Gempa Arah Y pada Jembatan

5.3 Analisis Struktur Jembatan

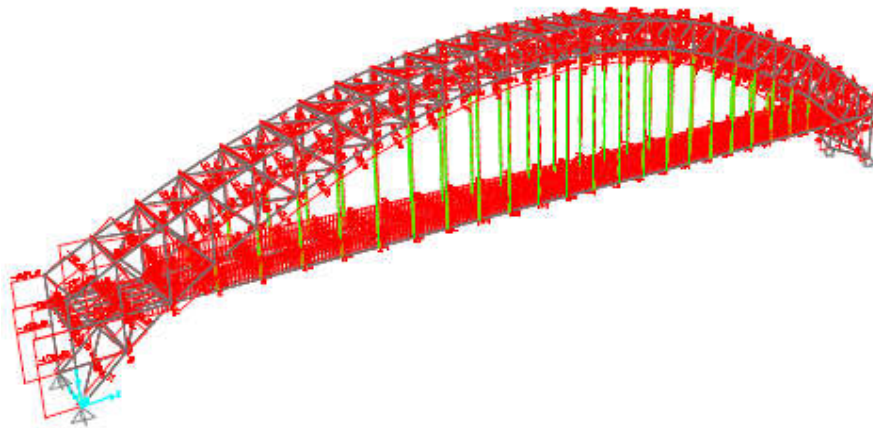
5.3.1 Tinggi busur 20 m

Pemodelan struktur jembatan menggunakan SAP 2000 dapat dilihat pada Gambar 5.31.



Gambar 5.31 Pemodelan Struktur Jembatan pada Tinggi Busur 20 m

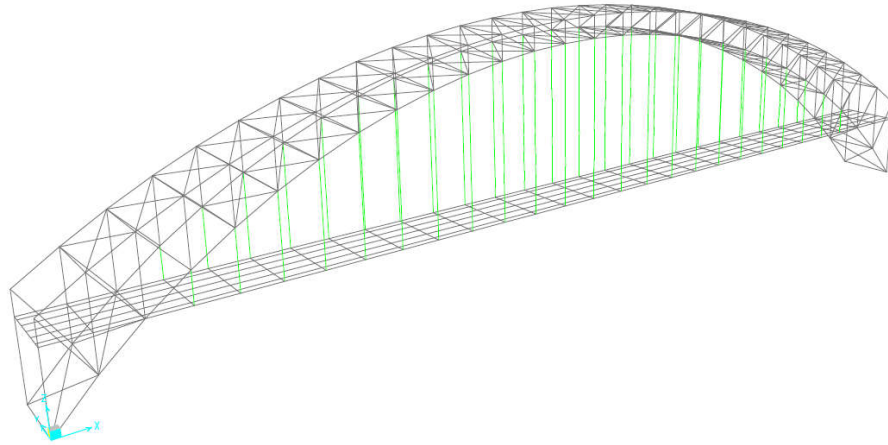
Berdasarkan analisis yang dilakukan menggunakan program SAP 2000 diperoleh hasil gaya-gaya dalam pada setiap elemen struktur jembatan. Hasil yang digunakan adalah hasil maksimum dari masing-masing gaya dalam. Berikut ini model struktur jembatan dilihat dari gaya dalam yang terjadi akibat beban kombinasi pada jembatan.



Gambar 5.32 Hasil NFD SAP2000 pada Tinggi Busur 20 m

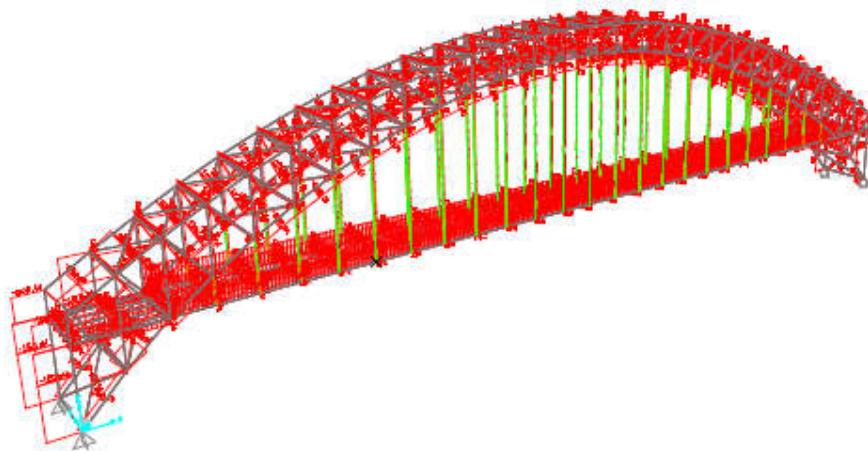
5.3.2 Tinggi busur 22 m

Pemodelan struktur jembatan dengan tinggi busur 22 m menggunakan SAP 2000 dapat dilihat pada Gambar 5.33.



Gambar 5.33 Pemodelan Struktur Jembatan pada Tinggi Busur 22 m

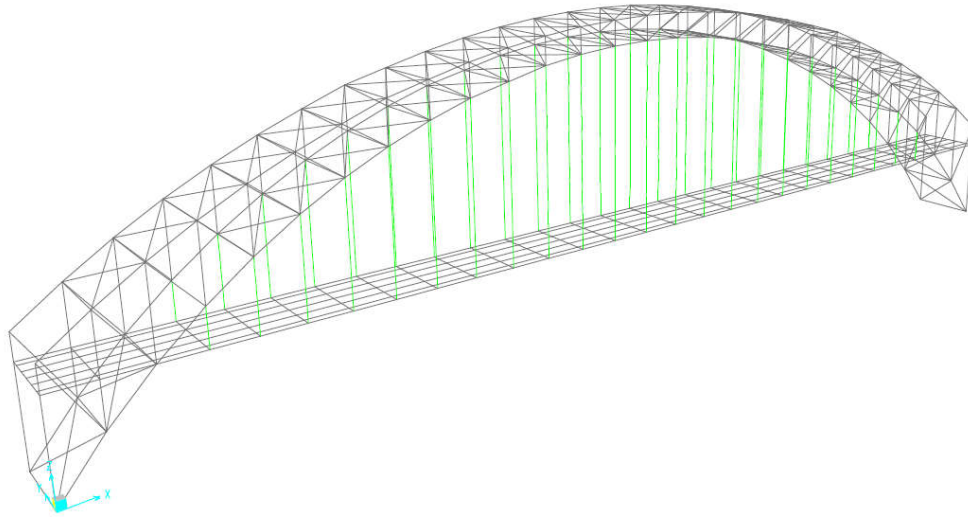
Berdasarkan analisis yang dilakukan menggunakan program SAP 2000 diperoleh hasil gaya-gaya dalam pada setiap elemen struktur jembatan. Hasil yang digunakan adalah hasil maksimum dari masing-masing gaya dalam. Berikut ini model struktur jembatan dilihat dari gaya dalam yang terjadi akibat beban kombinasi pada jembatan.



Gambar 5.34 Hasil NFD SAP2000 pada Tinggi Busur 22

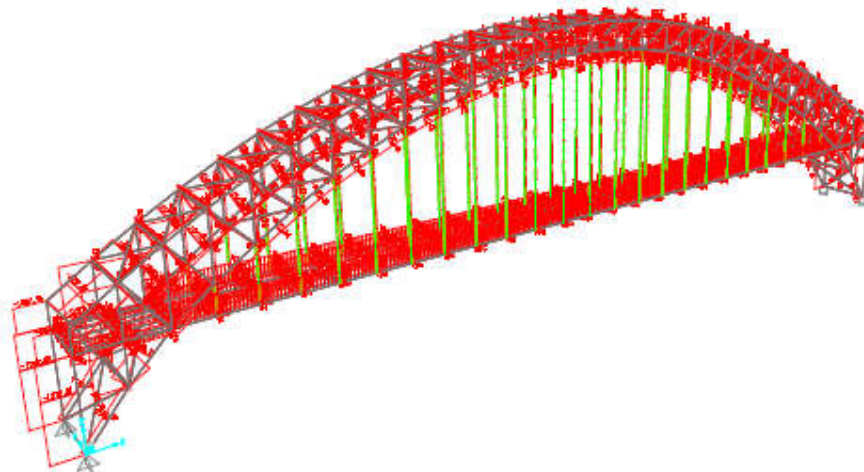
5.3.3 Tinggi busur 24 m

Pemodelan struktur jembatan dengan tinggi busur 24 m menggunakan SAP 2000 dapat dilihat pada Gambar 5.35.



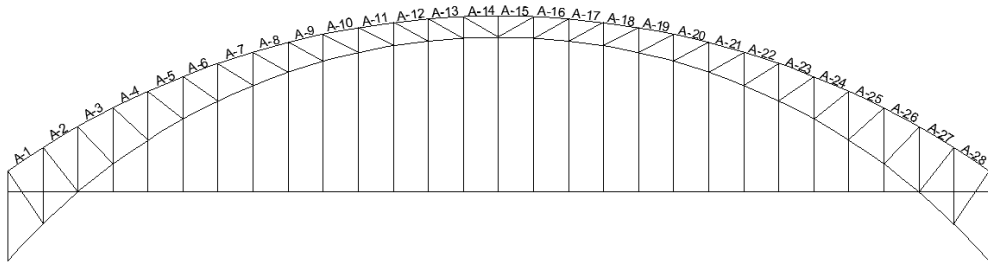
Gambar 5.35 Pemodelan Struktur Jembatan pada Tinggi Busur 24 m

Berdasarkan analisis yang dilakukan menggunakan program SAP 2000 diperoleh hasil gaya-gaya dalam pada setiap elemen struktur jembatan. Hasil yang digunakan adalah hasil maksimum dari masing-masing gaya dalam. Berikut ini model struktur jembatan dilihat dari gaya dalam yang terjadi akibat beban kombinasi pada jembatan.

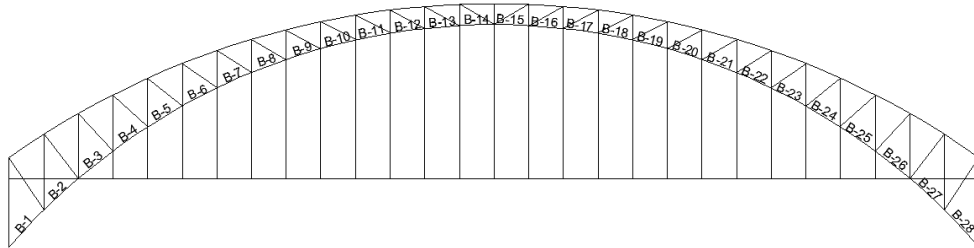


Gambar 5.36 Hasil NFD SAP2000 pada Tinggi Busur 24 m

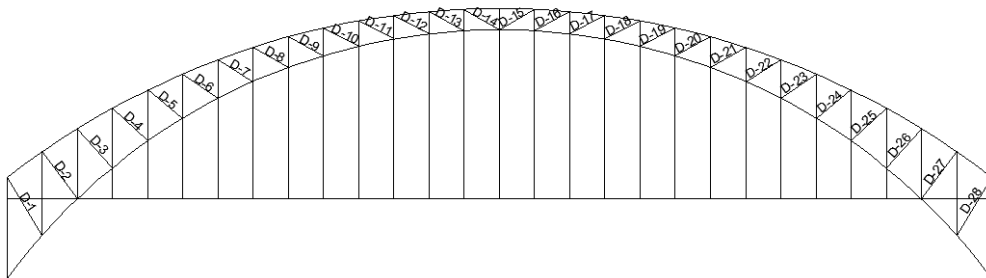
5.4 Desain Struktur Atas Jembatan



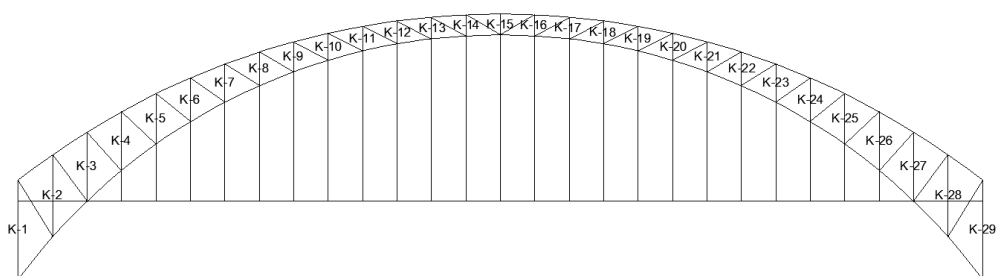
Gambar 5.37 Penomoran Struktur Rangka Bagian Tepi Atas



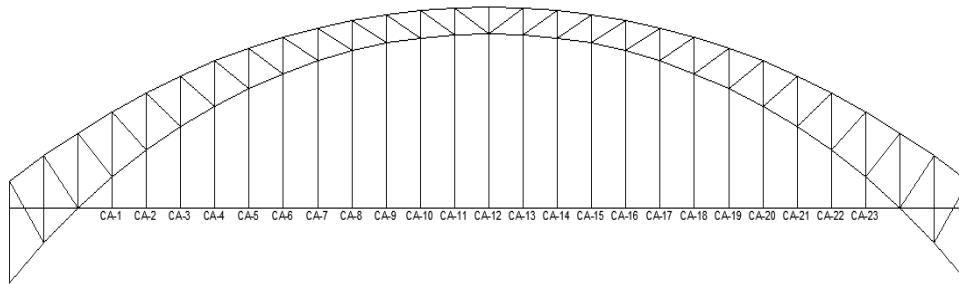
Gambar 5.38 Penomoran Struktur Rangka Bagian Tepi Bawah



Gambar 5.39 Penomoran Struktur Rangka Bagian Diagonal



Gambar 5.40 Penomoran Struktur Rangka Bagian Vertikal



Gambar 5.41 Penomoran Struktur Kabel

5.4.1 Tinggi busur 20 m

Hasil analisis SAP 2000 yang digunakan adalah hasil terbesar dari perhitungan kombinasi yang dilakukan. Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan melalui SAP 2000.

Tabel 5.9 Rekapitulasi Analisis Struktur Rangka Bagian Tepi Atas

Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial	Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial
		P maks (kN)			P maks (kN)
SR-A1-a	5.77	-6452.87	SR-A15-a	5	-9524.72
SR-A2-a	5.67	-12774.53	SR-A16-a	5.01	-9436.18
SR-A3-a	5.58	-12599.17	SR-A17-a	5.03	-9241.17
SR-A4-a	5.48	-12131.65	SR-A18-a	5.06	-9138.89
SR-A5-a	5.4	-11720.12	SR-A19-a	5.09	-9159.97
SR-A6-a	5.32	-11314.23	SR-A20-a	5.14	-9286.74
SR-A7-a	5.25	-10924.15	SR-A21-a	5.19	-9486.9
SR-A8-a	5.19	-10562.01	SR-A22-a	5.25	-9749.99
SR-A9-a	5.14	-10237.88	SR-A23-a	5.32	-10060.64
SR-A10-a	5.09	-9960.71	SR-A24-a	5.4	-10406.98
SR-A11-a	5.06	-9765.2	SR-A25-a	5.48	-10775.62
SR-A12-a	5.03	-9672.29	SR-A26-a	5.58	-11208.69
SR-A13-a	5.01	-9655.63	SR-A27-a	5.67	-11387.31
SR-A14-a	5	-9526.9	SR-A28-a	5.77	-5725.52

Tabel 5.10 Rekapitulasi Analisis Struktur Rangka Bagian Tepi Bawah

Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial	Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial
		P maks (kN)			P maks (kN)
SR-B1-a	6.78	1958.11	SR-B15-a	5	-5856.44
SR-B2-a	6.41	7605.97	SR-B16-a	5.02	-6098.57
SR-B3-a	5.93	-4591.6	SR-B17-a	5.05	-6278.41

SR-B4-a	5.79	-4645.17	SR-B18-a	5.09	-6367.96
SR-B5-a	5.65	-4511.94	SR-B19-a	5.15	-6378.86
SR-B6-a	5.53	-4732.88	SR-B20-a	5.23	-6343.71
SR-B7-a	5.42	-4902.97	SR-B21-a	5.31	-6275.52
SR-B8-a	5.31	-5091.67	SR-B22-a	5.42	-6171.74
SR-B9-a	5.23	-5263.94	SR-B23-a	5.53	-6071.97
SR-B10-a	5.15	-5426.97	SR-B24-a	5.65	-5884.23
SR-B11-a	5.09	-5568.69	SR-B25-a	5.79	-6155.9
SR-B12-a	5.05	-5664.14	SR-B26-a	5.93	-6128.47
SR-B13-a	5.02	-5668.52	SR-B27-a	6.41	5190.93
SR-B14-a	5	-5639.26	SR-B28-a	6.78	-25.29

Tabel 5.11 Rekapitulasi Analisis Struktur Rangka Bagian Diagonal

Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial	Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial
		P maks (kN)			P maks (kN)
SR-D1-a	8.61	8906.04	SR-D15-a	6.33	136.63
SR-D2-a	7.72	9837.9	SR-D16-a	6.23	292.03
SR-D3-a	7.34	-207.68	SR-D17-a	6.17	187.93
SR-D4-a	7.02	-343.81	SR-D18-a	6.13	48.75
SR-D5-a	6.75	-327.27	SR-D19-a	6.13	-70.11
SR-D6-a	6.54	-335.78	SR-D20-a	6.17	-144.29
SR-D7-a	6.37	-333.07	SR-D21-a	6.25	-200.62
SR-D8-a	6.25	-309.46	SR-D22-a	6.37	-250.21
SR-D9-a	6.17	-287.49	SR-D23-a	6.54	-288.08
SR-D10-a	6.13	-249.59	SR-D24-a	6.75	-294.82
SR-D11-a	6.13	-164.76	SR-D25-a	7.02	-328.81
SR-D12-a	6.17	-57.25	SR-D26-a	7.34	-216.93
SR-D13-a	6.23	20.73	SR-D27-a	7.72	8808.03
SR-D14-a	6.33	-152.68	SR-D28-a	8.61	7916.24

Tabel 5.12 Rekapitulasi Analisis Struktur Rangka Bagian Kolom

Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial	Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial
		P maks (kN)			P maks (kN)
SR-K1-a	11.59	-11300.2	SR-K16-a	4.03	323.71
SR-K2-a	9.9	-11146.91	SR-K17-a	4.13	212.78
SR-K3-a	8.57	729.59	SR-K18-a	4.29	288.11
SR-K4-a	7.85	873.04	SR-K19-a	4.51	378.22
SR-K5-a	7.18	830.48	SR-K20-a	4.79	447.65
SR-K6-a	6.57	788.31	SR-K21-a	5.14	513.02

SR-K7-a	6.03	758.41	SR-K22-a	5.56	592.08
SR-K8-a	5.56	733.03	SR-K23-a	6.03	634.26
SR-K9-a	5.14	669.7	SR-K24-a	6.57	683.3
SR-K10-a	4.79	620.35	SR-K25-a	7.18	741.67
SR-K11-a	4.51	563.8	SR-K26-a	7.85	800.14
SR-K12-a	4.29	480.85	SR-K27-a	8.57	684.26
SR-K13-a	4.13	407.14	SR-K28-a	9.9	-10064.61
SR-K14-a	4.03	515.97	SR-K29-a	11.59	-10085.35
SR-K15-a	4	438.92			

Tabel 5.13 Rekapitulasi Analisis Struktur Kabel

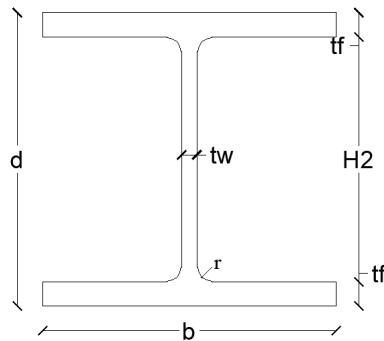
No Kabel	Panjang Kabel (m)	Gaya Tarik (kN)	No Kabel	Panjang Kabel (m)	Gaya Tarik (kN)
1	3.19	811.82	13	19.86	850.57
2	6.11	692.19	14	19.44	690.83
3	8.75	694.67	15	18.75	690.66
4	11.11	689.12	16	17.78	689.12
5	13.19	691.89	17	16.53	689.42
6	15	691.46	18	15	690.02
7	16.53	690.19	19	13.19	689.45
8	17.78	689.51	20	11.11	688.62
9	18.75	690.77	21	8.75	693.53
10	19.44	690.8	22	6.11	690.51
11	19.86	850.27	23	3.19	793.82
12	20	781.28			

1. Desain profil struktur rangka

a. Struktur rangka utama bagian tepi atas

Pengecekan keamanan profil baja bagian tepi atas akan dilakukan pada SR-A2. Profil baja yang digunakan adalah IWF 448 x 412. Untuk detail profil baja sebagai berikut.

Profil baja IWF 448 x 412



Gambar 5.42 Detail Profil Baja IWF 448 x 412

d	= 448 mm	I_x	= 162000 cm ⁴
b	= 412 mm	I_y	= 52500 cm ⁴
tw	= 25 mm	S_x	= 7230 cm ³
tf	= 45 mm	S_y	= 2550 cm ³
r	= 22 mm	Z_x	= 8340 cm ³
A	= 464,5 cm ²	Z_y	= 3880 cm ³
<i>unit weight</i>	= 365 kg/m	H_2	= 358 mm

Berdasarkan hasil analisis program SAP 2000 diperoleh nilai aksial sebesar -12774,53 kN. Pengecekan keamanan profil baja terhadap gaya tekan adalah sebagai berikut.

Panjang bentang (L) = 5,67 m

Faktor reduksi (ϕ) = 0,9

Faktor panjang tekuk (k) = 1

Cek kelangsingan

$$\frac{H_2}{tw} = \frac{358}{25} = 14,32$$

$$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 32,91$$

Karena $\frac{H_2}{tw} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka perhitungan dilanjutkan dengan persamaan yang telah ditetapkan oleh SNI 1729-2015 untuk tekuk lentur dari komponen nonlangsing.

$$\frac{KL}{i_y} = \frac{1 \times 5670}{106,313} = 53,33$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 104,026$$

Karena $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{iy}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{\left(\frac{1 \times 567,9}{106,313}\right)^2} = 693,96 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] \times F_y \\ &= \left[0,658^{\frac{410}{693,96}}\right] \times 410 \\ &= 320,177 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 320,177 \times 464,5 \cdot 10^2 \\ &= 13385 \text{ kN} \end{aligned}$$

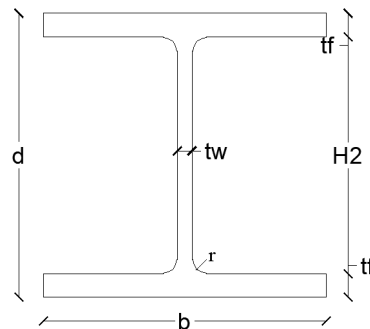
Maka diperoleh hubungan antara gaya aksial *ultimate* dan gaya aksial nominal sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_u &< P_n \\ 12774,5 \text{ kN} &< 13385 \text{ kN (aman)}. \end{aligned}$$

b. Struktur rangka utama bagian tepi bawah

Pengecekan keamanan profil baja bagian tepi bawah akan dilakukan pada SR-B2. Profil baja yang digunakan adalah IWF 348 x 332. Untuk detail profil baja sebagai berikut.

Profil baja IWF 348 x 332



Gambar 5.43 Detail Profil Baja IWF 348 x 332

d	= 348 mm	I_x	= 70400 cm ⁴
b	= 332 mm	I_y	= 24700 cm ⁴
tw	= 34 mm	S_x	= 4020 cm ³
tf	= 39 mm	S_y	= 1480 cm ³
r	= 13 mm	Z_x	= 4790 cm ³
A	= 352,2 cm ²	Z_y	= 2300 cm ³
<i>unit weight</i>	= 287 kg/m		

Berdasarkan hasil analisis program SAP 2000 diperoleh nilai aksial maksimum sebesar 7605,97 kN. Pengecekan keamanan profil baja terhadap gaya tarik adalah sebagai berikut.

1) $P_u < P_n$ netto

Faktor reduksi (ϕ) = 0,75

F_u = 510 Mpa

U = 1

Diameter lubang baut = diameter baut + 3,175

= 25,4 mm + 3,175

= 28,575 mm

A_{netto} = $A_g - (n \text{ lubang} \times \text{diameter lubang} \times tf)$

= $352,2 \cdot 10^2 - (4 \times 28,575 \times 39)$

= $307,62 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$

A_e = $A_{netto} \times u$

= $307,62 \cdot 10^2 \times 1$

= $307,62 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$

ΦP_n = $\Phi \times F_u \times A_e$

= $0,75 \times 510 \times 307,62 \cdot 10^2$

= 11766,58 kN

Maka diperoleh hubungan antara gaya aksial *ultimate* dan gaya aksial nominal sebagai berikut.

$P_u < P_n$

7605,97 kN < 11766,58 kN (aman)

2) $P_u < P_n$ bruto

Faktor reduksi (ϕ) = 0,9

$F_y = 410 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned}\Phi P_n &= 0,9 \times f_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 410 \times 352,2 \cdot 10^2 \\ &= 12996,18 \text{ kN}\end{aligned}$$

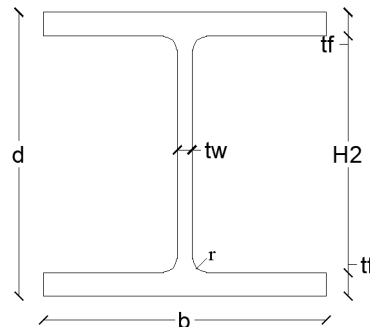
Maka diperoleh hubungan antara gaya aksial *ultimate* dan gaya aksial nominal sebagai berikut.

$$\begin{aligned}P_u &< P_n \\ 7605,97 \text{ kN} &< 12996,18 \text{ kN (aman)}.\end{aligned}$$

c. Struktur rangka utama bagian diagonal

Pengecekan keamanan profil baja bagian tepi atas akan dilakukan pada SR-D2. Profil baja yang digunakan adalah IWF 438 x 417. Untuk detail profil baja sebagai berikut.

Profil baja IWF 438 x 417



Gambar 5.44 Detail Profil Baja IWF 438 x 417

d	= 438 mm	I_x	= 145000 cm ⁴
b	= 417 mm	I_y	= 48400 cm ⁴
tw	= 30 mm	S_x	= 6630 cm ³
tf	= 40 mm	S_y	= 2320 cm ³
r	= 22 mm	Z_x	= 7670 cm ³
A	= 445,2 cm ²	Z_y	= 3570 cm ³
<i>unit weight</i>	= 349 kg/m		

Berdasarkan hasil analisis program SAP 2000 diperoleh nilai aksial maksimum sebesar 9837,9 kN. Pengecekan keamanan profil baja terhadap gaya tarik adalah sebagai berikut.

1) $P_u < P_n$ netto

$$\text{Faktor reduksi } (\phi) = 0,75$$

$$F_u = 510 \text{ Mpa}$$

$$U = 1$$

$$\text{Diameter lubang baut} = \text{diameter baut} + 3,175$$

$$= 25,4 \text{ mm} + 3,175$$

$$= 28,575 \text{ mm}$$

$$A_{\text{netto}} = A_g - (n \text{ lubang} \times \text{diameter lubang} \times t_f)$$

$$= 445,2 \cdot 10^2 - (4 \times 28,575 \times 40)$$

$$= 399,48 \cdot 10^2 \text{ mm}$$

$$A_e = A_{\text{netto}} \times u$$

$$= 399,48 \cdot 10^2 \times 1$$

$$= 399,48 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$$

$$\Phi P_n = \Phi \times F_u \times A_e$$

$$= 0,75 \times 510 \times 399,48 \cdot 10^2$$

$$= 15280,11 \text{ kN}$$

Maka diperoleh hubungan antara gaya aksial *ultimate* dan gaya aksial nominal sebagai berikut.

$$P_u < P_n$$

$$9837,9 \text{ kN} < 15280,11 \text{ kN (aman)}$$

2) $P_u < P_n$ bruto

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

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

$$\Phi P_n = 0,9 \times f_y \times A_g$$

$$= 0,9 \times 410 \times 445,2 \cdot 10^2$$

$$= 16427,88 \text{ kN}$$

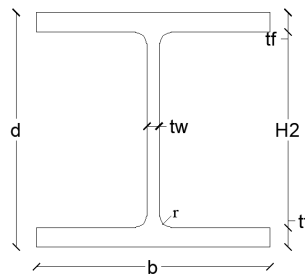
Maka diperoleh hubungan antara gaya aksial *ultimate* dan gaya aksial nominal sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Pu &< Pn \\
 9837,9 \text{ kN} &< 16427,88 \text{ kN (aman)}.
 \end{aligned}$$

d. Struktur rangka utama bagian kolom

Pengecekan keamanan profil baja bagian kolom akan dilakukan pada SR-K2. Profil baja yang digunakan adalah IWF 468 x 432. Untuk detail profil baja sebagai berikut.

Profil baja IWF 468 x 432



Gambar 5.45 Detail Profil Baja IWF 468 x 432

d	= 468 mm	I_x	= 222000 cm ⁴
b	= 432 mm	I_y	= 74200 cm ⁴
tw	= 45 mm	S_x	= 9500 cm ³
tf	= 55 mm	S_y	= 3440 cm ³
r	= 22 mm	Z_x	= 11300 cm ³
A	= 640,5 cm ²	Z_y	= 5320 cm ³
$unit\ weight$	= 503 kg/m	H_2	= 378 mm

Berdasarkan hasil analisis program SAP 2000 diperoleh nilai aksial sebesar -11146,91 kN. Pengecekan keamanan profil baja terhadap gaya tekan adalah sebagai berikut.

$$\text{Panjang bentang } (L) = 9,9 \text{ m}$$

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

$$\text{Faktor panjang tekuk } (k) = 1$$

Cek kelangsingan

$$\frac{H_2}{tw} = \frac{378}{45} = 8,4$$

$$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 32,91$$

Karena $\frac{H2}{tw} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$, maka perhitungan dilanjutkan dengan persamaan yang telah ditetapkan oleh SNI 1729-2015 untuk tekuk lentur dari komponen nonlangsing.

$$\frac{KL}{iy} = \frac{1 \times 9900}{106,313} = 91,98$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 104,026$$

Karena $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$, maka persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{iy}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{\left(\frac{1 \times 9900}{107,632}\right)^2} = 233,316 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} Fcr &= \left[0,658 \frac{Fy}{Fe}\right] \times Fy \\ &= \left[0,658 \frac{410}{233,316}\right] \times 410 \\ &= 196,497 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pn &= 0,9 \times Fcr \times Ag \\ &= 0,9 \times 196,497 \times 640,5 \cdot 10^2 \\ &= 11327,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka diperoleh hubungan antara gaya aksial *ultimate* dan gaya aksial nominal sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Pu &< Pn \\ 11146,91 \text{ kN} &< 11327,1 \text{ kN (aman)}. \end{aligned}$$

2. Desain kabel

Dalam tugas akhir ini digunakan *cable 7-wire strand* dengan mutu 1860 MPa. Penomoran kabel dapat dilihat pada Gambar 2.41.

a. Properties kabel

$$\begin{aligned} \text{Diameter strand, } D &= 15,2 \text{ mm} \\ \text{Luas strand, } As &= 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 15,2^2 = 181,458 \text{ mm}^2 \\ \text{Tegangan ultimate, } fpu &= 1860 \text{ MPa} \\ fps &= 0,74 \times 1860 = 1376,4 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

b. Kebutuhan kabel

Perhitungan kebutuhan kabel adalah sebagai berikut.

$$P_o = 811,82 \text{ kN}$$

$$A_{ps} = \frac{P_o}{f_{ps}} = \frac{73847,42 \cdot 10^3}{1376,4} = 589,814 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ strand} = \frac{A_{ps}}{A_s} = \frac{589,814}{181,458} = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Diameter tendon} = \sqrt{\frac{n \text{ strand} \times A_s}{\frac{1}{4}\pi}} = \sqrt{\frac{3 \times 181,458}{\frac{1}{4}\pi}} = 27,404 \text{ mm}$$

Rekapitulasi hasil perhitungan kebutuhan kabel dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.14 Rekapitulasi Kebutuhan Kabel

No Kabel	Gaya Tarik (kN)	A_{ps} (mm ²)	n	diameter (mm)
1	811.82	589.814008	3	27.40391
2	692.19	502.898867	3	25.30436
3	694.67	504.700668	3	25.34965
4	689.12	500.66841	3	25.24818
5	691.89	502.680907	3	25.29888
6	691.46	502.368498	3	25.29101
7	690.19	501.445801	3	25.26778
8	689.51	500.951758	3	25.25533
9	690.77	501.86719	3	25.27839
10	690.8	501.888986	3	25.27894
11	850.27	617.749201	3	28.04537
12	781.28	567.62569	3	26.88352
13	850.57	617.967161	3	28.05032
14	690.83	501.910782	3	25.27949
15	690.66	501.787271	3	25.27638
16	689.12	500.66841	3	25.24818
17	689.42	500.88637	3	25.25368
18	690.02	501.32229	3	25.26467
19	689.45	500.908166	3	25.25423
20	688.62	500.305144	3	25.23902
21	693.53	503.872421	3	25.32884
22	690.51	501.678291	3	25.27364
23	793.82	576.736414	3	27.09841

5.4.2 Tinggi busur 22 m

Hasil analisis SAP 2000 yang digunakan adalah hasil terbesar dari perhitungan kombinasi yang dilakukan. Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan melalui SAP 2000.

Tabel 5.15 Rekapitulasi Analisis Struktur Rangka Bagian Tepi Atas

Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial	Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial
		P maks (kN)			P maks (kN)
SR-A1-a	5.92	-6256.93	SR-A15-a	5	-8512.8
SR-A2-a	5.79	-12465.55	SR-A16-a	5.01	-8402.86
SR-A3-a	5.69	-12251.42	SR-A17-a	5.03	-8219.09
SR-A4-a	5.58	-11722.09	SR-A18-a	5.07	-8164.15
SR-A5-a	5.47	-11245.64	SR-A19-a	5.11	-8229.29
SR-A6-a	5.38	-10774.09	SR-A20-a	5.16	-8399.99
SR-A7-a	5.3	-10314.18	SR-A21-a	5.23	-8659.28
SR-A8-a	5.23	-9871.82	SR-A22-a	5.3	-8994.79
SR-A9-a	5.16	-9477.23	SR-A23-a	5.38	-9372.01
SR-A10-a	5.11	-9143.11	SR-A24-a	5.47	-9781.16
SR-A11-a	5.07	-8882.77	SR-A25-a	5.58	-10216.24
SR-A12-a	5.03	-8714.51	SR-A26-a	5.69	-10710.95
SR-A13-a	5.01	-8655.42	SR-A27-a	5.79	-10935.27
SR-A14-a	5	-8515.31	SR-A28-a	5.92	-5453.59

Tabel 5.16 Rekapitulasi Analisis Struktur Rangka Bagian Tepi Bawah

Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial	Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial
		P maks (kN)			P maks (kN)
SR-B1-a	7.29	2068.29	SR-B15-a	5	-5732.32
SR-B2-a	6.77	7540.69	SR-B16-a	5.02	-5969.69
SR-B3-a	6.11	-3854.73	SR-B17-a	5.06	-6109.44
SR-B4-a	5.94	-3954.14	SR-B18-a	5.11	-6164.91
SR-B5-a	5.78	-3899.04	SR-B19-a	5.19	-6150.57
SR-B6-a	5.63	-4152.18	SR-B20-a	5.27	-6075.34
SR-B7-a	5.5	-4380.44	SR-B21-a	5.38	-5949.95
SR-B8-a	5.38	-4615.94	SR-B22-a	5.5	-5804.21
SR-B9-a	5.27	-4855.84	SR-B23-a	5.63	-5652.14
SR-B10-a	5.19	-5070.96	SR-B24-a	5.78	-5430.4
SR-B11-a	5.11	-5251.84	SR-B25-a	5.94	-5643.83
SR-B12-a	5.06	-5393.07	SR-B26-a	6.11	-5572.55

SR-B13-a	5.02	-5475.66	SR-B27-a	6.77	4952.95
SR-B14-a	5	-5482.42	SR-B28-a	7.29	80.44

Tabel 5.17 Rekapitulasi Analisis Struktur Rangka Bagian Diagonal

Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial	Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial
		P maks (kN)			P maks (kN)
SR-D1-a	9.06	8751.12	SR-D15-a	6.33	166.66
SR-D2-a	7.94	9820.77	SR-D16-a	6.21	281.05
SR-D3-a	7.49	-260.03	SR-D17-a	6.13	127.82
SR-D4-a	7.13	-399.62	SR-D18-a	6.1	-5.47
SR-D5-a	6.82	-377.21	SR-D19-a	6.11	-114.36
SR-D6-a	6.57	-404.81	SR-D20-a	6.16	-204.03
SR-D7-a	6.39	-393.97	SR-D21-a	6.25	-284.62
SR-D8-a	6.25	-398.32	SR-D22-a	6.39	-313.91
SR-D9-a	6.16	-355.92	SR-D23-a	6.57	-350.77
SR-D10-a	6.11	-305.41	SR-D24-a	6.82	-354.92
SR-D11-a	6.1	-241.72	SR-D25-a	7.13	-392.11
SR-D12-a	6.13	-150.24	SR-D26-a	7.49	-280.07
SR-D13-a	6.21	-28.68	SR-D27-a	7.94	8665.42
SR-D14-a	6.33	-165.88	SR-D28-a	9.06	7641.45

Tabel 5.18 Rekapitulasi Analisis Struktur Rangka Bagian Kolom

Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial	Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial
		P maks (kN)			P maks (kN)
SR-BK1-a	12.87	-11511.66	SR-BK16-a	4.03	294.45
SR-BK2-a	10.73	-11401.27	SR-BK17-a	4.14	225.44
SR-BK3-a	9.09	774.79	SR-BK18-a	4.31	299.71
SR-BK4-a	8.29	967.26	SR-BK19-a	4.56	390.1
SR-BK5-a	7.55	933.39	SR-BK20-a	4.89	492.87
SR-BK6-a	6.86	861.36	SR-BK21-a	5.28	577.39
SR-BK7-a	6.27	857.6	SR-BK22-a	5.74	649.09
SR-BK8-a	5.74	805.1	SR-BK23-a	6.27	720.13
SR-BK9-a	5.28	756.14	SR-BK24-a	6.86	747.91
SR-BK10-a	4.89	687.76	SR-BK25-a	7.55	839.81
SR-BK11-a	4.56	600	SR-BK26-a	8.29	890.87
SR-BK12-a	4.31	521.43	SR-BK27-a	9.09	737.08
SR-BK13-a	4.14	451.1	SR-BK28-a	10.73	-10156.8
SR-BK14-a	4.03	516.69	SR-BK29-a	12.87	-10099.62
SR-BK15-a	4	427.8			

Tabel 5.19 Rekapitulasi Analisis Struktur Kabel

No Kabel	Panjang Kabel (m)	Gaya Tarik (kN)	No Kabel	Panjang Kabel (m)	Gaya Tarik (kN)
1	3.51	816.24	13	21.85	844.32
2	6.72	693.15	14	21.39	691.97
3	9.63	695.25	15	20.63	689.9
4	12.22	688.98	16	19.56	689.2
5	14.51	689.93	17	18.18	690.02
6	16.50	691.8	18	16.50	690.15
7	18.18	691.11	19	14.51	689.57
8	19.56	689.51	20	12.22	688.29
9	20.63	689.87	21	9.63	694.14
10	21.39	691.93	22	6.72	690.95
11	21.85	843.93	23	3.51	795.82
12	22	794.68			

Desain kabel

Dalam tugas akhir ini digunakan *cable 7-wire strand* dengan mutu 1860 MPa.

Penomoran kabel dapat dilihat pada Gambar 2.41.

1. Properties kabel

$$\text{Diameter strand, } D = 15,2 \text{ mm}$$

$$\text{Luas strand, } A_s = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 15,2^2 = 181,458 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tegangan ultimate, } f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 0,74 \times 1860 = 1376,4 \text{ Mpa}$$

2. Kebutuhan kabel

Perhitungan kebutuhan kabel adalah sebagai berikut.

$$P_o = 61761,6 \text{ kN}$$

$$A_{ps} = \frac{P_o}{f_{ps}} = \frac{61761,6 \cdot 10^3}{1376,4} = 44871,84 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ strand} = \frac{A_{ps}}{A_s} = \frac{44871,84}{181,458} = 247,28 \text{ buah} = 248 \text{ buah}$$

$$\text{Diameter tendon} = \sqrt{\frac{n \text{ strand} \times A_s}{\frac{1}{4}\pi}} = \sqrt{\frac{248 \times 181,458}{\frac{1}{4}\pi}} = 239 \text{ mm}$$

Rekapitulasi hasil perhitungan kebutuhan kabel dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.20 Rekapitulasi Kebutuhan Kabel

No Kabel	Gaya Tarik (kN)	<i>Aps</i> (mm ²)	<i>n</i>	diameter (mm)
1	816.24	593.025283	3	53.26
2	693.15	503.596338	3	35.39
3	695.25	505.122058	3	35.66
4	688.98	500.566696	3	34.86
5	689.93	501.256902	3	34.98
6	691.8	502.615519	3	35.22
7	691.11	502.114211	3	35.13
8	689.51	500.951758	3	34.93
9	689.87	501.21331	3	34.97
10	691.93	502.709968	3	35.23
11	843.93	613.142982	3	57.89
12	794.68	577.361232	3	49.81
13	844.32	613.42633	3	57.95
14	691.97	502.739029	3	35.24
15	689.9	501.235106	3	34.98
16	689.2	500.726533	3	34.89
17	690.02	501.32229	3	34.99
18	690.15	501.416739	3	35.01
19	689.57	500.99535	3	34.94
20	688.29	500.065388	3	34.77
21	694.14	504.315606	3	35.52
22	690.95	501.997966	3	35.11
23	795.82	578.18948	3	49.99

5.4.3 Tinggi busur 24 m

Hasil analisis SAP 2000 yang digunakan adalah hasil terbesar dari perhitungan kombinasi yang dilakukan. Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan melalui SAP 2000.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Analisis Struktur Rangka Bagian Tepi Atas

Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial	Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial
		P maks (kN)			P maks (kN)
SR-A1-a	6.07	-6097.87	SR-A15-a	5	-7667.32
SR-A2-a	5.93	-12238.32	SR-A16-a	5.01	-7547.39
SR-A3-a	5.8	-11977.06	SR-A17-a	5.04	-7369.49
SR-A4-a	5.67	-11416.24	SR-A18-a	5.08	-7338.36

SR-A5-a	5.56	-10890.21	SR-A19-a	5.13	-7445.97
SR-A6-a	5.45	-10356.35	SR-A20-a	5.19	-7668.36
SR-A7-a	5.35	-9841.48	SR-A21-a	5.27	-7973.91
SR-A8-a	5.27	-9343.29	SR-A22-a	5.35	-8358.39
SR-A9-a	5.19	-8890.18	SR-A23-a	5.45	-8787.56
SR-A10-a	5.13	-8484.47	SR-A24-a	5.56	-9257.21
SR-A11-a	5.08	-8158.47	SR-A25-a	5.67	-9740.96
SR-A12-a	5.04	-7936.77	SR-A26-a	5.8	-10269.16
SR-A13-a	5.01	-7837.04	SR-A27-a	5.93	-10545.24
SR-A14-a	5	-7670.2	SR-A28-a	6.07	-5208.63

Tabel 5.22 Rekapitulasi Analisis Struktur Rangka Bagian Tepi Bawah

Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial	Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial
		P maks (kN)			P maks (kN)
SR-B1-a	7.93	2194.29	SR-B15-a	5	-5601.4
SR-B2-a	7.2	7523.17	SR-B16-a	5.02	-5837.61
SR-B3-a	6.3	-3224.42	SR-B17-a	5.07	-5962.72
SR-B4-a	6.1	-3346.04	SR-B18-a	5.13	-5991.18
SR-B5-a	5.92	-3327.86	SR-B19-a	5.22	-5935.6
SR-B6-a	5.74	-3634.28	SR-B20-a	5.32	-5831.21
SR-B7-a	5.59	-3897.95	SR-B21-a	5.45	-5675.25
SR-B8-a	5.45	-4171.4	SR-B22-a	5.59	-5497.13
SR-B9-a	5.32	-4451.43	SR-B23-a	5.74	-5313.16
SR-B10-a	5.22	-4709.92	SR-B24-a	5.92	-5040.68
SR-B11-a	5.13	-4953.27	SR-B25-a	6.1	-5238.66
SR-B12-a	5.07	-5145.15	SR-B26-a	6.3	-5146.28
SR-B13-a	5.02	-5272.06	SR-B27-a	7.2	4757.82
SR-B14-a	5	-5314.84	SR-B28-a	7.93	82.25

Tabel 5.23 Rekapitulasi Analisis Struktur Rangka Bagian Diagonal

Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial	Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial
		P maks (kN)			P maks (kN)
SR-D1-a	9.59	8656.08	SR-D15-a	6.32	181.24
SR-D2-a	8.15	9805.95	SR-D16-a	6.2	274.96
SR-D3-a	7.66	-279.53	SR-D17-a	6.11	100.64
SR-D4-a	7.24	-403.96	SR-D18-a	6.08	-50.66
SR-D5-a	6.89	-443.83	SR-D19-a	6.09	-175.18
SR-D6-a	6.62	-444.54	SR-D20-a	6.15	-252.09
SR-D7-a	6.41	-441.2	SR-D21-a	6.25	-333.84

SR-D8-a	6.25	-449.45	SR-D22-a	6.41	-364.72
SR-D9-a	6.15	-413.03	SR-D23-a	6.62	-398.09
SR-D10-a	6.09	-386.25	SR-D24-a	6.89	-424.41
SR-D11-a	6.08	-311.37	SR-D25-a	7.24	-409.93
SR-D12-a	6.11	-212.05	SR-D26-a	7.66	-313.64
SR-D13-a	6.2	-77.78	SR-D27-a	8.15	8613.82
SR-D14-a	6.32	-199.62	SR-D28-a	9.59	7406.94

Tabel 5.24 Rekapitulasi Analisis Struktur Rangka Bagian Kolom

Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial	Segmen	Panjang (m)	Gaya Aksial
		P maks (kN)			P maks (kN)
SR-K1-a	14.34	-11757.09	SR-K16-a	4.04	275.57
SR-K2-a	11.62	-11696.44	SR-K17-a	4.16	216.47
SR-K3-a	9.63	876.76	SR-K18-a	4.35	307.87
SR-K4-a	8.74	1029.44	SR-K19-a	4.63	429.8
SR-K5-a	7.91	972.7	SR-K20-a	4.98	518.78
SR-K6-a	7.17	973.57	SR-K21-a	5.41	615.85
SR-K7-a	6.51	926.54	SR-K22-a	5.92	698.21
SR-K8-a	5.92	870.91	SR-K23-a	6.51	777.27
SR-K9-a	5.41	816.91	SR-K24-a	7.17	847.43
SR-K10-a	4.98	740.66	SR-K25-a	7.91	877.55
SR-K11-a	4.63	671.23	SR-K26-a	8.74	952.03
SR-K12-a	4.35	562.68	SR-K27-a	9.63	838.46
SR-K13-a	4.16	476.94	SR-K28-a	11.62	-10265.11
SR-K14-a	4.04	531.55	SR-K29-a	14.34	-10116.19
SR-K15-a	4	417.28			

Tabel 5.25 Rekapitulasi Analisis Struktur Kabel

No Kabel	Panjang Kabel (m)	Gaya Tarik (kN)	No Kabel	Panjang Kabel (m)	Gaya Tarik (kN)
1	3.83	823.33	13	23.83	838.18
2	7.33	693.17	14	23.33	692.49
3	10.50	694.7	15	22.50	690.39
4	13.33	690.38	16	21.33	689.33
5	15.83	689.86	17	19.83	689.82
6	18	692.37	18	18	690.41
7	19.83	690.94	19	15.83	689.54
8	21.33	689.82	20	13.33	689.51
9	22.50	690.3	21	10.50	693.38
10	23.33	692.36	22	7.33	690.73

11	23.83	837.71	23	3.83	799.9
12	24	807.48			

Desain kabel

Dalam tugas akhir ini digunakan *cable 7-wire strand* dengan mutu 1860 MPa. Penomoran kabel dapat dilihat pada Gambar 2.41.

1. Properties kabel

$$\text{Diameter strand, } D = 15,2 \text{ mm}$$

$$\text{Luas strand, } A_s = 0,25 \times \pi \times D^2 = 0,25 \times \pi \times 15,2^2 = 181,458 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tegangan ultimate, } f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 0,74 \times 1860 = 1376,4 \text{ Mpa}$$

2. Kebutuhan kabel

Perhitungan kebutuhan kabel adalah sebagai berikut.

$$P_o = 47556,46 \text{ kN}$$

$$A_{ps} = \frac{P_o}{f_{ps}} = \frac{47556,46 \cdot 10^3}{1376,4} = 34551,34 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ strand} = \frac{A_{ps}}{A_s} = \frac{34551,34}{181,458} = 190,41 \text{ buah} = 191 \text{ buah}$$

$$\text{Diameter tendon} = \sqrt{\frac{n \text{ strand} \times A_s}{\frac{1}{4}\pi}} = \sqrt{\frac{191 \times 181,458}{\frac{1}{4}\pi}} = 210 \text{ mm}$$

Rekapitulasi hasil perhitungan kebutuhan kabel dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Kebutuhan Kabel

No Kabel	Gaya Tarik (kN)	A_{ps} (mm ²)	n	diameter (mm)
1	823.33	598.176402	3	27.5975
2	693.17	503.610869	3	25.32227
3	694.7	504.722464	3	25.3502
4	690.38	501.583842	3	25.27126
5	689.86	501.206045	3	25.26174
6	692.37	503.029643	3	25.30765
7	690.94	501.9907	3	25.2815
8	689.82	501.176983	3	25.261
9	690.3	501.525719	3	25.26979
10	692.36	503.022377	3	25.30747
11	837.71	608.623947	3	27.83746
12	807.48	586.660854	3	27.33057

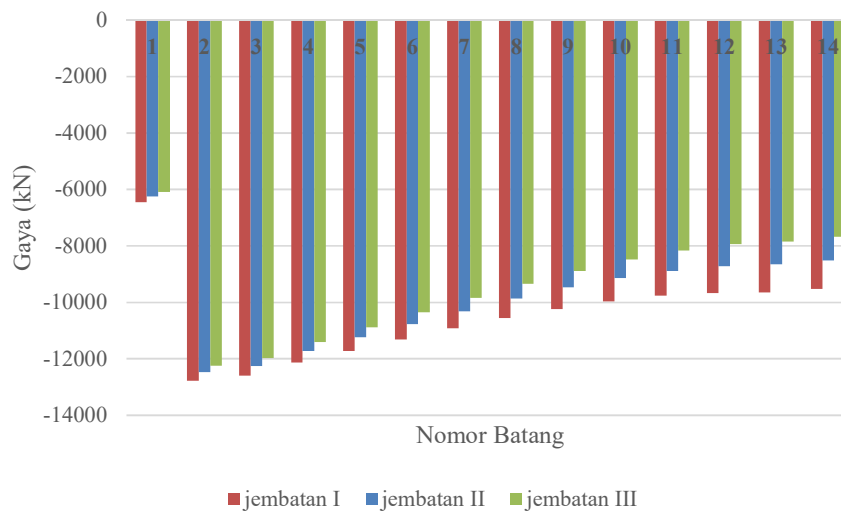
13	838.18	608.965417	3	27.84527
14	692.49	503.116827	3	25.30984
15	690.39	501.591107	3	25.27144
16	689.33	500.820982	3	25.25203
17	689.82	501.176983	3	25.261
18	690.41	501.605638	3	25.27181
19	689.54	500.973554	3	25.25588
20	689.51	500.951758	3	25.25533
21	693.38	503.763441	3	25.3261
22	690.73	501.838128	3	25.27766
23	799.9	581.153734	3	27.20198

5.5 Perbandingan Variasi Tinggi Busur

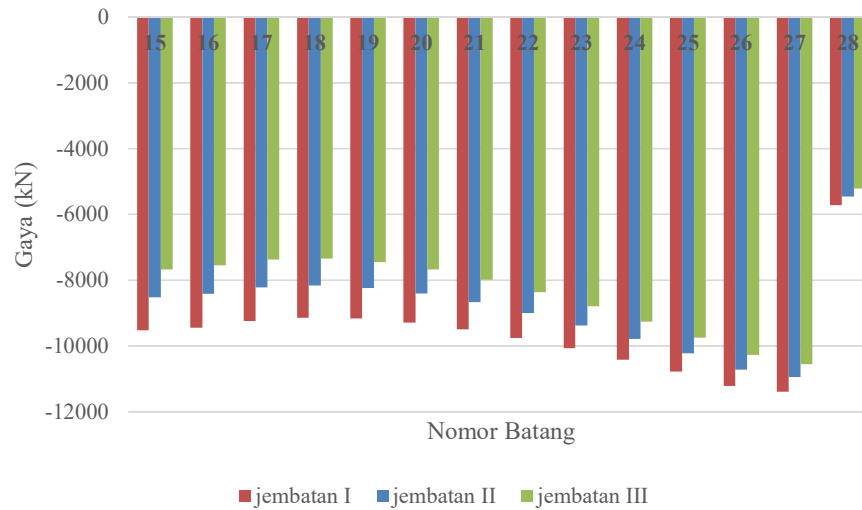
5.5.1 Respon Struktur

Berdasarkan hasil analisis dari program SAP 2000 diperoleh nilai-nilai gaya dalam pada struktur rangka utama akibat beban kombinasi. Perbandingan terhadap gaya-gaya dalam ini akan disajikan dalam bentuk grafik.

1. Perbandingan gaya aksial pada struktur rangka utama bagian tepi atas



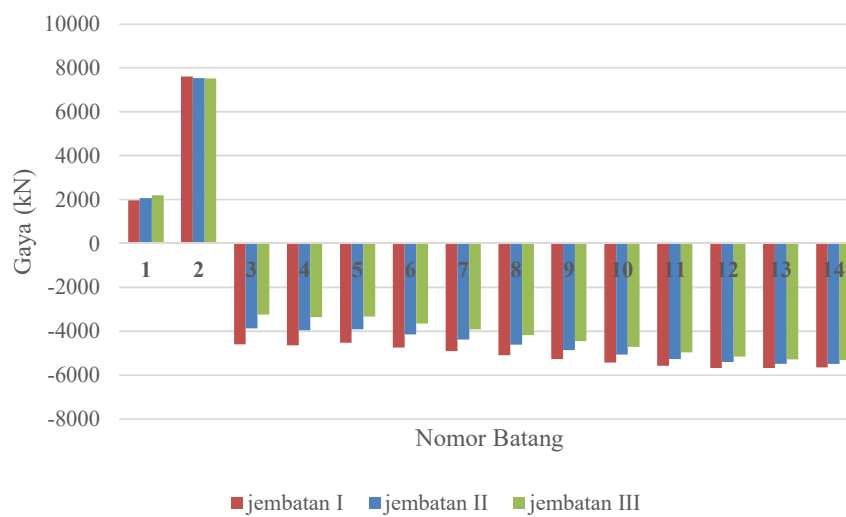
Gambar 5.46 Diagram Hubungan Nomor Batang dengan Gaya Aksial pada Struktur Rangka Utama Bagian Tepi Atas



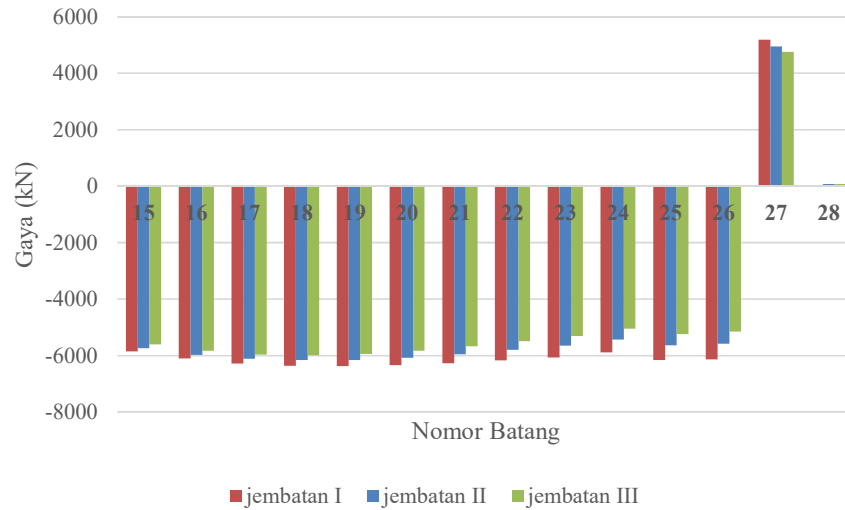
Gambar 5.46 Lanjutan

Grafik tersebut menunjukkan pengaruh tinggi busur terhadap gaya dalam. Semakin tinggi busur jembatan maka gaya aksial yang akan dihasilkan lebih kecil. Hal ini terlihat dari gaya-gaya dalam yang diperoleh pada tinggi busur 20 m lebih besar dari gaya-gaya dalam yang diperoleh pada tinggi busur 22 m. Pada tinggi busur 22 m nilai gaya-gaya dalam yang diperoleh lebih besar dari tinggi busur 24 m.

2. Perbandingan gaya aksial pada struktur rangka utama bagian tepi bawah



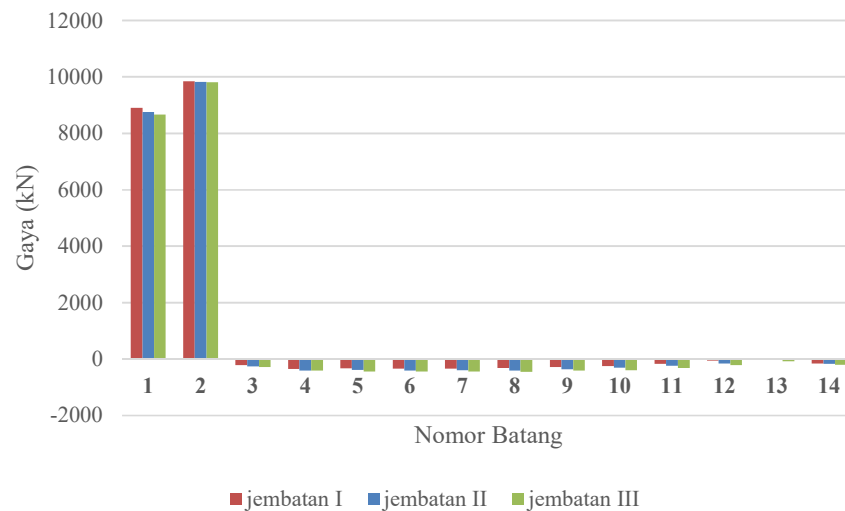
Gambar 5.47 Diagram Hubungan Nomor Batang dengan Gaya Aksial pada Struktur Rangka Utama Bagian Tepi Bawah



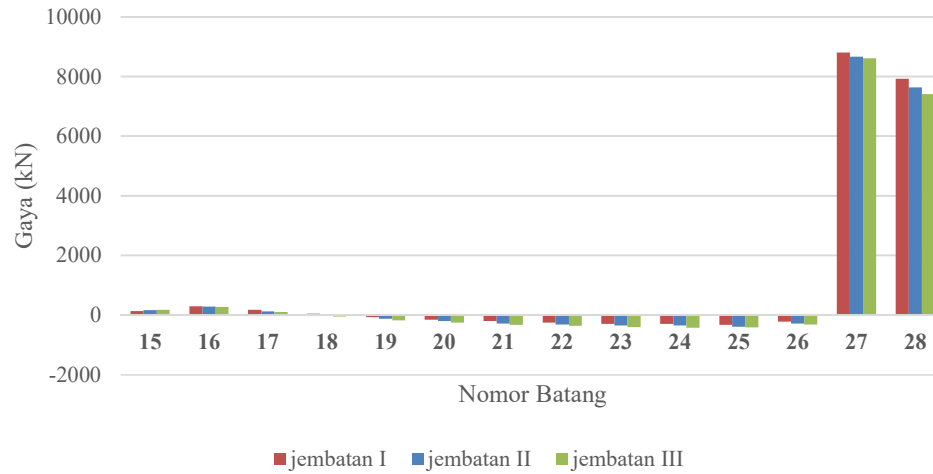
Gambar 5.47 Lanjutan

Grafik tersebut menunjukkan pengaruh tinggi busur terhadap gaya dalam. Semakin tinggi busur jembatan maka gaya aksial yang akan dihasilkan lebih kecil. Hal ini terlihat dari gaya aksial yang diperoleh pada tinggi busur 20 m lebih besar dari gaya aksial yang diperoleh pada tinggi busur 22 m. Pada tinggi busur 22 m nilai gaya aksial yang diperoleh lebih besar dari tinggi busur 24 m.

3. Perbandingan gaya aksial pada struktur rangka utama bagian diagonal



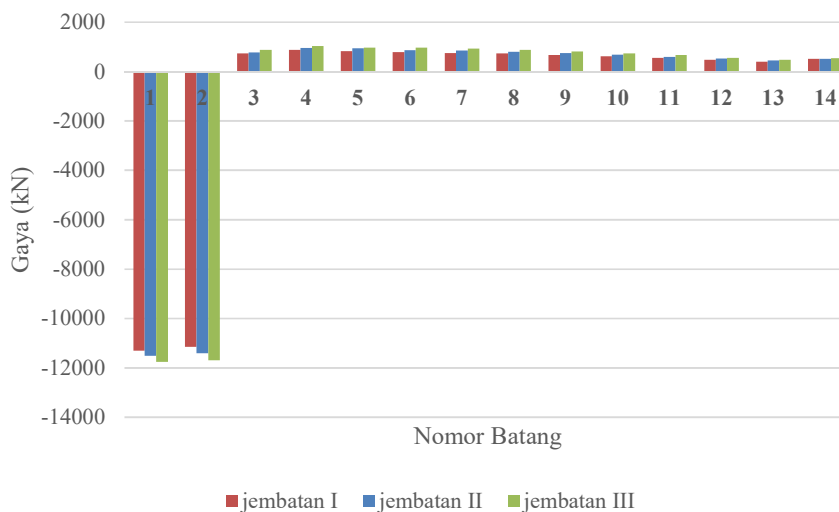
Gambar 5.48 Diagram Hubungan Nomor Batang dengan Gaya Aksial pada Struktur Rangka Utama Bagian Diagonal



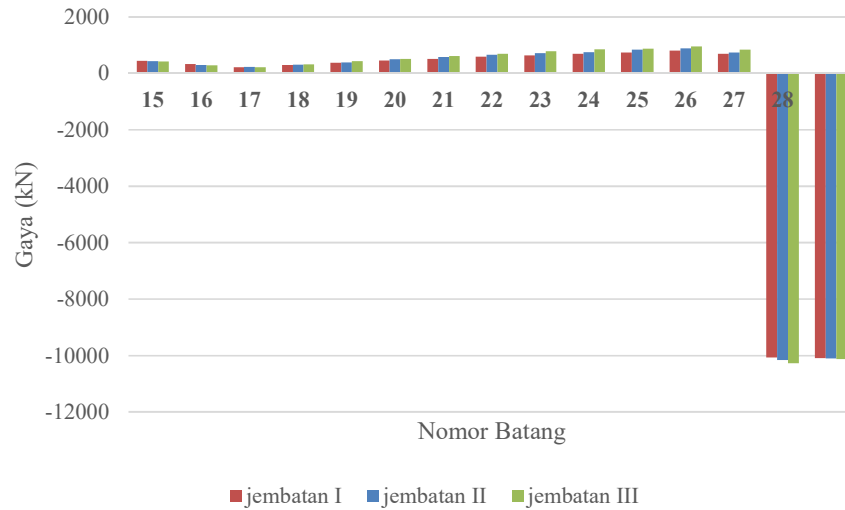
Gambar 5.48 Lanjutan

Grafik tersebut menunjukkan pengaruh tinggi busur terhadap gaya dalam. Semakin tinggi busur jembatan maka gaya aksial yang akan dihasilkan relatif lebih besar. Hal ini terlihat dari gaya aksial yang diperoleh pada tinggi busur 20 m lebih besar dari gaya aksial yang diperoleh pada tinggi busur 22 m. Pada tinggi busur 22 m nilai gaya aksial yang diperoleh lebih besar dari tinggi busur 24 m.

4. Perbandingan gaya aksial pada struktur rangka utama bagian kolom



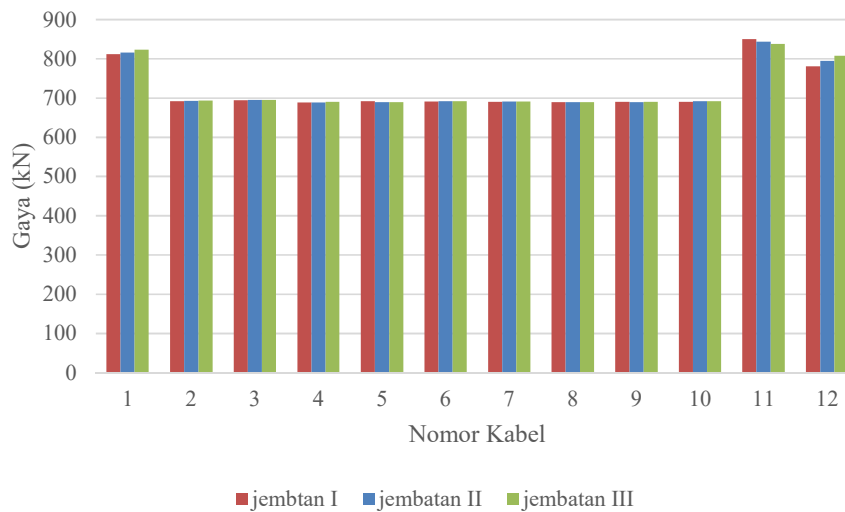
Gambar 5.49 Diagram Hubungan Nomor Batang dengan Gaya Aksial pada Struktur Rangka Utama Bagian Kolom



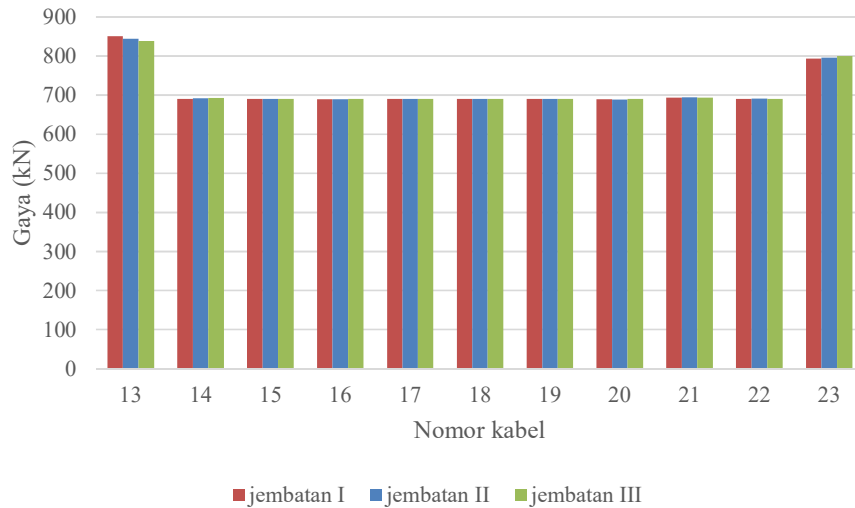
Gambar 5.49 Lanjutan

Grafik tersebut menunjukkan pengaruh tinggi busur terhadap gaya dalam. Semakin tinggi busur jembatan maka gaya aksial yang akan dihasilkan lebih besar. Hal ini terlihat dari gaya aksial yang diperoleh pada tinggi busur 20 m lebih kecil dari gaya aksial yang diperoleh pada tinggi busur 22 m. Pada tinggi busur 22 m nilai gaya aksial yang diperoleh lebih kecil dari tinggi busur 24 m.

5. Perbandingan gaya aksial pada kabel



Gambar 5.50 Diagram Hubungan Nomor Kabel dengan Gaya Tarik pada Kabel



Gambar 5.50 Lanjutan

Gambar 5.50 menunjukkan pola penyebaran gaya tarik pada setiap kabel untuk masing-masing jembatan. Berbeda dari gaya-gaya dalam pada rangka baja, pada gaya tarik kabel nilai yang diperoleh tidak memiliki perbedaan yang signifikan. Sehingga dari Gambar 5.50 tidak terlihat perbedaan gaya tarik pada ketiga model jembatan tersebut.

5.5.2 Hasil Desain

Berdasarkan hasil analisis dan desain yang telah dilakukan, maka perbandingan terhadap hasil desain berupa kebutuhan material akan disajikan dalam bentuk grafik.

1. Perbandingan kebutuhan material baja pada struktur utama bagian tepi atas

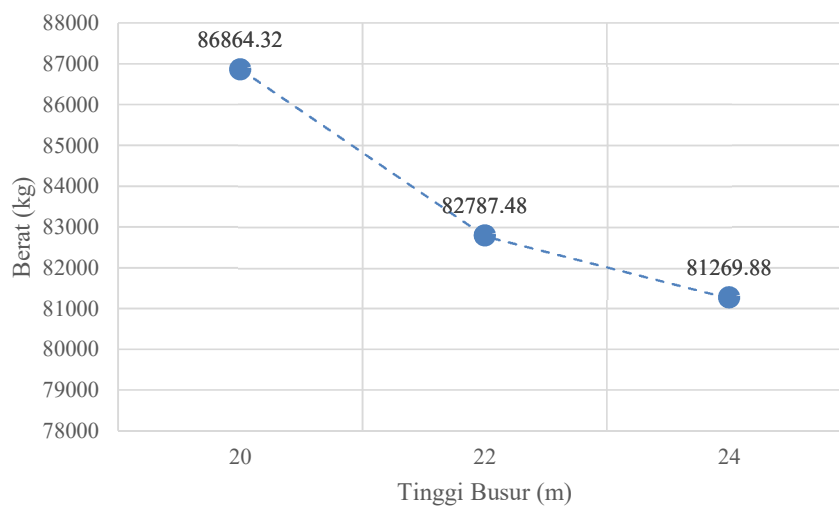
Setelah dilakukan analisis terhadap gaya aksial pada struktur utama bagian tepi atas dari hasil SAP 2000, selanjutnya dilakukan perhitungan terhadap kebutuhan berat baja pada masing-masing jembatan untuk mengetahui perbandingan kebutuhan berat baja. Hasil kebutuhan berat baja yang dibutuhkan pada bagian tepi atas dapat dilihat pada Tabel 5.27.

**Tabel 5.27 Rekapitulasi Kebutuhan Material Baja pada Struktur Utama
Bagian Tepi Atas**

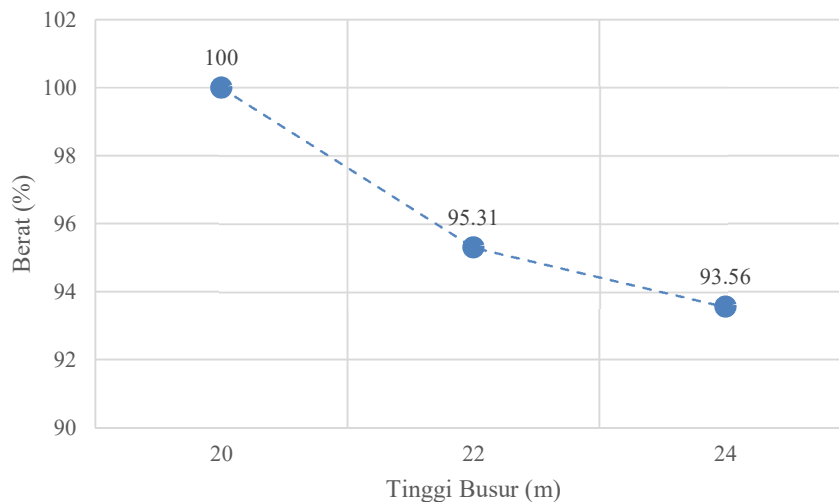
Kodefikasi	Jembatan I		Jembatan II		Jembatan III	
	Profil Baja	Berat (kg)	Profil Baja	Berat (kg)	Profil Baja	Berat (kg)
SR-A1-a	336 x 326	1338.64	332 x 324	1284.64	332 x 324	1317.19
SR-A1-b	336 x 326	1338.64	332 x 324	1284.64	332 x 324	1317.19
SR-A2-a	448 x 412	2069.55	438 x 417	2020.71	438 x 417	2069.57
SR-A2-b	448 x 412	2069.55	438 x 417	2020.71	438 x 417	2069.57
SR-A3-a	438 x 417	1947.42	438 x 417	1985.81	438 x 412	1925.6
SR-A3-b	438 x 417	1947.42	438 x 417	1985.81	438 x 412	1925.6
SR-A4-a	438 x 412	1819.36	438 x 412	1852.56	438 x 412	1882.44
SR-A4-b	438 x 412	1819.36	438 x 412	1852.56	438 x 412	1882.44
SR-A5-a	438 x 407	1701	428 x 417	1733.99	428 x 412	1668
SR-A5-b	438 x 407	1701	428 x 417	1733.99	428 x 412	1668
SR-A6-a	438 x 407	1675.8	428 x 412	1614	428 x 407	1542.35
SR-A6-b	438 x 407	1675.8	428 x 412	1614	428 x 407	1542.35
SR-A7-a	428 x 412	1575	428 x 407	1499.9	418 x 412	1433.8
SR-A7-b	428 x 412	1575	428 x 407	1499.9	418 x 412	1433.8
SR-A8-a	428 x 407	1468.77	418 x 412	1401.64	418 x 407	1322.77
SR-A8-b	428 x 407	1468.77	418 x 412	1401.64	418 x 407	1322.77
SR-A9-a	428 x 407	1454.62	418 x 407	1295.16	418 x 402	1219.65
SR-A9-b	428 x 407	1454.62	418 x 407	1295.16	418 x 402	1219.65
SR-A10-a	418 x 412	1364.12	418 x 407	1282.61	418 x 402	1205.55
SR-A10-b	418 x 412	1364.12	418 x 407	1282.61	418 x 402	1205.55
SR-A11-a	418 x 412	1356.08	418 x 402	1191.45	418 x 402	1193.8
SR-A11-b	418 x 412	1356.08	418 x 402	1191.45	418 x 402	1193.8
SR-A12-a	418 x 412	1348.04	418 x 402	1182.05	418 x 402	1184.4
SR-A12-b	418 x 412	1348.04	418 x 402	1182.05	418 x 402	1184.4
SR-A13-a	418 x 412	1342.68	418 x 402	1177.35	418 x 402	1177.35
SR-A13-b	418 x 412	1342.68	418 x 402	1177.35	418 x 402	1177.35
SR-A14-a	418 x 407	1255	418 x 402	1175	418 x 402	1175
SR-A14-b	418 x 407	1255	418 x 402	1175	418 x 402	1175
SR-A15-a	418 x 407	1255	418 x 402	1175	418 x 402	1175
SR-A15-b	418 x 407	1255	418 x 402	1175	418 x 402	1175
SR-A16-a	418 x 412	1342.68	418 x 402	1177.35	418 x 402	1177.35
SR-A16-b	418 x 412	1342.68	418 x 402	1177.35	418 x 402	1177.35
SR-A17-a	418 x 412	1348.04	418 x 402	1182.05	418 x 402	1184.4
SR-A17-b	418 x 412	1348.04	418 x 402	1182.05	418 x 402	1184.4
SR-A18-a	418 x 412	1356.08	418 x 402	1191.45	418 x 402	1193.8
SR-A18-b	418 x 412	1356.08	418 x 402	1191.45	418 x 402	1193.8

SR-A19-a	418 x 412	1364.12	418 x 407	1282.61	418 x 402	1205.55
SR-A19-b	418 x 412	1364.12	418 x 407	1282.61	418 x 402	1205.55
SR-A20-a	428 x 407	1454.62	418 x 407	1295.16	418 x 402	1219.65
SR-A20-b	428 x 407	1454.62	418 x 407	1295.16	418 x 402	1219.65
SR-A21-a	428 x 407	1468.77	418 x 412	1401.64	418 x 407	1322.77
SR-A21-b	428 x 407	1468.77	418 x 412	1401.64	418 x 407	1322.77
SR-A22-a	428 x 412	1575	428 x 407	1499.9	418 x 412	1433.8
SR-A22-b	428 x 412	1575	428 x 407	1499.9	418 x 412	1433.8
SR-A23-a	438 x 407	1675.8	428 x 412	1614	428 x 407	1542.35
SR-A23-b	438 x 407	1675.8	428 x 412	1614	428 x 407	1542.35
SR-A24-a	438 x 407	1701	428 x 417	1733.99	428 x 412	1668
SR-A24-b	438 x 407	1701	428 x 417	1733.99	428 x 412	1668
SR-A25-a	438 x 412	1819.36	438 x 412	1852.56	438 x 412	1882.44
SR-A25-b	438 x 412	1819.36	438 x 412	1852.56	438 x 412	1882.44
SR-A26-a	438 x 417	1947.42	438 x 417	1985.81	438 x 412	1925.6
SR-A26-b	438 x 417	1947.42	438 x 417	1985.81	438 x 412	1925.6
SR-A27-a	448 x 412	2069.55	438 x 417	2020.71	438 x 417	2069.57
SR-A27-b	448 x 412	2069.55	438 x 417	2020.71	438 x 417	2069.57
SR-A28-a	336 x 326	1338.64	332 x 324	1284.64	332 x 324	1317.19
SR-A28-b	336 x 326	1338.64	332 x 324	1284.64	332 x 324	1317.19
Total		86864.32		82787.48		81269.88

Berdasarkan Tabel 5.27, dapat digambarkan nilai kebutuhan material baja bagian tepi atas dan nilai persentase kebutuhan material baja bagian tepi atas. Gambar tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.51 dan Gambar 5.52.



Gambar 5.51 Grafik Hubungan Tinggi Busur dengan Berat Kebutuhan Material Baja pada Struktur Utama Bagian Tepi Atas



Gambar 5.52 Grafik Hubungan Tinggi Busur dengan Persentase Kebutuhan Material Baja pada Struktur Utama Bagian Tepi Atas

Berdasarkan grafik pengaruh tinggi busur dengan berat baja, menunjukkan bahwa kebutuhan berat baja menurun pada tinggi busur 22 m dan 24 m. Hal ini terjadi karena penurunan nilai gaya aksial yang diperoleh.

- Perbandingan kebutuhan material baja pada struktur utama bagian tepi bawah
Setelah dilakukan analisis terhadap gaya aksial pada struktur utama bagian tepi bawah dari hasil SAP 2000, selanjutnya dilakukan perhitungan terhadap kebutuhan berat baja pada masing-masing jembatan untuk mengetahui perbandingan kebutuhan berat baja. Hasil kebutuhan berat baja yang dibutuhkan pada bagian tepi bawah dapat dilihat pada Tabel 5.28.

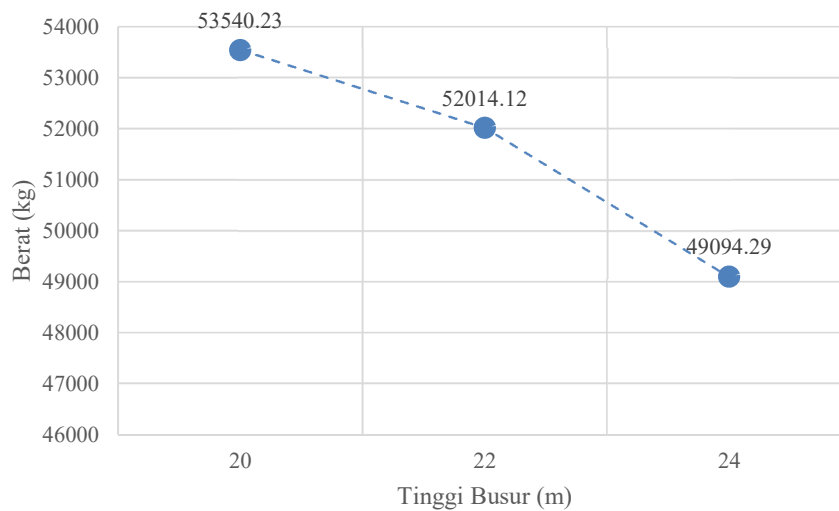
Tabel 5.28 Rekapitulasi Kebutuhan Material Baja pada Struktur Utama Bagian Tepi Bawah

Kodefikasi	Jembatan I		Jembatan II		Jembatan III	
	Profil Baja	Berat (kg)	Profil Baja	Berat (kg)	Profil Baja	Berat (kg)
SR-B1-a	210 x 207	495.618	212 x 208	568.62	300 x 308	772.382
SR-B1-b	210 x 207	495.618	212 x 208	568.62	300 x 308	772.382
SR-B2-a	348 x 332	1788.39	348 x 332	1888.83	348 x 332	2008.8
SR-B2-b	348 x 332	1788.39	348 x 332	1888.83	348 x 332	2008.8
SR-B3-a	318 x 317	966.59	316 x 316	953.16	308 x 312	793.8
SR-B3-b	318 x 317	966.59	316 x 316	953.16	308 x 312	793.8

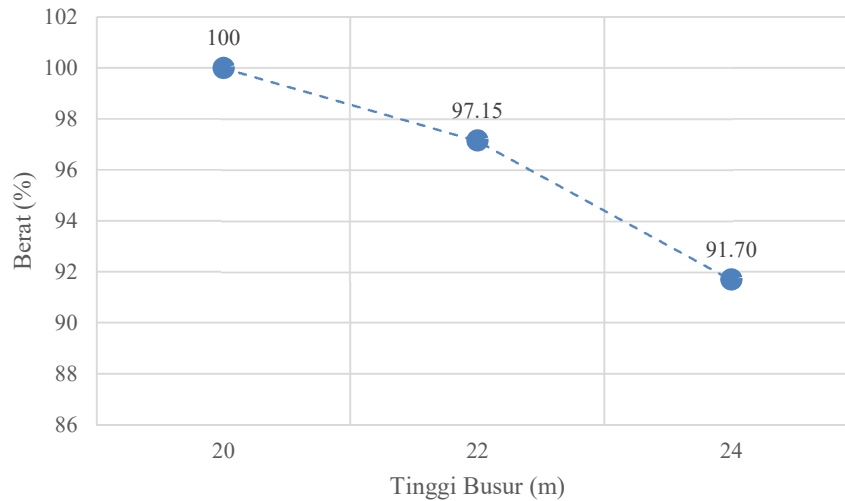
SR-B4-a	318 x 317	943.77	316 x 316	926.64	308 x 312	768.6
SR-B4-b	318 x 317	943.77	316 x 316	926.64	308 x 312	768.6
SR-B5-a	318 x 317	920.95	312 x 314	814.98	308 x 312	745.92
SR-B5-b	318 x 317	920.95	312 x 314	814.98	308 x 312	745.92
SR-B6-a	318 x 317	901.39	316 x 316	878.28	308 x 312	723.24
SR-B6-b	318 x 317	901.39	316 x 316	878.28	308 x 312	723.24
SR-B7-a	318 x 317	883.46	316 x 316	858	312 x 314	788.19
SR-B7-b	318 x 317	883.46	316 x 316	858	312 x 314	788.19
SR-B8-a	318 x 317	865.53	316 x 316	839.28	312 x 314	768.45
SR-B8-b	318 x 317	865.53	316 x 316	839.28	312 x 314	768.45
SR-B9-a	320 x 323	962.32	316 x 316	822.12	316 x 316	829.92
SR-B9-b	320 x 323	962.32	316 x 316	822.12	316 x 316	829.92
SR-B10-a	320 x 323	947.6	318 x 317	845.97	316 x 316	814.32
SR-B10-b	320 x 323	947.6	318 x 317	845.97	316 x 316	814.32
SR-B11-a	320 x 323	936.56	318 x 317	832.93	316 x 316	800.28
SR-B11-b	320 x 323	936.56	318 x 317	832.93	316 x 316	800.28
SR-B12-a	320 x 323	929.2	320 x 323	931.04	318 x 317	826.41
SR-B12-b	320 x 323	929.2	320 x 323	931.04	318 x 317	826.41
SR-B13-a	320 x 323	923.68	320 x 323	923.68	318 x 317	818.26
SR-B13-b	320 x 323	923.68	320 x 323	923.68	318 x 317	818.26
SR-B14-a	320 x 323	920	320 x 323	920	318 x 317	815
SR-B14-b	320 x 323	920	320 x 323	920	318 x 317	815
SR-B15-a	320 x 323	920	320 x 323	920	318 x 317	815
SR-B15-b	320 x 323	920	320 x 323	920	318 x 317	815
SR-B16-a	320 x 323	923.68	320 x 323	923.68	318 x 317	818.26
SR-B16-b	320 x 323	923.68	320 x 323	923.68	318 x 317	818.26
SR-B17-a	320 x 323	929.2	320 x 323	931.04	318 x 317	826.41
SR-B17-b	320 x 323	929.2	320 x 323	931.04	318 x 317	826.41
SR-B18-a	320 x 323	936.56	318 x 317	832.93	316 x 316	800.28
SR-B18-b	320 x 323	936.56	318 x 317	832.93	316 x 316	800.28
SR-B19-a	320 x 323	947.6	318 x 317	845.97	316 x 316	814.32
SR-B19-b	320 x 323	947.6	318 x 317	845.97	316 x 316	814.32
SR-B20-a	320 x 323	962.32	316 x 316	822.12	316 x 316	829.92
SR-B20-b	320 x 323	962.32	316 x 316	822.12	316 x 316	829.92
SR-B21-a	318 x 317	865.53	316 x 316	839.28	312 x 314	768.45
SR-B21-b	318 x 317	865.53	316 x 316	839.28	312 x 314	768.45
SR-B22-a	318 x 317	883.46	316 x 316	858	312 x 314	788.19
SR-B22-b	318 x 317	883.46	316 x 316	858	312 x 314	788.19
SR-B23-a	318 x 317	901.39	316 x 316	878.28	308 x 312	723.24
SR-B23-b	318 x 317	901.39	316 x 316	878.28	308 x 312	723.24
SR-B24-a	318 x 317	920.95	312 x 314	814.98	308 x 312	745.92

SR-B24-b	318 x 317	920.95	312 x 314	814.98	308 x 312	745.92
SR-B25-a	318 x 317	943.77	316 x 316	926.64	308 x 312	768.6
SR-B25-b	318 x 317	943.77	316 x 316	926.64	308 x 312	768.6
SR-B26-a	318 x 317	966.59	316 x 316	953.16	308 x 312	793.8
SR-B26-b	318 x 317	966.59	316 x 316	953.16	308 x 312	793.8
SR-B27-a	348 x 332	1788.39	348 x 332	1888.83	348 x 332	2008.8
SR-B27-b	348 x 332	1788.39	348 x 332	1888.83	348 x 332	2008.8
SR-B28-a	210 x 207	495.618	212 x 208	568.62	300 x 308	772.382
SR-B28-b	210 x 207	495.618	212 x 208	568.62	300 x 308	772.382
Total		53540.23		52014.12		49094.29

Berdasarkan Tabel 5.28, dapat digambarkan nilai kebutuhan material baja bagian tepi bawah dan nilai persentase kebutuhan material baja bagian tepi bawah. Gambar tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.53 dan Gambar 5.54.



Gambar 5.53 Grafik Hubungan Tinggi Busur dengan Berat Kebutuhan Material Baja pada Struktur Utama Bagian Tepi Bawah



Gambar 5.54 Grafik Hubungan Tinggi Busur dengan Persentase Kebutuhan Material Baja pada Struktur Utama Bagian Tepi Bawah

Berdasarkan grafik pengaruh tinggi busur dengan berat baja, menunjukkan bahwa kebutuhan berat baja terus menurun seiring meningkatnya tinggi busur jembatan. Hal ini terjadi karena gaya aksial pada batang bagian tepi bawah juga mengalami penurunan nilai.

3. Perbandingan kebutuhan material baja pada struktur utama bagian diagonal

Setelah dilakukan analisis terhadap gaya aksial pada struktur utama bagian diagonal dari hasil SAP 2000, selanjutnya dilakukan perhitungan terhadap kebutuhan berat baja pada masing-masing jembatan untuk mengetahui perbandingan kebutuhan berat baja. Hasil kebutuhan berat baja yang dibutuhkan pada bagian diagonal dapat dilihat pada Tabel 5.29.

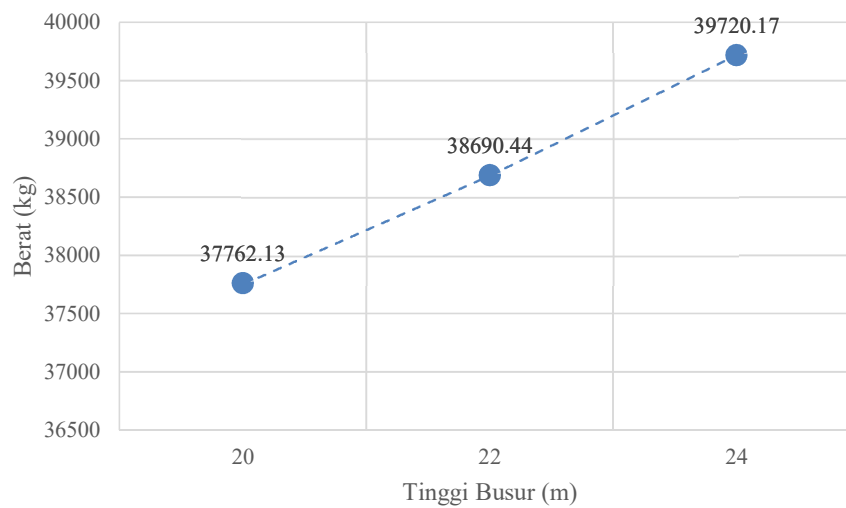
Tabel 5.29 Rekapitulasi Kebutuhan Material Baja pada Struktur Utama Bagian Diagonal

Kodefikasi	Jembatan I		Jembatan II		Jembatan III	
	Profil Baja	Berat (kg)	Profil Baja	Berat (kg)	Profil Baja	Berat (kg)
SR-D1-a	438 x 407	2712.15	438 x 407	2853.9	438 x 407	3020.85
SR-D1-b	438 x 407	2712.15	438 x 407	2853.9	438 x 407	3020.85
SR-D2-a	438 x 417	2694.28	438 x 417	2771.06	438 x 417	2844.35
SR-D2-b	438 x 417	2694.28	438 x 417	2771.06	438 x 417	2844.35
SR-D3-a	200 x 204	382.414	200 x 204	390.229	200 x 204	399.086

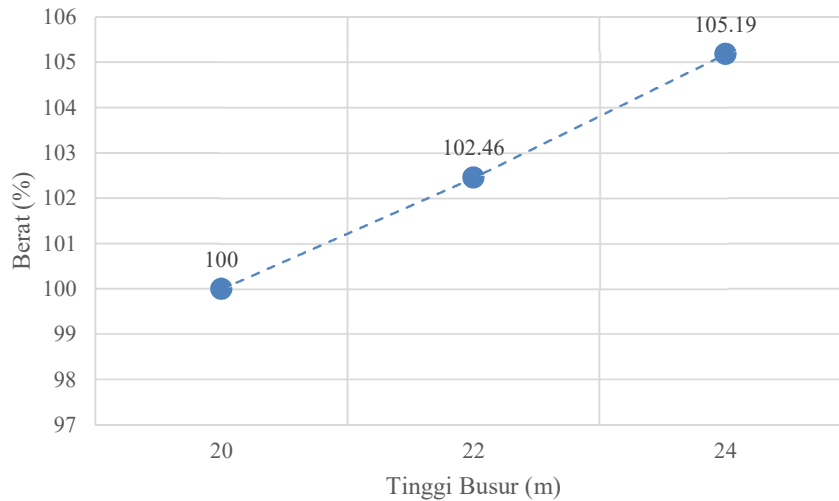
SR-D3-b	200 x 204	382.414	200 x 204	390.229	200 x 204	399.086
SR-D4-a	200 x 204	365.742	200 x 204	371.473	200 x 204	377.204
SR-D4-b	200 x 204	365.742	200 x 204	371.473	200 x 204	377.204
SR-D5-a	200 x 204	351.675	200 x 204	355.322	200 x 204	358.969
SR-D5-b	200 x 204	351.675	200 x 204	355.322	200 x 204	358.969
SR-D6-a	200 x 204	340.734	200 x 204	342.297	200 x 204	344.902
SR-D6-b	200 x 204	340.734	200 x 204	342.297	200 x 204	344.902
SR-D7-a	200 x 204	331.877	200 x 204	332.919	200 x 204	333.961
SR-D7-b	200 x 204	331.877	200 x 204	332.919	200 x 204	333.961
SR-D8-a	200 x 204	325.625	200 x 204	325.625	200 x 204	325.625
SR-D8-b	200 x 204	325.625	200 x 204	325.625	200 x 204	325.625
SR-D9-a	200 x 204	321.457	200 x 204	320.936	200 x 204	320.415
SR-D9-b	200 x 204	321.457	200 x 204	320.936	200 x 204	320.415
SR-D10-a	200 x 204	319.373	200 x 204	318.331	200 x 204	317.289
SR-D10-b	200 x 204	319.373	200 x 204	318.331	200 x 204	317.289
SR-D11-a	200 x 204	319.373	200 x 204	317.81	200 x 204	316.768
SR-D11-b	200 x 204	319.373	200 x 204	317.81	200 x 204	316.768
SR-D12-a	200 x 204	321.457	200 x 204	319.373	200 x 204	318.331
SR-D12-b	200 x 204	321.457	200 x 204	319.373	200 x 204	318.331
SR-D13-a	200 x 204	324.583	200 x 204	323.541	200 x 204	323.02
SR-D13-b	200 x 204	324.583	200 x 204	323.541	200 x 204	323.02
SR-D14-a	200 x 204	329.793	200 x 204	329.793	200 x 204	329.272
SR-D14-b	200 x 204	329.793	200 x 204	329.793	200 x 204	329.272
SR-D15-a	200 x 204	329.793	200 x 204	329.793	200 x 204	329.272
SR-D15-b	200 x 204	329.793	200 x 204	329.793	200 x 204	329.272
SR-D16-a	200 x 204	324.583	200 x 204	323.541	200 x 204	323.02
SR-D16-b	200 x 204	324.583	200 x 204	323.541	200 x 204	323.02
SR-D17-a	200 x 204	321.457	200 x 204	319.373	200 x 204	318.331
SR-D17-b	200 x 204	321.457	200 x 204	319.373	200 x 204	318.331
SR-D18-a	200 x 204	319.373	200 x 204	317.81	200 x 204	316.768
SR-D18-b	200 x 204	319.373	200 x 204	317.81	200 x 204	316.768
SR-D19-a	200 x 204	319.373	200 x 204	318.331	200 x 204	317.289
SR-D19-b	200 x 204	319.373	200 x 204	318.331	200 x 204	317.289
SR-D20-a	200 x 204	321.457	200 x 204	320.936	200 x 204	320.415
SR-D20-b	200 x 204	321.457	200 x 204	320.936	200 x 204	320.415
SR-D21-a	200 x 204	325.625	200 x 204	325.625	200 x 204	325.625
SR-D21-b	200 x 204	325.625	200 x 204	325.625	200 x 204	325.625
SR-D22-a	200 x 204	331.877	200 x 204	332.919	200 x 204	333.961
SR-D22-b	200 x 204	331.877	200 x 204	332.919	200 x 204	333.961
SR-D23-a	200 x 204	340.734	200 x 204	342.297	200 x 204	344.902
SR-D23-b	200 x 204	340.734	200 x 204	342.297	200 x 204	344.902

SR-D24-a	200 x 204	351.675	200 x 204	355.322	200 x 204	358.969
SR-D24-b	200 x 204	351.675	200 x 204	355.322	200 x 204	358.969
SR-D25-a	200 x 204	365.742	200 x 204	371.473	200 x 204	377.204
SR-D25-b	200 x 204	365.742	200 x 204	371.473	200 x 204	377.204
SR-D26-a	200 x 204	382.414	200 x 204	390.229	200 x 204	399.086
SR-D26-b	200 x 204	382.414	200 x 204	390.229	200 x 204	399.086
SR-D27-a	438 x 417	2694.28	438 x 417	2771.06	438 x 417	2844.35
SR-D27-b	438 x 417	2694.28	438 x 417	2771.06	438 x 417	2844.35
SR-D28-a	438 x 407	2712.15	438 x 407	2853.9	438 x 407	3020.85
SR-D28-b	438 x 407	2712.15	438 x 407	2853.9	438 x 407	3020.85
Total		37762.13		38690.44		39720.168

Berdasarkan Tabel 5.29, dapat digambarkan nilai kebutuhan material baja bagian diagonal dan nilai persentase kebutuhan material baja bagian diagonal. Gambar tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.55 dan Gambar 5.56.



Gambar 5.55 Grafik Hubungan Tinggi Busur dengan Berat Kebutuhan Material Baja pada Struktur Utama Bagian Diagonal



Gambar 5.56 Grafik Hubungan Tinggi Busur dengan Persentase Kebutuhan Material Baja pada Struktur Utama Bagian Diagonal

Berdasarkan grafik pengaruh tinggi busur dengan berat baja, menunjukkan bahwa kebutuhan berat baja terus meningkat seiring meningkatnya tinggi busur jembatan. Hal ini terjadi karena gaya aksial pada batang bagian diagonal juga mengalami kenaikan nilai.

4. Perbandingan kebutuhan material baja pada struktur utama bagian kolom

Setelah dilakukan analisis terhadap gaya aksial pada struktur utama bagian kolom dari hasil SAP 2000, selanjutnya dilakukan perhitungan terhadap kebutuhan berat baja pada masing-masing jembatan untuk mengetahui perbandingan kebutuhan berat baja. Hasil kebutuhan berat baja yang dibutuhkan pada bagian kolom dapat dilihat pada Tabel 5.30.

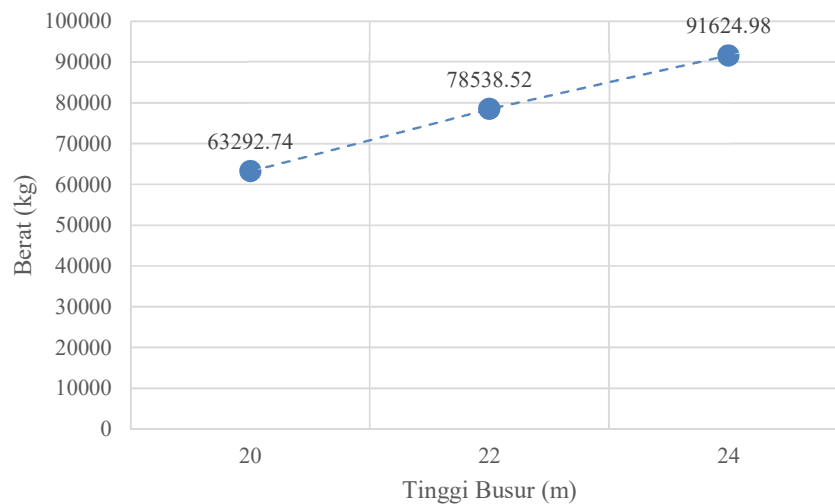
Tabel 5.30 Rekapitulasi Kebutuhan Material Baja pada Struktur Utama Bagian Kolom

Kodefikasi	Jembatan I		Jembatan II		Jembatan III	
	Profil Baja	Berat (kg)	Profil Baja	Berat (kg)	Profil Baja	Berat (kg)
SR-K1-a	508 x 427	7162.62	518 x 452	9703.98	612 x 495	11271.24
SR-K1-b	508 x 427	7162.62	518 x 452	9703.98	612 x 495	11271.24
SR-K2-a	468 x 432	4979.7	488 x 432	6126.83	498 x 447	7704.06
SR-K2-b	468 x 432	4979.7	488 x 432	6126.83	498 x 447	7704.06
SR-K3-a	200 x 204	446.497	200 x 204	473.589	200 x 204	501.723

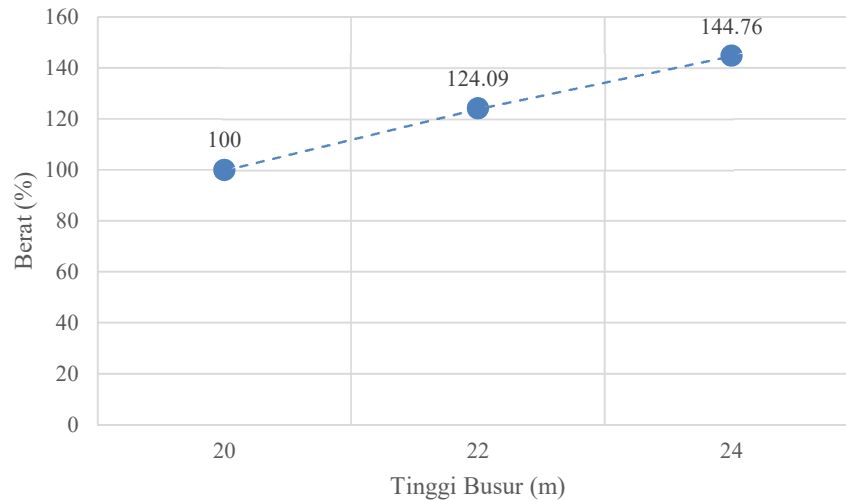
SR-K3-b	200 x 204	446.497	200 x 204	473.589	200 x 204	501.723
SR-K4-a	200 x 204	408.985	200 x 204	431.909	200 x 204	455.354
SR-K4-b	200 x 204	408.985	200 x 204	431.909	200 x 204	455.354
SR-K5-a	200 x 204	374.078	200 x 204	393.355	200 x 204	412.111
SR-K5-b	200 x 204	374.078	200 x 204	393.355	200 x 204	412.111
SR-K6-a	200 x 204	342.297	200 x 204	357.406	200 x 204	373.557
SR-K6-b	200 x 204	342.297	200 x 204	357.406	200 x 204	373.557
SR-K7-a	200 x 204	314.163	200 x 204	326.667	200 x 204	339.171
SR-K7-b	200 x 204	314.163	200 x 204	326.667	200 x 204	339.171
SR-K8-a	200 x 204	289.676	200 x 204	299.054	200 x 204	308.432
SR-K8-b	200 x 204	289.676	200 x 204	299.054	200 x 204	308.432
SR-K9-a	200 x 204	267.794	200 x 204	275.088	200 x 204	281.861
SR-K9-b	200 x 204	267.794	200 x 204	275.088	200 x 204	281.861
SR-K10-a	200 x 204	249.559	200 x 204	254.769	200 x 204	259.458
SR-K10-b	200 x 204	249.559	200 x 204	254.769	200 x 204	259.458
SR-K11-a	200 x 204	234.971	200 x 204	237.576	200 x 204	241.223
SR-K11-b	200 x 204	234.971	200 x 204	237.576	200 x 204	241.223
SR-K12-a	200 x 204	223.509	200 x 204	224.551	200 x 204	226.635
SR-K12-b	200 x 204	223.509	200 x 204	224.551	200 x 204	226.635
SR-K13-a	200 x 204	215.173	200 x 204	215.694	200 x 204	216.736
SR-K13-b	200 x 204	215.173	200 x 204	215.694	200 x 204	216.736
SR-K14-a	200 x 204	209.963	200 x 204	209.963	200 x 204	210.484
SR-K14-b	200 x 204	209.963	200 x 204	209.963	200 x 204	210.484
SR-K15-a	200 x 204	208.4	200 x 204	208.4	200 x 204	208.4
SR-K15-b	200 x 204	208.4	200 x 204	208.4	200 x 204	208.4
SR-K16-a	200 x 204	209.963	200 x 204	209.963	200 x 204	210.484
SR-K16-b	200 x 204	209.963	200 x 204	209.963	200 x 204	210.484
SR-K17-a	200 x 204	215.173	200 x 204	215.694	200 x 204	216.736
SR-K17-b	200 x 204	215.173	200 x 204	215.694	200 x 204	216.736
SR-K18-a	200 x 204	223.509	200 x 204	224.551	200 x 204	226.635
SR-K18-b	200 x 204	223.509	200 x 204	224.551	200 x 204	226.635
SR-K19-a	200 x 204	234.971	200 x 204	237.576	200 x 204	241.223
SR-K19-b	200 x 204	234.971	200 x 204	237.576	200 x 204	241.223
SR-K20-a	200 x 204	249.559	200 x 204	254.769	200 x 204	259.458
SR-K20-b	200 x 204	249.559	200 x 204	254.769	200 x 204	259.458
SR-K21-a	200 x 204	267.794	200 x 204	275.088	200 x 204	281.861
SR-K21-b	200 x 204	267.794	200 x 204	275.088	200 x 204	281.861
SR-K22-a	200 x 204	289.676	200 x 204	299.054	200 x 204	308.432
SR-K22-b	200 x 204	289.676	200 x 204	299.054	200 x 204	308.432
SR-K23-a	200 x 204	314.163	200 x 204	326.667	200 x 204	339.171
SR-K23-b	200 x 204	314.163	200 x 204	326.667	200 x 204	339.171

SR-K24-a	200 x 204	342.297	200 x 204	357.406	200 x 204	373.557
SR-K24-b	200 x 204	342.297	200 x 204	357.406	200 x 204	373.557
SR-K25-a	200 x 204	374.078	200 x 204	393.355	200 x 204	412.111
SR-K25-b	200 x 204	374.078	200 x 204	393.355	200 x 204	412.111
SR-K26-a	200 x 204	408.985	200 x 204	431.909	200 x 204	455.354
SR-K26-b	200 x 204	408.985	200 x 204	431.909	200 x 204	455.354
SR-K27-a	200 x 204	446.497	200 x 204	473.589	200 x 204	501.723
SR-K27-b	200 x 204	446.497	200 x 204	473.589	200 x 204	501.723
SR-K28-a	468 x 432	4979.7	488 x 432	6126.83	498 x 447	7704.06
SR-K28-b	468 x 432	4979.7	488 x 432	6126.83	498 x 447	7704.06
SR-K29-a	508 x 427	7162.62	518 x 452	9703.98	612 x 495	11271.24
SR-K29-b	508 x 427	7162.62	518 x 452	9703.98	612 x 495	11271.24
Total		63292.74		78538.524		91624.98

Berdasarkan Tabel 5.30, dapat digambarkan nilai kebutuhan material baja bagian kolom dan nilai persentase kebutuhan material baja bagian kolom. Gambar tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.57 dan Gambar 5.58.



Gambar 5.57 Grafik Hubungan Tinggi Busur dengan Berat Kebutuhan Material Baja pada Struktur Utama Bagian Kolom

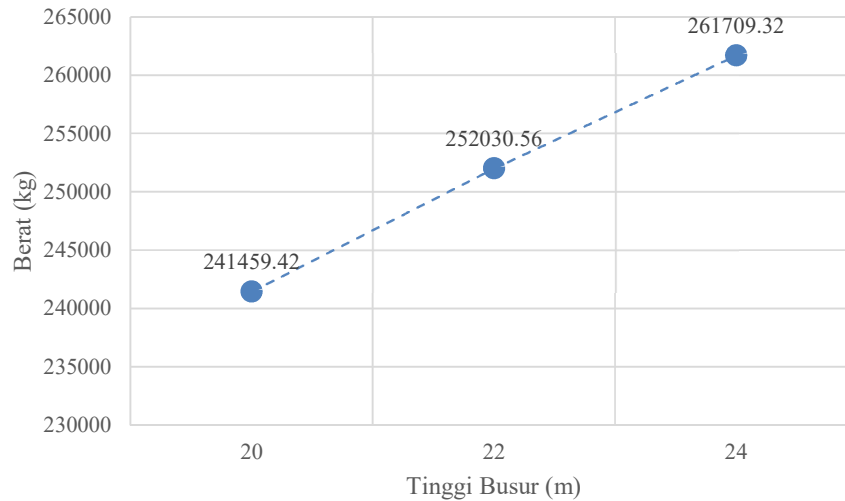


Gambar 5.58 Grafik Hubungan Tinggi Busur dengan Persentase Kebutuhan Material Baja pada Struktur Utama Bagian Kolom

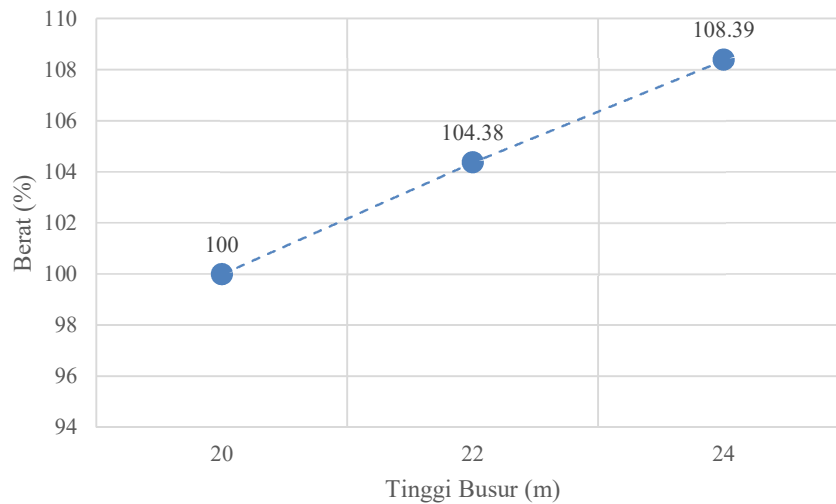
Berdasarkan grafik pengaruh tinggi busur dengan berat baja, menunjukkan bahwa kebutuhan berat baja terus meningkat seiring meningkatnya tinggi busur jembatan. Hal ini terjadi karena gaya aksial pada batang bagian diagonal juga mengalami kenaikan nilai.

5. Perbandingan kebutuhan total material baja pada rangka baja jembatan

Dari penjumlahan kebutuhan baja bagian tepi atas, bagian tepi bawah, diagonal, dan kolom diperoleh kebutuhan total baja pada jembatan. Grafik perbandingan kebutuhan total baja dapat dilihat pada Gambar 5.59 dan Gambar 5.60.



Gambar 5.59 Grafik Hubungan Tinggi Busur dengan Berat Kebutuhan Total Material Baja pada Rangka Baja Jembatan



Gambar 5.60 Grafik Hubungan Tinggi Busur dengan Persentase Kebutuhan Total Material Baja pada Rangka Baja Jembatan

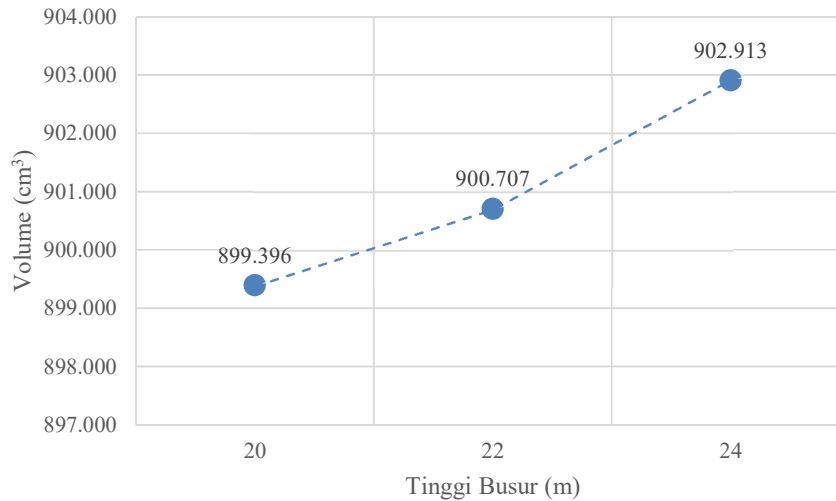
6. Perbandingan kebutuhan material kabel pada struktur kabel

Setelah dilakukan analisis terhadap gaya aksial pada kabel dari hasil SAP 2000, selanjutnya dilakukan perhitungan terhadap kebutuhan volume kabel pada masing-masing jembatan untuk mengetahui perbandingan kebutuhan kabel. Hasil kebutuhan kabel pada masing-masing jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.31.

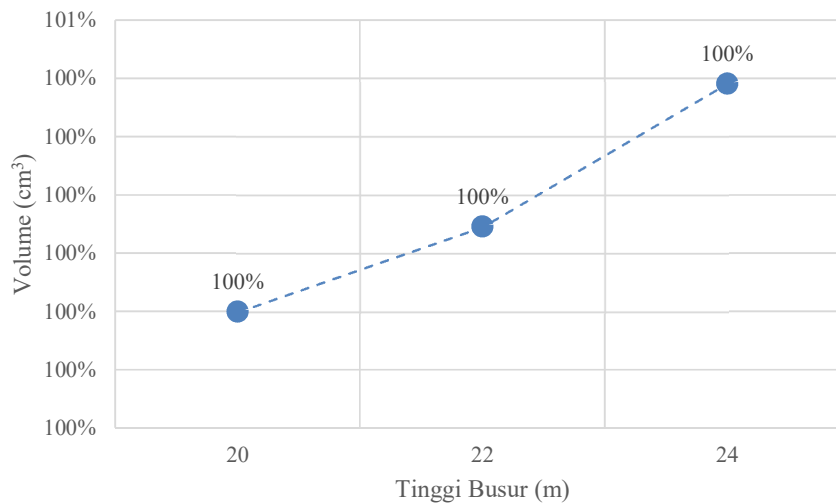
Tabel 5.31 Rekapitulasi Kebutuhan Kabel pada Jembatan

Kodefikasi	Jembatan I		Jembatan II		Jembatan III	
	n strand	Volume (cm ³)	n strand	Volume (cm ³)	n strand	Volume (cm ³)
CA-1	3	52.54	3	53.26	3	54.42
CA-2	3	35.27	3	35.39	3	35.39
CA-3	3	35.58	3	35.66	3	35.59
CA-4	3	34.88	3	34.86	3	35.04
CA-5	3	35.23	3	34.98	3	34.97
CA-6	3	35.17	3	35.22	3	35.29
CA-7	3	35.01	3	35.13	3	35.11
CA-8	3	34.93	3	34.93	3	34.97
CA-9	3	35.09	3	34.97	3	35.03
CA-10	3	35.09	3	35.23	3	35.29
CA-11	3	58.98	3	57.89	3	56.83
CA-12	3	47.73	3	49.81	3	51.84
CA-13	3	59.03	3	57.95	3	56.91
CA-14	3	35.09	3	35.24	3	35.31
CA-15	3	35.07	3	34.98	3	35.04
CA-16	3	34.88	3	34.89	3	34.90
CA-17	3	34.92	3	34.99	3	34.97
CA-18	3	34.99	3	35.01	3	35.04
CA-19	3	34.92	3	34.94	3	34.93
CA-20	3	34.81	3	34.77	3	34.93
CA-21	3	35.44	3	35.52	3	35.42
CA-22	3	35.05	3	35.11	3	35.08
CA-23	3	49.67	3	49.99	3	50.63
Total		899.396		900.707		902.913

Berdasarkan tabel diatas, dapat digambarkan nilai kebutuhan material kabel dan nilai persentase kebutuhan material kabel. Gambar tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.61 dan Gambar 5.62.



Gambar 5.61 Grafik Hubungan Tinggi Busur dengan Berat Kebutuhan Material Kabel pada Struktur Kabel



Gambar 5.62 Grafik Hubungan Tinggi Busur dengan Persentase Kebutuhan Material Kabel pada Struktur Kabel

Berdasarkan grafik pengaruh tinggi busur dengan volume kebutuhan kabel, menunjukkan bahwa kebutuhan volume kabel terus meningkat seiring meningkatnya tinggi busur jembatan. Hal ini karena gaya aksial pada kabel mengalami peningkatan nilai seiring bertambahnya tinggi busur.