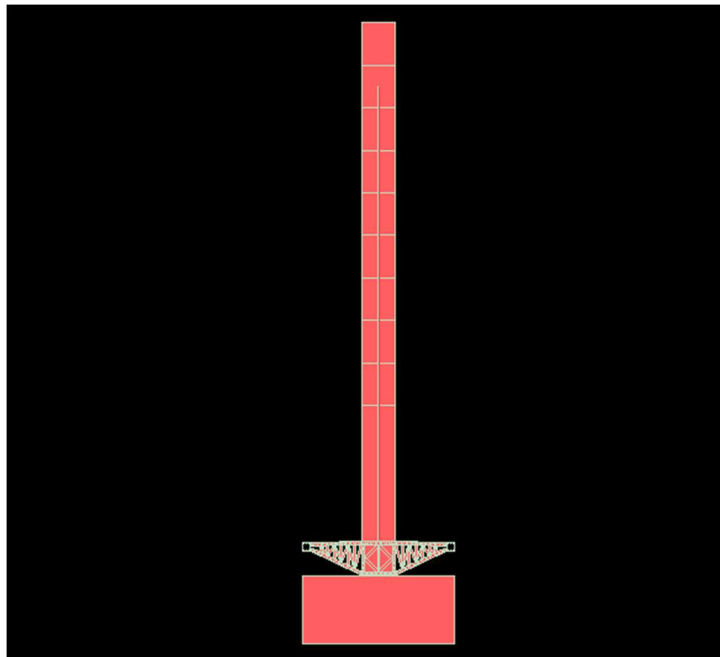
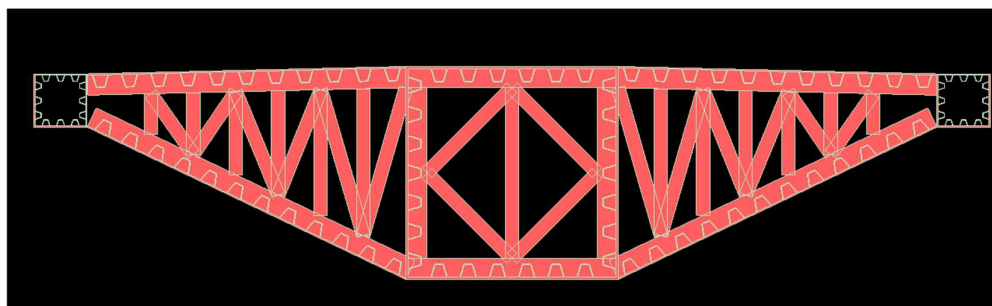


Gambar 4.4 - Tampak memanjang jembatan



Gambar 4.5 - Tampak melintang jembatan



Gambar 4.6 - *Cross section deck* jembatan

4.2.1 Pembebanan

- Beban Mati (*Selfweight*)

Untuk beban mati (*Selfweight*) dihitung menggunakan software Midas Civil, dengan faktor beban 1,1 mempertimbangkan tambahan las dan sambungan pada struktur.

- Beban Mati Tambahan

- Aspal

$$q_{\text{aspal}} = 22 \cdot 0,05 \cdot 6 = 6,6 \text{ kN/m}$$

- Trotoar

$$q_{\text{trotoar}} = 24 \cdot 0,25 \cdot 1 = 6 \text{ kN/m}$$

- Median

$$\text{Median} = 24 \cdot 0,25 \cdot 4 = 24 \text{ kN/m}$$

- Beban Hidup

BTR

$$L > 30 \text{ m} \longrightarrow q = 9 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right)$$

$$q = 9 \left(0,5 + \frac{15}{260} \right)$$

$$q = 5,019 \text{ kN/m}^2$$

sehingga: $q_{\text{btr}} = 5,019 \times 6 = 30,115 \text{ kN/m}$

BGT

$$P = 49 \text{ kN/m} \times 1,3 = 63,7 \text{ kN/m}$$

- Beban Rem (TB)

$$\text{TB1} = 25\%(225) = 56,25 \text{ kN}$$

$$\text{TB2} = 5\%(260 \cdot 12 \cdot 5,019) = 808 \text{ kN}$$

TB2 > TB1, Sehingga digunakan TB2.

Diketahui lengan momen = 1,8 m, sehingga:

$$\text{MB} = 1,8 \cdot 808 = 1454,4 \text{ kNm}$$

- Beban Pejalan Kaki (TP)
TP = 5 kN/m²

- Beban Angin Pada Struktur

Diambil nilai $V_B = 90$ km/jam

- Beban angin pada girder

$Z = 80 \text{ m} < 10 \text{ m}$, sehingga $VDZ = VB$

PB1 = 0,0024 MPa (untuk gelagar)

$$PD = PB \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2$$

$$PD = 0,0024 \left(\frac{90}{90} \right)^2 = 0,0024 \text{ MPa}$$

Pada Box Samping = PD . 1000 = 2,4 N/mm

Pada gelagar = PD . 7134,396 = 17,123 N/mm

- Beban angin pada menara

$$VD = 2,5 V_{10} \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Dengan:

Z = 36500 mm (Elevasi rata-rata menara dari permukaan air)

Z₀ = 2500 mm (daerah kota)

V₀ = 19,3 km/jam (daerah kota)

V₁₀ = 90 km/jam (diambil sama dengan nilai V_B)

Sehingga:

$$VD = 2,5 \times 19,3 \times \left(\frac{90}{90} \right) \ln \left(\frac{36500}{2500} \right)$$

VD = 198,922 km/jam

PB2 = 0,0036 MPa (untuk menara)

Kemudian dihitung nilai PD untuk menara sebagai berikut:

$$PD = PB \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2$$

$$PD = 0,0036 \left(\frac{198,922}{90} \right)^2 = 0,0176 \text{ MPa}$$

$$\text{Lebar menara} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Menara} = 5500 \text{ mm}$$

Sehingga:

$$PX = 4000 \cdot 0,0176 = 70,347 \text{ N/mm}$$

$$PY = 5500 \cdot 0,0176 = 96,727 \text{ N/mm}$$

- Beban Angin pada Kendaraan

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

- Beban Suhu

- Beban temperatur merata

$$Eun = 40 \text{ }^\circ\text{C} \text{ (Tabel 18 SNI 1725 Tahun 2019)}$$

- Beban temperatur gradien

Beban temperature gradien diambil berdasarkan tabel 20 SNI 1725 Tahun 2019.

$$T1 = 12 \text{ }^\circ\text{C} \text{ (< 500 m di atas permukaan laut)}$$

$$T2 = 8 \text{ }^\circ\text{C} \text{ (< 500 m di atas permukaan laut)}$$

4.2.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diambil berdasarkan Tabel 1 SNI 1725 2016, serta menggunakan konfigurasi beban untuk jembatan cable stayed dalam Peraturan PU No. 08/SE/M/2015. Dengan kombinasi yang digunakan dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Kuat 1} & : 1,1 \text{ MS} + 2\text{MA} + 2\text{BGT} + 2\text{BTR} + 2\text{TT} + 2 \text{ TB} + 2\text{TP} \\ & + 0,5\text{EUn} + 0,5\text{TG} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat 2} & : 1,1 \text{ MS} + 2\text{MA} + 2\text{BGT} + 2\text{BTR} + 2\text{TT} + 2 \text{ TB} + 2\text{TP} \\ & + 0,5\text{EUn} + 0,5\text{TG} \end{aligned}$$

- Kuat 3 : 1,1 MS + 2MA +1,4 EWs +0,5EUn + 0,5 TG
- Kuat 4 : 1,1 MS + 2 MA + 0,5EUn + 0,5TG
- Kuat 5 : 1,1 MS + 2 MA + 0,4 EWs + 1EWL + 0,5 EUn +0,5 TG
- Ekstrem I : 1,1 MS +2 MA + 0,5 BGT + 0,5 BTR +0,5 TT + 0,5 TB
+0,5 TP +1EQ
- Ekstrem II : 1,1 MS + 2 MA + 0,5 BGT + 0,5 BTR + 0,5 TT + 0,5 TB
+ 0,5 TP

Kombinasi pembenanan tersebut kemudian disesuaikan untuk masing konfigurasi beban seperti yang tertera dalam Peraturan PU No. 08/SE/M/2015.

4.2.3 Beban Gempa

Untuk menentukan klasifikasi situs tanah, digunakan sampel RSUD Muara Teweh, yang lokasinya berdekatan dengan jembatan Hasan Basri Muara teweh.

Tabel 4.6 - Data NSPT

No	Kedalaman (m)	Tebal/ ti (m)	Nilai SPT/Ni	ti/Ni
1	0	0	0	0,000
2	1	1	8	0,125
3	2	1	6	0,167
4	3	1	7	0,143
5	4	1	10	0,100
6	5	1	26	0,038
7	6	1	27	0,037
8	7	1	56	0,018
9	8	1	94	0,011
10	9	1	50	0,020
11	10	1	35	0,029

12	11	1	60	0,017
13	12	1	80	0,013
14	13	1	100	0,010
15	14,8	0,8	187	0,004
Jumlah		13,8		0,731

$$N = \frac{\sum_{i=1}^m ti}{\sum_{i=1}^m \frac{ti}{Ni}} = \frac{13,8}{0,731} = 18,89$$

$N = 18 > 15$ sehingga masuk ke dalam klasifikasi situs tanah sedang (SD)

Data koefisien gempa dan tabel respon spectrum di peroleh dari website w3.puskim.pu.go.id dengan memasukan koordinat lokasi jembatan Hasan Basri Muara Teweh.

Program Respons Spektra Peta Gempa Indonesia 2019
(C) Copyright Puskim-PusGeN-ESRC, 2019-2020

Nama Kota : muara teweh
Bujur / Longitude : 114.8840749 Degrees
Lintang / Latitude : -0.9656643 Degrees

Kelas Situs : SD - Tanah Sedang

PGA = 0,065756 g
PGAm = 0,105210 g
CRs = 0,000000
CRl = 0,000000
Ss = 0,120775 g
Sl = 0,059706 g
TL = 16,000000 detik
Fa = 1,600000
Fv = 2,400000
Sms = 0,193241 g
Sml = 0,143295 g
Sds = 0,128827 g
Sdl = 0,095530 g
T0 = 0,148307 detik
Ts = 0,741535 detik

Gambar 4.7 – Data koefisien gempa dan respon spektrum

4.3 Analisa Struktur

4.3.1 Analisa *Top Orthotropic Plate*

1. Hasil Analisa Struktur
Tekan Maksimum

Tabel 4.7 – Tekan maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3471	Kuat I - 1 konf 2	3/4	-2500360	980	42100
3471	Kuat I - 1 konf 2	1/4	-2500360	-980	-42090
3471	Kuat I - 1 konf 2	2/4	-2500360	0	0

Mx (N.mm)	My (N.mm)
78880000	1840000
78920000	1840000
105220000	2450000

Tarik Maksimum

Tabel 4.8 – Tarik maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3469	Eks II - 54 Konf 4	I[3240]	275060	-2620	-112410
3469	Eks II - 54 Konf 4	1/4	275060	-1200	-51500
3469	Eks II - 54 Konf 4	J[3241]	275060	2180	93590

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
102450000	2390000
0	0

Geser X Maksimum

Tabel 4.9 – Geser X maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3476	Kuat I - 54 konf 3	I[3247]	-2364730	-5470	-234740
3476	Kuat I - 53 konf 3	I[3247]	-2364860	-5470	-234740
3476	Kuat I - 52 konf 3	I[3247]	-2365120	-5470	-234740

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Geser Y Maksimum

Tabel 4.10 – Geser Y maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3467	Kuat I - 3 konf 2	J[3239]	-2360430	5470	234750
3467	Kuat I - 2 konf 2	J[3239]	-2359920	5470	234750
3467	Kuat I - 1 konf 2	J[3239]	-2359660	5470	234750

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Momen X Maksimum

Tabel 4.11 – Momen X maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3469	Kuat I-53	2/4	-651350	0	0
3469	Kuat I-54	2/4	-651040	0	0
3469	Kuat II-54	2/4	-650730	0	0

Mx (N.mm)	My (N.mm)
293430000	6830000
293430000	6830000
293430000	6830000

Momen Y Maksimum

Tabel 4.12 – Momen Y maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3476	Kuat I - 52 konf 3	2/4	-2365120	0	0
3476	Kuat I - 53 konf 3	2/4	-2364860	0	0
3476	Kuat I - 54 konf 3	2/4	-2364730	0	0

Mx (N.mm)	My (N.mm)
293430000	6840000
293430000	6840000
293430000	6840000

2. Kapasitas *Top Orthotropic Plate*

Perhitungan Kapasitas *top orthotropic plate* mengacu pada AISC 360-16.

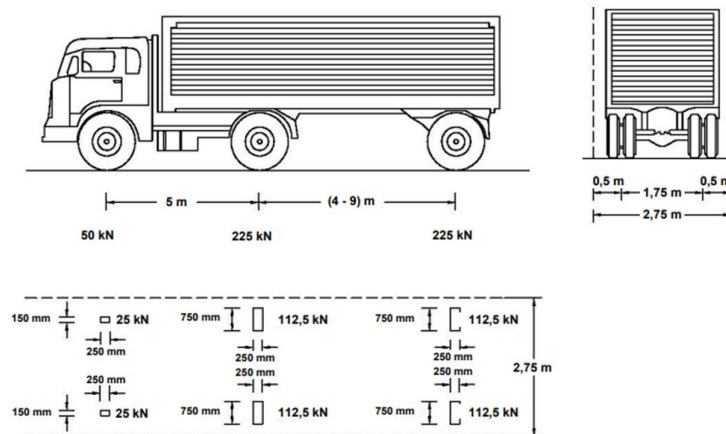
a. Kontrol Tebal Pelat Lantai

Pelat lantai kendaraan direncanakan sebagai bagian dari orthotropic steel deck, dengan tebal yang dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$t_p = 0,0065 \cdot a \cdot \sqrt[3]{P}$$

- Dengan:
- t_p = tebal minimum pelat
 - a = jarak antar rusuk
 - p = tekanan ban truk

Besar tekanan ban truk (P) dapat dihitung sebagai berikut:



Gambar 4.8 – Pembebanan truk “T”

- Luas bidang kontak

$$A = B \cdot H = 750 \cdot 250 = 187500 \text{ mm}^2$$

- FBD

FBD untuk pembebanan truk “T” berdasarkan SNI 1725-2016 adalah 30%.

- Beban Truk

$$P = \frac{1.3 \times 112500}{187500} = 0,78 \text{ N/mm}^2$$

Sehingga tebal minimum pelat lantai yaitu:

$$t_p = 0,0065 \times 238 \times \sqrt[3]{0,78}$$

$$= 1,424 \text{ mm}$$

Dalam perencanaan digunakan pelat lantai dengan tebal 25 mm. Lendutan yang terjadi pada pelat lantai harus memenuhi persamaan berikut:

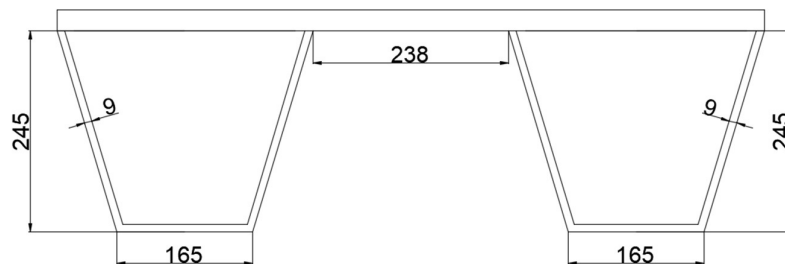
$$\frac{5}{6} + \frac{12}{384} \times \frac{Pa^4}{Et_p^3} \leq \frac{a}{300}$$

$$\frac{5}{6} + \frac{12}{384} \times \frac{0,78(238)^4}{200000 \times 25^3} \leq \frac{238}{300}$$

$$0,865 \times \frac{2502663334}{3125000000} \leq 0,79$$

$0,692 \leq 0,793$... **Memenuhi**

b. Data Perencanaan Rusuk



Gambar 4.9 – Top orthotropic plate ribs

h	= 245 mm	tr	= 9 mm
b	= 165 mm	e	= 238 mm
a	= 312 mm	a+e	= 550 mm
tp	= 25 mm	h'	= 255,79 mm

Spesifikasi material *top orthotropic plate ribs* yaitu:

fy	= 410 MPa
fu	= 550 MPa
E	= 200000 MPa

Rusuk dihitung sebagai struktur balok dengan lebar efektif pelat lantai dianggap sebagai sayap. Lebar efektif pelat lantai ditentukan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} \text{Panjang rusuk, } L &= 5000 \text{ mm} \\ B &= a + e = 550 \text{ mm} \end{aligned}$$

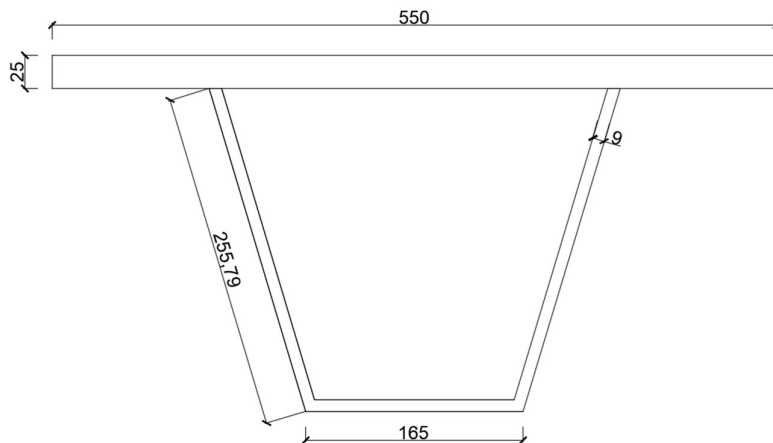
Jika,

$$L/B \geq 5, \text{ maka } be = B$$

$$L/B \leq 5, \text{ maka } be = B/5$$

$$\frac{L}{B} = \frac{5000}{550} = 9.091 > 5$$

Sehingga digunakan $be = B = 550 \text{ mm}$



Gambar 4.10 – Penampang efektif *top orthotropic plate rib*

Section properties top orthotropic plate rib dihitung menggunakan software AutoCad.

$$A_g = 19694,342 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 155331000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 417559000 \text{ mm}^4$$

- Perhitungan modulus elastisitas penampang
 - Garis netral

$$y_1 = \frac{(A_p \cdot 0,5 \cdot tp) + 2(A_w \cdot (tp + 0,5h)) + (A_j \cdot (tp + h - 0,5tr))}{A_p + 2 \cdot A_w + A_j}$$

$$= \frac{(13750 \cdot 12,5) + 2(2302,088(147,5)) + (1485(265,5))}{13750 + 4604,175 + 1485}$$

$$= 62,768 \text{ mm}$$

$$y_2 = t_p + h - y_1 = 25 + 245 - 62,768 = 207,232 \text{ mm}$$

- Modulus elastisitas terhadap sumbu x

$$S_{xt} = \frac{I_x}{y_1} = \frac{155331000}{62,768} = 2474698,477 \text{ mm}$$

$$S_{xb} = \frac{I_x}{y_2} = \frac{155331000}{207,232} = 749549,950 \text{ mm}$$

- Modulus elastisitas terhadap sumbu y

$$S_{yb} = \frac{I_y}{be/2} = \frac{417559000}{275} = 1518396,364 \text{ mm}$$

- Modulus plastis penampang

$$A_p = 13750 \text{ mm}^2 \quad (\text{luas pelat efektif})$$

$$A_t = A_b = 0,5A_g = 9847,171 \text{ mm} < A_p$$

Sehingga garis netral plastis berada pada pelat lantai kendaraan.

$$y_{p1} = \frac{A_t}{be} = \frac{9847,171}{550} = 17,904 \text{ mm}$$

$$y_{p2} = t_p + h - y_{p1} = 25 + 245 - 17,904 = 252,096 \text{ mm}$$

$$Z_x = \sum A_i y_i^1$$

$$Z_x = (be \cdot 0,5 \cdot y_{p1}^2) + (be \cdot 0,5 \cdot (t_p - y_{p1})^2) +$$

$$(2 \cdot tr \cdot h' \cdot (y_{p2} - (0,5h))) +$$

$$((j + 2tr) \cdot tr \cdot (y_{p2} - 0,5tr))$$

$$= (550 \cdot 0,5 \cdot 17,904^2) + (550 \cdot 0,5 \cdot (25 - 17,904)^2) +$$

$$(2 \cdot 9 \cdot 255,79 \cdot (252,096 - (0,5 \cdot 245))) +$$

$$((156 + 2 \cdot 9) \cdot 9 \cdot (252,096 - 0,5 \cdot 9))$$

$$= 88151,617 + 13847,339 + 596688,737 + 307514,297$$

$$= 1006201,991 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned}
Z_y &= \sum A_i x_i \\
&= (0,25 \cdot t_p \cdot b e^2) + \left(2h' \cdot t_r \left(0,5j + \right. \right. \\
&\quad \left. \left. \left(0,5h \cdot \tan \left(\tan^{-1} \left(\frac{0,5(a-j)}{h} \right) \right) \right) - \left(0,5 \frac{t_r}{\cos \left(\tan^{-1} \left(\frac{0,5(a-j)}{h} \right) \right)} \right) \right) \right) \\
&= (0,25 \cdot 25 \cdot 550^2) + \left(2 \cdot 255,79' \cdot 9 \left(0,5 \cdot 156 + \right. \right. \\
&\quad \left. \left. \left(0,5 \cdot 245 \cdot \tan \left(\tan^{-1} \left(\frac{0,5(312-156)}{245} \right) \right) \right) - \right. \right. \\
&\quad \left. \left. \left(0,5 \frac{9}{\cos \left(\tan^{-1} \left(\frac{0,5(312-156)}{245} \right) \right)} \right) \right) \right) \\
&= 2113766.774 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

c. Kontrol Kapasitas Tekan Rusuk

Kapasitas tekan rusuk dihitung menurut ketentuan dalam AISC 360-16 Chapter E. Tumpuan pada kedua ujung rusuk di anggap sendi, sehingga nilai faktor panjang tekuk yaitu:

$$K = 0,65$$

$$r = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{155331000}{19694,3422}} = 88,809 \text{ mm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0,65 \cdot 5000}{88,809} = 36,595 < 4,71 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 104,027$$

Sehingga nilai F_e dihitung sebagai berikut,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{3,14^2 \cdot 200000}{(80,809)^2} = 1936,688 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_y}{F_{cr}} = \frac{410}{1936,688} = 0,211 < 2,25$$

Sehingga:

$$F_{cr} = (0,685^{f_y/f_e}) \cdot f_y = 378,442 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 378,442 \cdot 19694,3422 = 7453165,428 \text{ N}$$

$$P_c = \phi P_n = 0,9 \cdot \frac{P_n}{1000} = 6707,849 \text{ kN} > P_r = 2500,360 \text{ kN}$$

... Memenuhi

d. Kontrol Kapasitas Tarik Rusuk

Kapasitas tarik struktur rusuk dihitung, berdasarkan AISC 360-16 Chapter D.

$$P_n = f_y \cdot A_g = 410 \cdot 19694,342 = 8074680 \text{ N} = 8074,68 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi P_n = 0,9 \cdot 8074,68 = 7267,212 \text{ kN} > P_r = 275,06 \text{ kN}$$

... Memenuhi

e. Kontrol Kapasitas Lentur

i. Rasio lebar tebal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{br}{2tp} = \frac{550}{2 \times 25} = 11$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 24,737$$

$$\lambda_r = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 330,921$$

$\lambda < \lambda_r$ sehingga pelat sayap tergolong kompak.

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{h}{2tr} = \frac{550}{2 \times 9} = 13,611$$

$$\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,42 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 53,449$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 125,892$$

$\lambda < \lambda_r$ sehingga pelat badan tergolong kompak.

ii. Kapasitas Lentur Terhadap Sumbu X

Karena pelat sayap kompak maka digunakan persamaan:

$$\begin{aligned} M_n &= M_p \\ &= f_y \cdot Z_x \\ &= 410 \cdot 1006201,991 \\ &= 412542816,213 \text{ Nmm} \\ &= 412,5428 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \phi M_n \\ &= 0,9 \cdot 412,5428 \\ &= 371,2885346 \text{ kNm} > M_r = 293,43 \text{ kNm} \quad \dots \text{ Memenuhi} \end{aligned}$$

iii. Kapasitas Lentur Terhadap Sumbu Y

Karena pelat sayap kompak maka digunakan persamaan:

$$\begin{aligned} M_n &= M_p \\ &= f_y \cdot Z_y \\ &= 410 \cdot 2113766,774 \\ &= 866644377,380 \text{ Nmm} \\ &= 866,644 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \phi M_n \\ &= 0,9 \cdot 866,644 \\ M_c &= 779,98 \text{ kNm} > M_r = 6,84 \text{ kNm} \quad \dots \text{ Memenuhi} \end{aligned}$$

f. Kontrol Kapasitas Geser

Kontrol kapasitas geser dihitung menggunakan ketentuan AISC 360-16 Chapter G2 dan G5.

i. Geser vertikal

$$\begin{aligned} K_v &= 5 \\ h &= h - 3t_r = 218 \text{ mm} \\ t_w &= 2t_r = 18 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{218}{18} = 12,111 < 1,1 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 24,295 \quad \text{Sehingga } cv = 1$$

$$Aw = h \cdot tw = 218 \cdot 18 = 3924 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot fy \cdot Aw \cdot cv \\ &= 0,6 \cdot 410 \cdot 3924 \cdot 1 \\ &= 965304 \text{ N} \\ &= 965,304 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \phi V_n \\ &= 0,9 \cdot 965,304 \\ &= 868,7736 \text{ kN} > V_r = 234,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

ii. Geser Horizontal

$$K_v = 5$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{a}{tp} = \frac{312}{25} = 12,48 < 1,1 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 24,295$$

Sehingga $cv = 1$

$$Aw = a \cdot tp + j \cdot tr = 9204 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot fy \cdot Aw \cdot cv \\ &= 0,6 \cdot 410 \cdot 9204 \cdot 1 \\ &= 2264184 \text{ N} \\ &= 2264,184 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \phi V_n \\ &= 0,9 \cdot 2264,184 \\ &= 2037,184 \text{ kN} > V_r = 5,47 \text{ kN} \end{aligned}$$

g. Kontrol Kombinasi Aksial Lentur

Kontrol kombinasi aksial lentur dihitung berdasarkan AISC 360-16 Chapter H1. Sedangkan untuk kontrol kombinasi geser lentur tidak perlu dikontrol karena gaya geser relatif kecil.

Apabila nilai $\frac{Pr}{Pc} \geq 0,2$ maka kombinasi dihitung menggunakan persamaan berikut,

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

Apabila nilai $\frac{Pr}{Pc} < 0,2$ maka kombinasi dihitung menggunakan persamaan berikut,

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

Kontrol kombinasi dilakukan elemen dengan gaya aksial dan momen yang dominan.

- Aksial Dominan

Diketahui:

$$Pr = 2500,36 \text{ kN}$$

$$Mrx = 105,22 \text{ kNm}$$

$$Mry = 2,45 \text{ kNm}$$

$$\frac{Pc}{Pr} = \frac{2500,36}{7267,212} = 0,344 > 0,2, \text{ sehingga:}$$

$$0,344 + \frac{8}{9} \left(\frac{105,22}{371,288} + \frac{2,45}{779,98} \right) = 0,599 \leq 1$$

... Memenuhi

- Momen Dominan

Diketahui:

$$Pr = 2365,12 \text{ kN}$$

$$Mrx = 293,43 \text{ kNm}$$

$$Mry = 6,84 \text{ kNm}$$

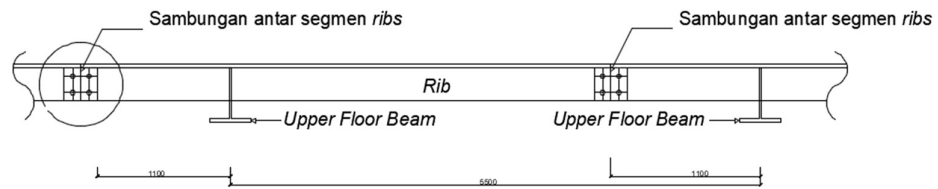
$$\frac{Pc}{Pr} = \frac{2365,12}{7267,212} = 0,326 > 0,2, \text{ sehingga:}$$

$$0,326 + \frac{8}{9} \left(\frac{105,22}{371,289} + \frac{78,88}{779,98} \right) = 0,929 \leq 1$$

... Memenuhi

h. Sambungan Antar Segmen

Untuk sambungan antar segmen rib digunakan sambungan baut. Sambungan baut dipilih dengan pertimbangan kemudahan dalam tahap pelaksanaan. Posisi sambungan antar segmen rib ditunjukkan pada gambar berikut.



Gambar 4.11 – Posisisi sambungan antar segmen rusuk

Digunakan baut M24 dengan tipe Group B ASTM-A490, dengan spesifikasi:

- Jenis struktural baut = Tipe Friksi
- Tipe baut = Group B ASTM-490
- Kuat tarik nominal (F_{nt}) = 780 MPa
- Kuat geser nominal (F_{nv}) = 579 MPa
- Diameter baut (D_b) = 24 mm
- Diameter lubang (D) = 27 mm
- Pratarik minimum (T_b) = 257 kN
- t_r = 9 mm

- Kapasitas satu buah baut

Digunakan baut dengan tipe Friksi, sehingga kapasitasnya yaitu:

$$R_n = \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_s$$

- dimana: μ = 0.5
- h_f = 1
- n_s = 2
- D_u = 1,13

Sehingga:

$$R_n = 0,5 \cdot 1,13 \cdot 1 \cdot 257 \cdot 4$$

$$R_n = 580,82 \text{ kN}$$

Jumlah baut ditentukan secara konservatif dengan pertimbangan kapasitas aksial.

$$R_c = \phi R_n = 1 \times 580,82 = 580,82 \text{ kN}$$

Sehingga jumlah baut dapat ditentukan dengan persamaan berikut.

$$R_r = 2500,36 \text{ kN}$$

$$n = \frac{R_r}{R_c} = \frac{2500,36}{580,82} = 4,305 = 5 \text{ Buah baut}$$

Untuk pertimbangan kapasitas terhadap momen maka digunakan baut sebanyak 8 buah. Ketentuan spasi untuk baut diatur dalam AISC 360-10 Chapter J3.3 sampai J3.5 yaitu:

$$3D \leq S \leq 24t_r$$

$$81 \leq S \leq 216$$

Sehingga diambil nilai $S = 120 \text{ mm}$

Ketentuan spasi pada baut tepi berdasarkan AISC 360-10 Tabel

J3.4M yaitu:

$$30 \leq S_1 \leq 12t_r$$

$$30 \leq S_1 \leq 108$$

Diambil nilai S_1 sebesar $62,5 \text{ mm}$

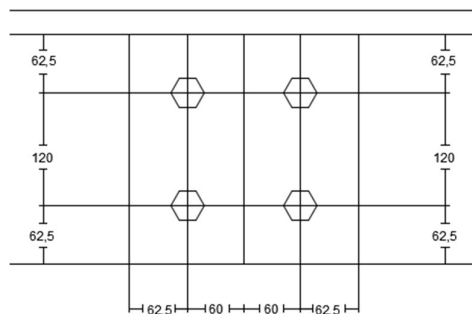
Menentukan tebal pelat penyambung

$L =$ jarak baut ke tepi pelat

$$t \geq \frac{P_u/n}{\phi \times f_y \times L}$$

$$t \geq \frac{\frac{P_u}{n}}{\phi \times f_y \times L} = 0,0065$$

Sehingga digunakan pelat penyambung dengan tebal $7,5 \text{ mm}$.



Gambar 4.12 – Ilustrasi susunan baut pada sambungan

- Kapasitas tarik puntur penampang efektif rusuk

Kapasitas Tarik Puntur Penampang Efektif Rusuk dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - n \cdot t_r \cdot D \\ &= 19694,342 - 4 \cdot 9 \cdot 27 \\ &= 18722,342 \text{ mm}^2 > 85\%A_g = 16740,191 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga $A_e = A_n$

$$\begin{aligned} P_n &= F_u \times A_e \\ &= 550 \times 16740,191 \\ &= 9207104,979 \text{ N} = 9207,105 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas tarik ruptur rusuk yaitu:

$$\begin{aligned} P_c &= \phi P_n \\ &= 0,75 \times P_n \\ &= 6905,329 \text{ kN} > P_r = 2500,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kapasitas geser blok rusuk

$$R_n = 0,6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \leq 0,6 F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt}$$

$$\begin{aligned} \text{Dimana : } U_{bs} &= 1 \\ F_y &= 450 \text{ MPa} \\ F_u &= 520 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$A_{nt} = 2(S - D) t_r = 1674 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 2(S_1 + S - 1,5D) t_r = 2556 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = 2(S_1 + S) t_r = 3285 \text{ mm}^2$$

$$0,65F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} = 1834470 \text{ N}$$

$$0,65F_u \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} = 2095087,5 \text{ N}$$

Sehingga diambil $R_n = 1834470 \text{ N} = 1834,47 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} R_c &= \phi R_n \\ &= 0,75 \times 1834,47 \\ &= 1375,853 \text{ kN} > R_r = 234,750 \text{ kN} \quad \dots \text{ Memenuhi} \end{aligned}$$

4.3.2 Analisa *Bottom Orthotropic Plate*

1. Hasil Analisa Struktur
Tekan Maksimum

Tabel 4.13 – Tekan maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3576	Kuat I-1	J[3350]	-2293370	24250	-50880
3576	Kuat II-1	J[3350]	-2293370	24250	-50880
3576	Kuat I-1	02-Apr	-2293370	-10	30

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
-63700000	30350000

Tarik Maksimum

Tabel 4.14 – Tarik maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3522	Kuat III	3/4	243270	12120	-25430
3522	Kuat III	2/4	243270	-10	20
3522	Kuat III	1/4	243270	-12140	25470

Mx (N.mm)	My (N.mm)
-48000000	22770000
-63700000	30350000
-47750000	22760000

Geser X Maksimum

Tabel 4.15 – Geser X maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3570	Kuat III	J[3344]	-802900	102030	-13880
3568	Kuat III	J[3342]	-844130	102030	-13880
3569	Kuat III	J[3343]	-885990	102030	-13880

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Geser Y Maksimum

Tabel 4.16 – Geser Y maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3573	Kuat I - 1 konf 2	I[3346]	-2116280	-24280	50970
3572	Kuat I - 2 konf 2	I[3345]	-2038230	-24270	50980
3572	Kuat I - 1 konf 2	I[3345]	-2040720	-24270	50980

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Momen X Maksimum

Tabel 4.17 – Momen X maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3572	Kuat I - 1 konf 2	2/4	-2040720	-10	70
3572	Kuat I - 2 konf 2	2/4	-2038230	-10	70
3573	Kuat I - 1 konf 2	2/4	-2116280	-10	70

Mx (N.mm)	My (N.mm)
-63810000	30360000
-63810000	30360000
-63810000	30360000

Momen Y Maksimum

Tabel 4.18 – Momen Y maksimum

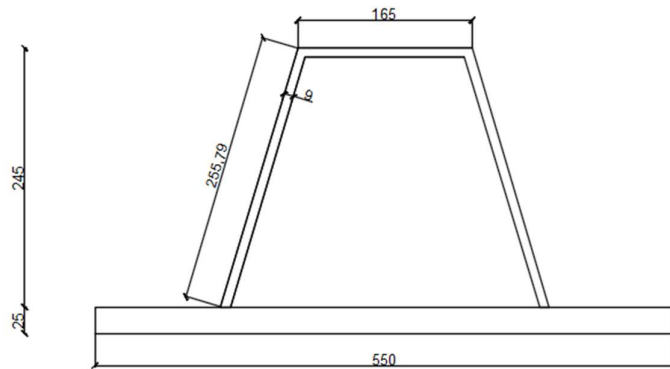
Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3586	Kuat III	2/4	-789370	-20	10
3587	Kuat III	2/4	-858810	-20	10
3588	Kuat III	2/4	-929920	-20	10

Mx (N.mm)	My (N.mm)
-17340000	127550000
-17340000	127550000
-17340000	127550000

2. Kapasitas *Bottom Orthotropic Plate*

Perhitungan kapasitas *bottom orthotropic plate* mengacu pada AISC 360-16.

a. Data Perencanaan Rusuk



Gambar 4.13 – *Bottom orthotropic plate ribs*

h	$= 245$ mm	tr	$= 9$ mm
b	$= 165$ mm	e	$= 238$ mm
a	$= 312$ mm	$a+e$	$= 550$ mm
tp	$= 25$ mm	h'	$= 255,79$ mm

Spesifikasi material *bottom orthotropic plate ribs* yaitu:

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

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

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

Rusuk dihitung sebagai struktur balok dengan lebar efektif pelat lantai dianggap sebagai sayap. Lebar efektif pelat lantai ditentukan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$\text{Panjang rusuk, } L = 5000 \text{ mm}$$

$$B = a + e = 550 \text{ mm}$$

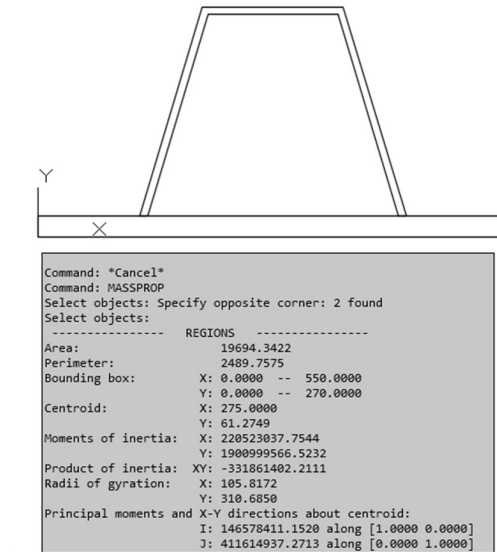
Jika,

$$L/B \geq 5, \text{ maka } be = B$$

$$L/B \leq 5, \text{ maka } be = B/5$$

$$\frac{L}{B} = \frac{5000}{550} = 9.091 > 5$$

Sehingga digunakan $b_e = B = 550 \text{ mm}$



Gambar 4.14 – Penampang efektif *bottom orthotropic plate rib*

Section properties bottom orthotropic plate rib dihitung menggunakan *software* AutoCad.

$$A_g = 19694,342 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 220523037,8 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 1900999566 \text{ mm}^4$$

- Perhitungan modulus elastisitas penampang

- Garis netral

$$y_1 = \frac{(1485,4,5) + 2(2302,088(122,5)) + (13750(257,5))}{13750 + 4604,175 + 1485}$$

$$= 207,232 \text{ mm}$$

$$y_2 = t_p + h - y_1 = 25 + 245 - 207,232 = 62,768 \text{ mm}$$

- Modulus elastisitas terhadap sumbu x

$$S_{xt} = \frac{I_x}{y_1} = \frac{220523037,8}{207,232} = 1064134 \text{ mm}$$

$$S_{xb} = \frac{I_x}{y_2} = \frac{220523037,8}{62,768} = 3513323 \text{ mm}$$

- Modulus elastisitas terhadap sumbu y

$$S_{xb} = \frac{I_y}{be/2} = \frac{1900999566}{62,768} = 6912726 \text{ mm}$$

- Modulus plastis penampang

$$A_p = be \cdot t_p = 13750 \text{ mm}^2$$

$$A_t = A_b = 0,5A_g = 9847,171 \text{ mm} < A_p$$

Sehingga garis netral plastis berada pada pelat lantai kendaraan.

$$y_{pb} = \frac{A_t}{be} = \frac{9847,171}{550} = 17,904 \text{ mm}$$

$$y_{pt} = t_p + h - y_{p1} = 25 + 245 - 17,904 = 252,096 \text{ mm}$$

$$Z_x = \sum A_i y_i^1$$

$$\begin{aligned} Z_x &= (be \cdot 0,5 \cdot y_{pb}^2) + (be \cdot 0,5 \cdot (t_p - y_{p1})^2) + \\ &\quad (2 \cdot tr \cdot h' \cdot (y_{p2} - (0,5h))) + \\ &\quad ((j + 2tr) \cdot tr \cdot (y_{p2} - 0,5tr)) \\ &= (550 \cdot 0,5 \cdot 17,904^2) + (550 \cdot 0,5 \cdot (25 - 17,904)^2) + \\ &\quad (2 \cdot 9 \cdot 255,79 \cdot (252,096 - (0,5 \cdot 245))) + \\ &\quad ((156 + 2 \cdot 9) \cdot 9 \cdot (252,096 - 0,5 \cdot 9)) \\ &= 88151,617 + 13847,339 + 596688,737 + 307514,297 \\ &= 1006201,991 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Z_y &= \sum A_i x_i \\
&= (0,25 \cdot t_p \cdot b e^2) + \left(2h' \cdot t_r \left(0,5j + \right. \right. \\
&\quad \left. \left. \left(0,5h \cdot \tan \left(\tan^{-1} \left(\frac{0,5(a-j)}{h} \right) \right) \right) - \left(0,5 \frac{t_r}{\cos \left(\tan^{-1} \left(\frac{0,5(a-j)}{h} \right) \right)} \right) \right) \right) \\
&= (0,25 \cdot 25 \cdot 550^2) + \\
&\quad \left(2 \cdot 255,79' \cdot t_r \left(0,5 \cdot +156 \left(0,5 \cdot 245 \cdot \tan \left(\tan^{-1} \left(\frac{0,5(312-156)}{245} \right) \right) \right) \right) - \right. \\
&\quad \left. \left(0,5 \frac{9}{\cos \left(\tan^{-1} \left(\frac{0,5(312-156)}{245} \right) \right)} \right) \right) \\
&= 2113766,774 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

b. Kontrol Kapasitas Tekan Rusuk

Kapasitas tekan rusuk dihitung menurut ketentuan dalam AISC 360-16 Chapter E. Tumpuan pada kedua ujung rusuk di anggap sendi, sehingga nilai faktor panjang tekuk yaitu:

$$K = 0,65$$

$$r = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{155331000}{19694,3422}} = 105,817 \text{ mm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0,65 \cdot 5000}{105,817} = 30,713 < 4,71 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 104,027$$

Sehingga nilai F_e dihitung sebagai berikut,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{3,14^2 \cdot 200000}{(30,713)^2} = 2090,427 \text{ MPa}$$

$$\frac{fy}{Fe} = \frac{410}{2090,427} = 0,196 < 2,25$$

Sehingga:

$$Fcr = (0,685 \frac{fy}{fe}). fy$$

$$= 380,678 \text{ MPa}$$

$$Pn = Fcr \cdot Ag = 380,678 \cdot 19694,3422 = 7497197,342 \text{ MPa}$$

$$Pc = \phi Pn = 0,9 \cdot \frac{Pn}{1000} = 6747,478 \text{ kN} > Pr = 2293,37 \text{ kN}$$

... Memenuhi

c. Kontrol Kapasitas Tarik Rusuk

Kapasitas tarik struktur rusuk dihitung, berdasarkan AISC 360-16 Chapter D.

$$Pn = fy \cdot Ag = 410 \cdot 19694,342 = 8074680 \text{ N} = 8074,68 \text{ kN}$$

$$Pc = \phi Pn = 0,9 \cdot 8074,68 = 7267,212 \text{ kN} > Pr = 243,27 \text{ kN}$$

... Memenuhi

d. Kontrol Kapasitas Lentur

i. Rasio lebar tebal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{br}{2tp} = \frac{550}{2 \times 25} = 11$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,12 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 24,737$$

$$\lambda_r = 1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 30,921$$

$\lambda < \lambda_r$ sehingga pelat sayap tergolong kompak.

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{h}{2tr} = \frac{550}{2 \times 9} = 13,611$$

$$\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2,42 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 52,449$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 125,892$$

$\lambda < \lambda_r$ sehingga pelat badan tergolong kompak.

ii. Kapasitas Lentur Terhadap Sumbu X

Karena pelat sayap kompak maka digunakan persamaan:

$$\begin{aligned} M_n &= M_p \\ &= f_y \cdot Z_x \\ &= 410 \cdot 1026257,271 \\ &= 412542816,2 \text{ Nmm} \\ &= 412,643 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \phi M_n \\ &= 0,9 \cdot 412,643 \end{aligned}$$

$$M_c = 371,289 \text{ kNm} > M_r = 63,81 \text{ kNm} \quad \dots \text{ Memenuhi}$$

iii. Kapasitas Lentur Terhadap Sumbu Y

Karena pelat sayap kompak maka digunakan persamaan:

$$\begin{aligned} M_n &= M_p \\ &= f_y \cdot Z_y \\ &= 410 \cdot 2113766,774 \\ &= 866644377,4 \text{ Nmm} \\ &= 866,644 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \phi M_n \\ &= 0,9 \cdot 866,644 \end{aligned}$$

$$= 779,98 \text{ kNm} > M_r = 30,36 \text{ kNm} \quad \dots \text{ Memenuhi}$$

e. Kontrol Kapasitas Geser

Kontrol kapasitas geser dihitung menggunakan ketentuan AISC 360-16 Chapter G2 dan G5.

i. Geser vertikal

$$\begin{aligned} K_v &= 5 \\ h &= h - 3t_r = 218 \text{ mm} \\ t_w &= 2t_r = 18 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{218}{18} = 12,111 < 1,1 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 24,295 \quad \text{Sehingga } cv = 1$$

$$Aw = h \cdot tw = 218 \cdot 18 = 3924 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot fy \cdot Aw \cdot cv \\ &= 0,6 \cdot 410 \cdot 3924 \cdot 1 \\ &= 965304 \text{ N} \\ &= 965,304 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \phi V_n \\ &= 0,9 \cdot 965,304 \\ &= 868,774 \text{ kN} > V_r = 50,97 \text{ kN} \quad \dots \text{ Memenuhi} \end{aligned}$$

ii. Geser Horizontal

$$K_v = 5$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{a}{tp} = \frac{312}{25} = 12,48 < 1,1 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 24,295$$

Sehingga $cv = 1$

$$Aw = a \cdot tp + j \cdot tr = 9204 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot fy \cdot Aw \cdot cv \\ &= 0,6 \cdot 410 \cdot 9204 \cdot 1 \\ &= 2264184 \text{ N} \\ &= 2264,184 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \phi V_n \\ &= 0,9 \cdot 2264,184 \\ &= 2037,766 \text{ kN} > V_r = 102,03 \text{ kN} \quad \dots \text{ Memenuhi} \end{aligned}$$

f. Kontrol Kombinasi Aksial Lentur

Kontrol kombinasi aksial lentur dihitung berdasarkan AISC 360-16 Chapter H1. Sedangkan untuk kontrol kombinasi geser lentur tidak perlu dikontrol karena gaya geser relatif kecil.

Apabila nilai $\frac{Pr}{Pc} \geq 0,2$ maka kombinasi dihitung menggunakan persamaan berikut,

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

Apabila nilai $\frac{Pr}{Pc} < 0,2$ maka kombinasi dihitung menggunakan persamaan berikut,

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

Kontrol kombinasi dilakukan elemen dengan gaya aksial dan momen yang dominan.

- Aksial Dominan

Diketahui:

$$Pr = 2293,37 \text{ kN}$$

$$Mrx = 63,7 \text{ kNm}$$

$$Mry = 30,35 \text{ kNm}$$

$$\frac{Pc}{Pr} = \frac{2293,37}{6737,478} = 0,34 > 0,2, \text{ sehingga:}$$

$$0,34 + \frac{8}{9} \left(\frac{63,7}{371,289} + \frac{30,35}{779,98} \right) = 0,527 \leq 1$$

... Memenuhi

- Momen Dominan

Gaya Momen dominan terjadi pada elemen No. 3474 dengan kombinasi Kuat II – 53 Konfigurasi beban 1.

$$Pr = 858,81 \text{ kN}$$

$$Mrx = 63,81 \text{ kNm}$$

$$Mry = 127,55 \text{ kNm}$$

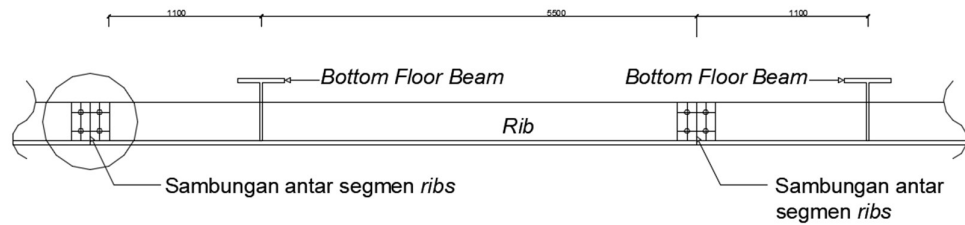
$$\frac{Pc}{Pr} = \frac{858,81}{6747,478} = 0,1271 > 0,2, \text{ sehingga:}$$

$$0,127 + \frac{8}{9} \left(\frac{64,81}{378,689} + \frac{127,55}{779,98} \right) = 0,425 \leq 1$$

... Memenuhi

g. Sambungan Antar Segmen

Untuk sambungan antar segmen rib digunakan sambungan baut. Sambungan baut dipilih dengan pertimbangan kemudahan dalam tahap pelaksanaan. Posisi sambungan antar segmen rib ditunjukkan pada gambar berikut.



Gambar 4.15 – Posisi sambungan antar segmen rusuk

Digunakan baut M24 dengan tipe Group B ASTM-A490, dengan spesifikasi:

Jenis struktural baut	= Tipe Friksi
Tipe baut	= Group B ASTM-490
Kuat tarik nominal (F_{nt})	= 780 MPa
Kuat geser nominal (F_{nv})	= 579 MPa
Diameter baut (D_b)	= 24 mm
Diameter lubang (D)	= 27 mm
Pratarik minimum (T_b)	= 257 kN

- Kapasitas satu buah baut

Digunakan baut dengan tipe Friksi, sehingga kapasitasnya yaitu:

$$R_n = \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_s$$

dimana: $\mu = 0.5$

$h_f = 1$

$n_s = 4$

$D_u = 1,13$

Sehingga:

$$R_n = 0,5 \cdot 1,13 \cdot 1 \cdot 257 \cdot 4$$

$$R_n = 580,82 \text{ kN}$$

Jumlah baut ditentukan secara konservatif dengan pertimbangan kapasitas aksial.

$$R_c = \phi \cdot R_n$$

$$= 1 \cdot 580,82 = 580,82 \text{ kN}$$

Sehingga jumlah baut dapat ditentukan dengan persamaan berikut.

$$R_r = 2357,29 \text{ kN}$$

$$n = \frac{R_r}{R_c} = \frac{2357,29}{580,82} = 3,553 = 4 \text{ Buah baut}$$

Untuk pertimbangan kapasitas terhadap momen maka digunakan baut sebanyak 8 buah. Ketentuan spasi untuk baut diatur dalam AISC 360-10 Chapter J3.3 sampai J3.5 yaitu:

$$3D \leq S \leq 24t_r$$

$$81 \leq S \leq 216$$

Sehingga diambil nilai $S = 120 \text{ mm}$

Ketentuan spasi pada baut tepi berdasarkan AISC 360-10 Tabel

J3.4M yaitu:

$$30 \leq S_1 \leq 12t_r$$

$$30 \leq S_1 \leq 108$$

Diambil nilai S_1 sebesar $62,5 \text{ mm}$

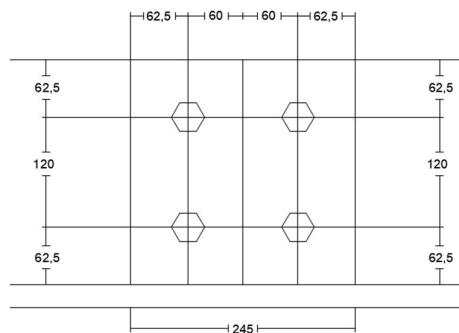
Menentukan tebal pelat penyambung

L = jarak baut ke tepi pelat

$$t \geq \frac{P_u/n}{\phi \times f_y \times L}$$

$$t \geq \frac{P_u}{\phi \times f_y \times L \times n} = 0,0065$$

Sehingga digunakan tebal pelat penyambung $7,5 \text{ mm}$



Gambar 4.16 – Ilustrasi susunan baut pada sambungan

- Kapasitas tarik puntur penampang efektif rusuk

Kapasitas Tarik Puntur Penampang Efektif Rusuk dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - n \cdot t_r \cdot D \\ &= 19694,342 - 4 \cdot 9 \cdot 27 \\ &= 18722,342 \text{ mm}^2 > 85\%A_g = 16740,191 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga $A_e = A_n$

$$\begin{aligned} P_n &= F_u \cdot A_e \\ &= 550 \cdot 16740,191 \\ &= 9207104,979 \text{ N} = 9207,105 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas tarik ruptur rusuk yaitu:

$$\begin{aligned} P_c &= \phi \cdot P_n \\ &= 0,75 \cdot P_n \\ &= 6905,329 \text{ kN} > P_r = 2293,37 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kapasitas geser blok rusuk

$$R_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0,6 F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$\text{Dimana : } U_{bs} = 1$$

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

$$F_u = 520 \text{ MPa}$$

$$A_{nt} = 2(S - D)t_r = 1674 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 2(S_1 + S - 1,5D)t_r = 2331 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = 2(S_1 + S)t_r = 3060 \text{ mm}^2$$

$$0,65 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 1541911,5 \text{ N}$$

$$0,65 \cdot F_u \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 2014650 \text{ N}$$

$$\text{Sehingga diambil } R_n = 1541911,5 \text{ N} = 1541,912 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_c &= \phi \cdot R_n \\ &= 0,75 \cdot 1541,912 \\ &= 1156,43 \text{ kN} > R_r = 102,03 \text{ kN} \quad \dots \text{ Memenuhi} \end{aligned}$$

4.3.3 Analisa Top Floor Beam

Kapasitas Top Floor Beam dihitung dengan acuan AISC 360-10 sebagaimana dijabarkan berikut.

1. Hasil analisa struktur

Tekan maksimum

Tabel 4.19 – Tekan maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3898	Kuat II-54	J[2668]	-9000	0.00	-385850
3898	Kuat I-54	J[2668]	-9000	0.00	-385850
3896	Kuat I-53	J[2660]	-9000	0.00	-385850

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Tarik Maksimum

Tabel 4.20 – Tarik maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3792	Kuat II-1	I[3521]	9000	0.00	385850
3898	Kuat I-54	I[3576]	9000	0.00	385850
3898	Kuat II-54	I[3576]	9000	0.00	385850

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Geser X Maksimum

Tabel 4.21 – Geser X maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3792	Kuat II-1	I[3521]	9000	0	385850
3898	Kuat I-54	I[3576]	9000	0	385850
3898	Kuat II-54	I[3576]	9000	0	385850

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Geser Y Maksimum

Tabel 4.22 – Geser Y maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3792	Kuat II-1	I[3521]	9000	0	385850
3898	Kuat I-54	I[3576]	9000	0	385850
3898	Kuat II-54	I[3576]	9000	0	385850

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Momen X Maksimum

Tabel 4.23 – Momen X maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3854	Kuat II-32	2/4	0	0	0
3822	Kuat I-16	2/4	0	0	0
3868	Kuat I-39	2/4	0	0	0

Mx (N.mm)	My (N.mm)
-578930000	0
-578930000	0
-578930000	0

Momen Y Maksimum

Tabel 4.24 – Momen Y maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3854	Kuat II-32	2/4	0	0	0
3822	Kuat I-16	2/4	0	0	0
3868	Kuat I-39	2/4	0	0	0

Mx (N.mm)	My (N.mm)
-578930000	0
-578930000	0
-578930000	0

2. Data perencanaan

Dalam desain ini digunakan baja profil T dengan spesifikasi sebagai berikut:

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

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

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

$$L = 6000,199 \text{ mm} \quad t_f = 28 \text{ mm}$$

$$H = 400 \text{ mm} \quad t_w = 16 \text{ mm}$$

$$B = 300 \text{ mm} \quad t_p = 25 \text{ mm}$$

$$H_w = 372 \text{ mm}$$

Pelat lantai berperilaku sebagai sayap atas dari gelagar sehingga diambil lebar efektifnya sebagai lebar sayap dengan mengikuti aturan AASHTO LRFD 2012 4.6.2.6.4.

$$\text{Panjang Gelagar Melintang (L)} = 6000,199 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang satu segmen, (B)} = 5000 \text{ mm}$$

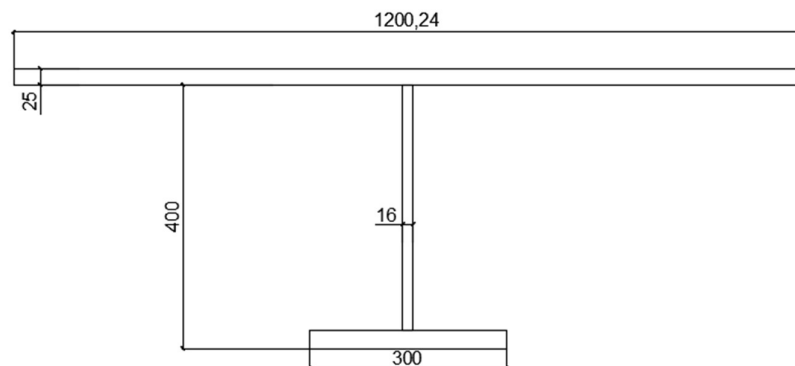
menggunakan persamaan berikut:

$$L/B \geq 5, \text{ maka } b_e = B$$

$$L/B \leq 5, \text{ maka } b_e = L/5$$

$$L/B = 6000,199/5000 = 1,2 < 5$$

$$\text{Sehingga digunakan } b_e = L/5 = 1200,24 \text{ mm}$$



Gambar 4.17 – Ilustrasi penampang *floor beam atas*

$$A_g = 44358 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 1176821484,7367 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 3665287408,0291 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 350,5415 \text{ mm}$$

$$r_y = 665,4124 \text{ mm}$$

Modulus elastis penampang:

Garis netral elastis penampang yaitu:

$$y_{e1} = \frac{375074,938 + 1034752 + 3217200}{30005,995 + 5952 + 8400}$$
$$= 104,311 \text{ mm}$$

$$y_{e2} = H_w - y_{e1}$$

$$= 372 - 104,311 = 267,689 \text{ mm}$$

Modulus elastis penampang terhadap sumbu x yaitu:

$$S_{xt} = 11281853,82 \text{ mm}^3$$

$$S_{xb} = 4396226,579 \text{ mm}^3$$

Modulus elastis penampang terhadap sumbu y yaitu:

$$S_y = 6107591,846 \text{ mm}^3$$

Modulus plastis penampang

Garis netral plastis penampang yaitu:

$$A_f = B_e \cdot t_p = 30005,995 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0,5 \cdot A_g = 22179 \text{ mm}^2$$

Sehingga garis netral plastis jatuh pada pelat sayap.

$$y_{p1} = A_t / b_e = 18,479 \text{ mm}$$

$$y_{p2} = H_w - y_{p1} = 353,521 \text{ mm}$$

$$Z_x = \sum (A_i + y_i)$$

$$= (0,5 \cdot B_e \cdot y_{p1}^2) + (0,5 \cdot B_e \cdot (t_p - y_{p1})^2) + (t_w \cdot H_w \cdot (y_{p2} - (0,5 + t_f)))$$

$$= 204920,734 + 25520,671 + 830430,139 + 2851978,019$$

$$= 3912849,562 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned}
Z_y &= \sum(A_i \cdot x_i) \\
&= (0,25 \cdot t_p \cdot B e^2) + (0,25 \cdot H_w \cdot t \cdot w^2) + (0,25 \cdot t f_2 \cdot B^2) \\
&= 9003597,359 + 47616 + 630000 \\
&= 9681213,359 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3. Kontrol kapasitas tekan

- Rasio lebar tebal

$$k_c = 0,35 < \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \leq 0,76$$

$$k_c = 0,35 < 0,8 > 0,76$$

$$k_c = 0,8$$

Pelat sayap

$$\lambda = 0,5 \cdot \frac{B e}{t_p} = 24,005$$

$$\lambda_r = 0,65 \sqrt{k_c \cdot \frac{E}{f_y}} = 12,84$$

$\lambda > \lambda_r$, maka pelat sayap tergolong langsing.

- Rasio kelangsingan efektif

Faktor panjang tekuk diatur dalam AISC 360-16 Appendix 7 dengan mengansumsikan perletakan ujung gelagar sebagai sendi.

$$K = 1$$

Kelangsingan terhadap sumbu x,

$L_x = 800$ mm (jarak bracing)

$$\frac{K L_x}{r_x} = \frac{1 \cdot 800}{350,541} = 2,282 < 140 \quad \dots \text{Memenuhi}$$

Kelangsingan terhadap sumbu x,

$L_x = 238$ mm (jarak bebas tak terkekang rusuk)

$$\frac{K L_x}{r_x} = \frac{1 \cdot 238}{665,4124} = 0,358 < 140 \quad \dots \text{Memenuhi}$$

- Kuat tekan elemen

Kuat tekan elemen langsing dihitung berdasarkan AISC 360-16 Chapter E7 sebagai berikut:

Faktor reduksi untuk elemen langsing

Nilai elemen yang tidak diperkaku maka nilai $Q_a = 1$

Nilai Q_s dihitung sebagai berikut:

$$\frac{0,5be}{tp} = 24,005 > 1,17 \sqrt{\frac{kc \cdot E}{fy}} = 23,113$$

Sehingga:

$$Q_s = \frac{0,9 \cdot E \cdot Kc}{fy \left(\frac{b}{t}\right)^2} = \frac{144000}{236254,395} = 0,61$$

$$Q = Q_s \cdot Q_a = 0,61 \cdot 1 = 0,61$$

Tegangan kritis

$$\frac{KL}{rx} = 2,282 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{Qfy}} = 133,25$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 378606,616 \text{ MPa}$$

$$\frac{Q \cdot fy}{F_e} = 0,00066 < 2,25$$

Sehingga:

$$F_{cr} = Q \left(0,685 \frac{Qfy}{F_e} \cdot fy\right) = 106,677 \text{ MPa}$$

Kuat tekan nominal:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$= 106,677 \cdot 44358$$

$$= 4731972,319 \text{ N} = 4731,972 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi P_n = 0,9 \cdot 4731,972$$

$$= 4731,972 \text{ kN} > P_r = 9 \text{ kN}$$

... Memenuhi

4. Kontrol kapasitas tarik

Kapasitas kuat tarik penampang dihitung sesuai dengan AISC 360-16 Chapter D.

- Leleh pada penampang bruto

$$P_n = fy \cdot A_g = 18186780 \text{ N} = 18186,78 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi P_n = 0,9 \cdot 18186,78 = 16368,102 \text{ kN} > P_r = 9 \text{ kN}$$

... Memenuhi

- Tarik rupture pada penampang netto

$$A_e = 44358 \text{ mm}^2$$

$$P_n = f_u \cdot A_e = 550 \cdot 44358 = 24396900 \text{ N} = 24396,9 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi P_n = 0,9 \cdot 24396,9 = 21957,21 \text{ kN} > P_r = 9 \text{ kN}$$

5. Kontrol kapasitas lentur pada sumbu kuat

- Rasio lebar tebal penampang

Momen yang diperhitungkan adalah momen negatif, sehingga perbandingan modulus elastis penampang tarik dan tekan dihitung sebagai berikut:

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} = \frac{S_{x\text{top}}}{S_{x\text{bot}}} = \frac{11281853,821}{4396226,579} = 2,566 > 0,7$$

$$\text{Sehingga, FL} = 0,7 \cdot f_y = 287 \text{ MPa}$$

Rasio lebar tebal pelat sayap,

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 8,393$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{FL}} = 0,95 \sqrt{\frac{200000}{287}} = 22,431$$

$$\lambda_{f^t} = \frac{b_e}{2t_p} = 24,005 > \lambda_r \text{ (pelat sayap langsing)}$$

$$\lambda_{f^b} = \frac{b}{2t_f} = \frac{300}{56} = 5,357 < \lambda_p \text{ (pelat sayap kompak)}$$

Rasio lebar tebal pelat badan,

Akibat momen negatif, kondisi sayap bawah tertekan, maka rasio lebar dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \cdot Z_x \\ &= 410 \cdot 3912849,562 \\ &= 1604268321 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_y = F_y \cdot S_{xb}$$

$$= 410 \cdot 4396226,579$$

$$= 1802452897 \text{ Nmm}$$

$$\lambda_{rw} = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 125,892$$

$$\lambda_{pw} = \frac{\left(\frac{hc}{hp}\right) \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0,54 \frac{M_p}{M_y} - 0,09\right)^2} < \lambda_{rw}$$

$$= 42,709$$

$$\lambda_w = \frac{hc}{tw} = \frac{208,622}{16} = 13,039 < \lambda_{pw}, \quad \text{Pelat badan kompak}$$

- Pelelehan pada sayap tertekan

Akibat momen negatif, kondisi sayap bawah mengalami tekan sehingga leleh pada sayap tertekan dihitung sebagai berikut:

$$S_{xc} = S_{xb} = 4396226,579 \text{ mm}^3$$

$$I_{yc} = \frac{1}{12} t f \cdot b^3 = \frac{1}{12 \cdot 28} \cdot 300^3 = 63000000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 3665287408,029 \text{ mm}^4$$

$$\frac{I_{yc}}{I_y} = \frac{63000000}{3665287408,029} = 0,0172 < 0,23, \text{ maka nilai } R_{pc} = 1$$

$$\begin{aligned} M_n &= R_{pc} \cdot M_y \\ &= 1 \cdot 1802452897 \\ &= 1802452897 \text{ Nmm} \\ &= 1802,453 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Tekuk torsi lateral

$$L_b = 800 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 25865,842 > L_b$$

Karena $L_p > L_b$, maka perhitungan kontrol tekuk torsi tidak diperlukan.

- Pelelehan pada sayap tertarik

$$S_{xt} = S_{xt} = 11281853,82 \text{ mm}^3 > S_{xc} = S_{xb} = 4396226,579 \text{ mm}^3$$

Karena $S_{xt} > S_{xc}$ maka kontrol untuk pelelehan pada sayap tarik tidak diperlukan

Dari semua kontrol M_n yang dilakukan, kontrol yang paling menentukan adalah kontrol akibat pelelehan pada sayap tertekan.

$$M_n = 1802,453 \text{ kNm}$$

Kapasitas Lentur terhadap sumbu kuat dihitung menggunakan analisa LRFD.

$$\begin{aligned} M_c &= 0,9 \cdot 1802,453 \text{ kNm} \\ &= 1622,208 \text{ kNm} > M_r = 578,93 \text{ kNm} \end{aligned}$$

... **Memenuhi**

6. Kontrol kapasitas lentur pada sumbu lemah

- Rasui lebar tebal pelat sayap

$$\lambda_{pw} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 8,011$$

$$\lambda_{pw} = 1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 21,082$$

Sayap atas,

$$\lambda = \frac{0,5 \cdot b_e}{t_p} = 24,005 > \lambda_r \text{ (sayap atas langsing)}$$

Sayap bawah,

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{300}{28} = 10,714 < \lambda_p \text{ (pelat sayap kompak)}$$

- Kapasitas lentur

Kapasitas lentur dihitung dengan mengacu pada AISC 360-16 Chapter F.

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1,6 F_y S$$

$$F_y \cdot Z_y = 410 \cdot 9681213,359 = 3969297477 \text{ Nmm}$$

$$1,6 F_y \cdot S_y = 1,6 \cdot 410 \cdot 6106485,778$$

$$= 4006580251 \text{ Nmm}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} M_n &= 3969297477 \text{ Nmm} \\ &= 3969,298 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kapasitas lentur terhadap sumbu lemah dihitung menggunakan analisa LRFD.

$$\begin{aligned} M_c &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,9 \cdot 3969,298 \\ &= 3572,368 \text{ kNm} > M_r = 578,93 \text{ kNm} \end{aligned}$$

... Memenuhi

7. Kapasitas geser pada sumbu kuat

Kapasitas geser pada sumbu kuat dihitung dengan mengacu pada AISC 360-16 chapter G7 sebagai berikut.

$k_v = 5$ (untuk pelat badan tanpa pengaku lateral dan $h/t_w < 260$)

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{372}{16} = 23,25 < 1,1 \sqrt{\frac{5.200000}{410}} = 54,325$$

Maka, $C_v = 1$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\ &= 1464192 \text{ N} \\ &= 1464,192 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas geser struktur dihitung dengan menggunakan analisa LRFD.

$$\begin{aligned} V &= \phi V_n \\ &= 0,9 \cdot 1464,192 \\ &= 1317,773 \text{ kN} > V_r = 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

... Memenuhi

8. Kontrol kapasitas geser pada sumbu lemah

Kapasitas geser pada sumbu kuat dihitung dengan mengacu pada AISC 360-16 chapter G7 sebagai berikut.

$k_v = 1,2$

$$\begin{aligned} A_w &= (B_e \cdot t_p) + (B \cdot t_f) \\ &= 38405,995 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{0,5 \cdot be}{tp} = 24,005$$

$$1,1 \sqrt{\frac{Kv \times E}{Fy}} = 26,138$$

$$1,37 \sqrt{\frac{Kv \times E}{Fy}} = 33,146$$

$$\frac{0,5be}{tp} = 24,005 < 1,37 \sqrt{\frac{Kv \times E}{Fy}} = 33,146$$

Sehingga nilai Cv dihitung sebagai berikut:

$$Cv = \frac{1,5 \cdot kv \cdot E}{\left(\frac{be}{tp}\right)^2 Fy} = \frac{360000}{945017,579} = 0,381$$

$$\begin{aligned} Vn &= 0,6 Fy Aw Cv \\ &= 4318948,125 \text{ N} \\ &= 4318,948 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas geser struktur dihitung dengan menggunakan analisa LRFD.

$$\begin{aligned} V &= \phi Vn \\ &= 0,9 \cdot 4318,948 \\ &= 3887,053 \text{ kN} > Vr = 385,85 \text{ kN} \end{aligned}$$

... Memenuhi

9. Kontrol kombinasi aksial lentur

Kontrol kombinasi aksial lentur dihitung berdasarkan AISC 360-16 Chapter H1. Sedangkan untuk kontrol kombinasi geser lentur tidak perlu dikontrol karena gaya geser relatif kecil.

Apabila nilai $\frac{Pr}{Pc} \geq 0,2$ maka kombinasi dihitung menggunakan persamaan berikut,

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

Apabila nilai $\frac{Pr}{Pc} < 0,2$ maka kombinasi dihitung menggunakan persamaan berikut,

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

Kontrol dilakukan dengan menggunakan gaya yang paling kritis.

$$Pr = 9 \text{ kN}$$

$$Mrx = 578,93 \text{ kN}$$

$$Mry = 0 \text{ kN}$$

$$\frac{9}{4258,775} = 0,00211 < 0,2$$

Sehingga:

$$0,00211 + \frac{8}{9} \left(\frac{578,930}{1622,208} + \frac{0}{3572,368} \right) = 0,319 < 1$$

... **Memenuhi**

4.3.4 Analisa *Bottom Floor Beam*

Kapasitas *bottom floor Beam* dihitung dengan acuan AISC 360-16 sebagaimana dijabarkan berikut.

1. Hasil analisa struktur

Tekan maksimum

Tabel 4.26 – Tekan maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
1063	Ekstrem II-32	I[1970]	-1737,88	0.00	-3645,9
1126	Kuat I - 24 Konf 4	I[2445]	-1737,88	0.00	-3645,9
1103	Kuat I - 1 Konf 4	I[2446]	-1737,88	0.00	-3645,9

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Tarik Maksimum

Tabel 4.27 – Tarik maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
1166	Kuat I - 7 konf 2	J[2460]	1737,88	0.00	3645,9
1166	Kuat I - 8 konf 2	J[2460]	1737,88	0.00	3645,9
1126	Eks II - 28 Konf 4	J[2452]	1737,88	0.00	3645,9

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Geser X Maksimum

Tabel 4.28 – Geser X maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
1166	Kuat I - 7 konf 2	J[2460]	1737,88	0.00	3645,9
1166	Kuat I - 8 konf 2	J[2460]	1737,88	0.00	3645,9
1126	Eks II - 28 Konf 4	J[2452]	1737,88	0.00	3645,9

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Geser Y Maksimum

Tabel 4.29 – Geser Y maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
1166	Kuat I - 7 konf 2	J[2460]	1737,88	0.00	3645,9
1166	Kuat I - 8 konf 2	J[2460]	1737,88	0.00	3645,9
1126	Eks II - 28 Konf 4	J[2452]	1737,88	0.00	3645,9

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Momen X Maksimum

Tabel 4.30 – Momen X maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
1143	Kuat I - 3 konf 2	2/4	0	0	0
1143	Kuat I - 2 konf 2	2/4	0	0	0
1143	Kuat I - 1 konf 2	2/4	0	0	0

Mx (N.mm)	My (N.mm)
6058360	0
6058360	0
6058360	0

Momen Y Maksimum

Tabel 4.31 – Momen Y maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
1143	Kuat I - 3 konf 2	2/4	0	0	0
1143	Kuat I - 2 konf 2	2/4	0	0	0
1143	Kuat I - 1 konf 2	2/4	0	0	0

Mx (N.mm)	My (N.mm)
6058360	0
6058360	0
6058360	0

2. Data perencanaan

Dalam desain ini digunakan baja profil I dengan spesifikasi sebagai berikut:

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

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

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

$$L = 6000,199 \text{ mm} \quad t_f = 28 \text{ mm}$$

$$H = 400 \text{ mm} \quad t_w = 16 \text{ mm}$$

$$B = 300 \text{ mm} \quad t_p = 25 \text{ mm}$$

$$H_w = 372 \text{ mm}$$

Pelat lantai berperilaku sebagai sayap atas dari gelagar sehingga diambil lebar efektifnya sebagai lebar sayap dengan mengikuti aturan AASHTO LRFD 2012 4.6.2.6.4.

$$\text{Panjang Gelagar Melintang (L)} = 6000,199 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang satu segmen, (B)} = 5000 \text{ mm}$$

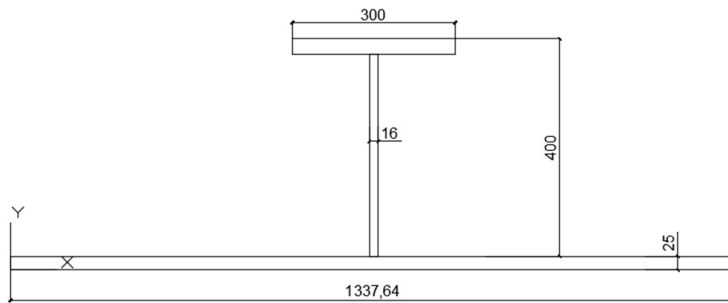
menggunakan persamaan berikut:

$$L/B \geq 5, \text{ maka } b_e = B$$

$$L/B \leq 5, \text{ maka } b_e = L/5$$

$$L/B = 6000,199/5000 = 1,2 < 5$$

$$\text{Sehingga digunakan } b_e = L/5 = 1200,24 \text{ mm}$$



```

Command: MASSPROP
Select objects: Specify opposite corner: 2 found
Select objects: 1 found, 3 total
Select objects:
----- REGIONS -----
Area: 47793.0250
Perimeter: 4157.2820
Bounding box: X: 0.0000 -- 1337.6410
               Y: 0.0000 -- 425.0000
Centroid: X: 668.8205
           Y: 107.2601
Moments of inertia: X: 1760079536.2085
                   Y: 26428233447.0171
Product of inertia: XY: -3428564371.4390
Radii of gyration: X: 191.9039
                  Y: 743.6213
Principal moments and X-Y directions about centroid:
I: 1210233696.1749 along [1.0000 0.0000]
J: 5049416343.6962 along [0.0000 1.0000]

```

Gambar 4.18 – Section properties penampang floor beam bawah

$$A_g = 47793,025 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 1210233696,175 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 5049416343,696 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 191,904 \text{ mm}$$

$$r_y = 743,621 \text{ mm}$$

Modulus elastis penampang:

Garis netral elastis penampang yaitu:

$$ye1 = \frac{117600 + 1273728 + 13794418,688}{33441,015 + 5952 + 8400}$$
$$= 317,74 \text{ mm}$$

$$ye2 = Hw - ye1$$
$$= 372 - 317,74 = 107,26 \text{ mm}$$

Modulus elastis penampang terhadap sumbu x yaitu:

$$Sxt = 3808882,796 \text{ mm}^3$$

$$Sxb = 11283158,25 \text{ mm}^3$$

Modulus elastis penampang terhadap sumbu y yaitu:

$$Sy = 7549735,473 \text{ mm}^3$$

Modulus plastis penampang

Garis netral plastis penampang yaitu:

$$Af = Be \cdot tp = 33441,015 \text{ mm}^2$$

$$At = 0,5 \cdot Ag = 23896,513 \text{ mm}^2 < Af$$

Sehingga garis netral plastis jatuh pada pelat sayap.

$$yp1 = At/be = 17,865 \text{ mm}$$

$$yp2 = Hw - yp1 = 354,136 \text{ mm}$$

$$Zx = \sum (Ai + yi)$$
$$= (0,5 \cdot Be \cdot yp1^2) + (0,5 \cdot Be \cdot (tp-yp1)^2) + (tw \cdot Hw \cdot (yp2-(0,5+tf)))$$
$$= 2857136,743 + 834085,464 + 34051,571 + 213451,6961$$
$$= 3938725,474 \text{ mm}^3$$

$$Zy = \sum (Ai + xi)$$
$$= (B \cdot tf \cdot (yp1 - 0,5tf)) + (tw \cdot Hw \cdot (yp1 - (0,5 Hw + tf) + (0,5 \cdot Be (tp - yp1)^2))$$
$$= 630000 + 47616 + 12524976,62$$
$$= 13202592,62 \text{ mm}^3$$

3. Kontrol kapasitas tekan

- Rasio lebar tebal

$$k_c = 0,35 < \frac{4}{\sqrt{h/tw}} \leq 0,76$$

$$k_c = 0,35 < 0,8 > 0,76$$

$$k_c = 0,8$$

Pelat sayap

$$\lambda = 0,5 \cdot \frac{Be}{tp} = 26,753$$

$$\lambda_r = 0,65 \sqrt{k_c \cdot \frac{E}{fy}} = 12,84$$

$\lambda > \lambda_r$, maka pelat sayap tergolong langsing.

- Rasio kelangsingan efektif

Faktor panjang tekuk diatur dalam AISC 360-16 Apendix 7 dengan mengansumsikan perletakan ujung gelagar sebagai sendi.

$$K = 1$$

Kelangsingan terhadap sumbu x,

$$L_x = 800 \text{ mm (jarak bracing)}$$

$$\frac{KL_x}{r_x} = \frac{1 \cdot 800}{191,904} = 4,169 < 140 \quad \dots \text{Memenuhi}$$

Kelangsingan terhadap sumbu y,

$$L_x = 238 \text{ mm (jarak bebas tak terkekang rusuk)}$$

$$\frac{KL_x}{r_y} = \frac{1 \cdot 238}{743,621} = 0,32 < 140 \quad \dots \text{Memenuhi}$$

- Kuat tekan elemen

Kuat tekan elemen langsing dihitung berdasarkan AISC 360-16

Chapter E7 sebagai berikut:

Faktor reduksi untuk elemen langsing

Nilai elemen yang tidak diperkaku maka nilai $Q_a = 1$

Nilai Q_s dihitung sebagai berikut:

$$\frac{0,5be}{tp} = 26,753 > 1,17 \sqrt{\frac{kc \cdot E}{fy}} = 23,113$$

Sehingga:

$$Q_s = \frac{0,9 \cdot E \cdot Kc}{fy \left(\frac{b}{t}\right)^2} = \frac{144000}{293442,309} = 0,491$$

$$Q = Q_s \cdot Q_a = 0,491 \cdot 1 = 0,491$$

Tegangan kritis

$$\frac{KL}{rx} = 4,169 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{Qfy}} = 148,499$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 113468,92 \text{ MPa}$$

$$\frac{Q \cdot fy}{F_e} = 0,00178 < 2,25$$

Sehingga:

$$F_{cr} = Q \left(0,685 \frac{Qfy}{F_e} \cdot fy\right) = 85,887 \text{ MPa}$$

Kuat tekan nominal:

$$\begin{aligned} P_n &= F_{cr} \cdot A_g \\ &= 85,887 \cdot 47793,025 \\ &= 4104799,249 \text{ N} = 4104,799 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_c &= \phi P_n = 0,9 \cdot 4104,799 \\ &= 3694,319 \text{ kN} > P_r = 1,738 \text{ kN} \end{aligned}$$

... Memenuhi

4. Kontrol kapasitas tarik

Kapasitas kuat tarik penampang dihitung sesuai dengan AISC 360-16 Chapter D.

- Leleh pada penampang bruto

$$P_n = fy \cdot A_g = 19595140,25 \text{ N} = 19595,14 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi P_n = 0,9 \cdot 19595,14 = 17635,626 \text{ kN} > P_r = 1,738 \text{ kN}$$

... Memenuhi

- Tarik rupture pada penampang netto

$$A_e = 47793,025 \text{ mm}^2$$

$$P_n = f_u \cdot A_e = 550 \cdot 47793,025 = 26286163,75 \text{ N} = 26286,164 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi P_n = 0,9 \cdot 26286,164 = 23657,548 \text{ kN} > P_r = 1,738 \text{ kN}$$

5. Kontrol kapasitas lentur pada sumbu kuat

- Rasio lebar tebal penampang

Momen yang diperhitungkan adalah momen negatif, sehingga perbandingan modulus elastis penampang tarik dan tekan dihitung sebagai berikut:

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} = \frac{S_{x\text{top}}}{S_{x\text{bot}}} = \frac{3808882,796}{11283158,25} = 0,844 > 0,7$$

$$\text{Sehingga, FL} = 0,7 \cdot f_y = 287 \text{ MPa}$$

Rasio lebar tebal pelat sayap,

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 8,393$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{FL}} = 0,95 \sqrt{\frac{200000}{287}} = 22,431$$

$$\lambda_{f^t} = \frac{b_e}{2t_p} = 26,753 > \lambda_r \text{ (pelat sayap langsing)}$$

$$\lambda_{f^b} = \frac{b}{2t_f} = \frac{300}{56} = 5,357 < \lambda_p \text{ (pelat sayap kompak)}$$

Rasio lebar tebal pelat badan,

Akibat momen negatif, kondisi sayap bawah tertekan, maka rasio lebar dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \cdot Z_x \\ &= 410 \cdot 3938725,474 \\ &= 1614877444 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= F_y \cdot S_{xb} \\ &= 410 \cdot 11283158,25 \\ &= 4626094881 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\lambda_{rw} = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 125,892$$

$$\lambda_{pw} = \frac{\left(\frac{hc}{hp}\right) \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0,54 \frac{Mp}{My} - 0,09\right)^2} = 68,943 < \lambda_{rw}$$

$$\lambda_w = \frac{hc}{tw} = \frac{635,48}{16} = 39,718 < \lambda_{pw}, \quad \text{Pelat badan kompak}$$

- Pelelehan pada sayap tertekan

Akibat momen negatif, kondisi sayap bawah mengalami tekan sehingga leleh pada sayap tertekan dihitung sebagai berikut:

$$S_{xc} = S_{xb} = 11283158,25 \text{ mm}^3$$

$$I_{yc} = \frac{1}{12} t f \cdot b^3 = \frac{1}{12 \cdot 28} \cdot 300^3 = 63000000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 5049416344,696 \text{ mm}^4$$

$$\frac{I_{yc}}{I_y} = \frac{63000000}{5049416344,696} = 0,0125 < 0,23, \text{ maka nilai } R_{pc} = 1$$

$$\begin{aligned} M_n &= R_{cp} \cdot M_y \\ &= 1 \cdot 4626094881,908 \\ &= 4626094880,908 \text{ Nmm} \\ &= 4626,095 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Tekuk torsi lateral

$$L_b = 800 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28905,971 > L_b$$

Karena $L_p > L_b$, maka perhitungan kontrol tekuk torsi tidak diperlukan.

- Pelelehan pada sayap tertarik

$$S_{xt} = S_{x^t} = 3808882,796 \text{ mm}^3 > S_{xc} = S_{xb} = 11283158,25 \text{ mm}^3$$

Karena $S_{xt} > S_{xc}$ maka kontrol untuk pelelehan pada sayap tarik tidak diperlukan

Dari semua kontrol M_n yang dilakukan, kontrol yang paling menentukan adalah kontrol akibat pelelehan pada sayap tertekan.

$$M_n = 4626,095 \text{ kN}$$

Kapasitas Lentur terhadap sumbu kuat dihitung menggunakan analisa LRFD.

$$\begin{aligned} M_c &= 0,9 \cdot 4626,095 \text{ kNm} \\ &= 4163,465 \text{ kNm} > M_r = 6,058 \text{ kNm} \end{aligned}$$

... **Memenuhi**

6. Kontrol kapasitas lentur pada sumbu lemah

- Rasui lebar tebal pelat sayap

$$\lambda_{pw} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 8,011$$

$$\lambda_{pw} = 1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1 \sqrt{\frac{200000}{410}} = 21,082$$

Sayap atas,

$$\lambda = \frac{0,5 \cdot b_e}{t_p} = 26,753 > \lambda_r \text{ (sayap atas langsing)}$$

Sayap bawah,

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{300}{28} = 10,714 < \lambda_p \text{ (pelat sayap kompak)}$$

- Kapasitas lentur

Kapasitas lentur dihitung dengan mengacu pada AISC 360-16 Chapter F.

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1,6 F_y S$$

$$F_y \cdot Z_y = 410 \cdot 13202592,62 = 5413062976 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} 1,6 F_y \cdot S &= 1,6 \cdot 410 \cdot 7549735,473 \\ &= 4952626470 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} M_n &= 5413062976 \text{ Nmm} \\ &= 5413,063 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kapasitas lentur terhadap sumbu lemah dihitung menggunakan analisa LRFD.

$$\begin{aligned} M_c &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,9 \cdot 5413,063 \\ &= 4871,757 \text{ kNm} > M_r = 6,058 \text{ kNm} \end{aligned}$$

... Memenuhi

7. Kapasitas geser pada sumbu kuat

Kapasitas geser pada sumbu kuat dihitung dengan mengacu pada AISC 360-16 chapter G7 sebagai berikut.

$$k_v = 5 \text{ (untuk pelat badan tanpa pengaku lateral dan } h/t_w < 260)$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{372}{16} = 23,25 < 1,1 \sqrt{\frac{5.200000}{410}} = 54,325$$

$$\text{Maka, } C_v = 1$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\ &= 1464192 \text{ N} \\ &= 1464,192 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas geser struktur dihitung dengan menggunakan analisa LRFD.

$$\begin{aligned} V &= \phi V_n \\ &= 0,9 \cdot 1464,192 \\ &= 1317,773 \text{ kN} > V_r = 3,646 \text{ kN} \end{aligned}$$

... Memenuhi

8. Kontrol kapasitas geser pada sumbu lemah

Kapasitas geser pada sumbu kuat dihitung dengan mengacu pada AISC 360-16 chapter G7 sebagai berikut.

$$k_v = 1,2$$

$$\begin{aligned} A_w &= (B_e \cdot t_p) + (B \cdot t_f) \\ &= 41841,015 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{0,5 \cdot b_e}{t_p} = 26,753$$

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v \times E}{F_y}} = 26,138$$

$$1,37 \sqrt{\frac{Kv \times E}{Fy}} = 33,146$$

$$\frac{0,5be}{tp} = 26,753 < 1,37 \sqrt{\frac{Kv \times E}{Fy}} = 33,146$$

Sehingga nilai Cv dihitung sebagai berikut:

$$Cv = \frac{1,5 \cdot kv \cdot E}{\left(\frac{Be}{tp}\right)^2 Fy} = \frac{360000}{1173769,238} = 0,307$$

$$\begin{aligned} Vn &= 0,6 Fy Aw Cv \\ &= 3788247,47 \text{ kN} \\ &= 3788,248 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas geser struktur dihitung dengan menggunakan analisa LRFD.

$$\begin{aligned} V &= \phi Vn \\ &= 0,9 \cdot 3788,248 \\ &= 3409,423 \text{ kN} > Vr = 3,646 \text{ kN} \end{aligned}$$

... Memenuhi

9. Kontrol kombinasi aksial lentur

Kontrol kombinasi aksial lentur dihitung berdasarkan AISC 360-16 Chapter H1. Sedangkan untuk kontrol kombinasi geser lentur tidak perlu dikontrol karena gaya geser relatif kecil.

Apabila nilai $\frac{Pr}{Pc} \geq 0,2$ maka kombinasi dihitung menggunakan persamaan berikut,

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

Apabila nilai $\frac{Pr}{Pc} < 0,2$ maka kombinasi dihitung menggunakan persamaan berikut,

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

Diketahui:

$$Pr = 1,738 \text{ kN}$$

$$Mrx = 6,058 \text{ kN}$$

$$Mry = 0 \text{ kN}$$

$$\frac{1,738}{4258,775} = 0,00047 < 0,2$$

Sehingga:

$$0,00047 + \frac{8}{9} \left(\frac{6,058}{4163,485} + \frac{0}{4871,757} \right) = 0,0176 < 1$$

... **Memenuhi**

4.3.5 Analisa Side Box Girder

Kapasitas *side box girder* dihitung dengan acuan AISC 360-16 sebagaimana dijabarkan berikut.

1. Hasil analisa struktur

Tekan maksimum

Tabel 4.32 – Tekan maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
1065	Ekstrem II-1	J[765]	-1100200	0	63220
1065	Ekstrem II-1	1/4	-1100200	0	-31610
1065	Ekstrem II-1	2/4	-1100200	0	0

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
59270000	0
79030000	0

Tarik Maksimum

Tabel 4.33 – Tarik maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
1105	Eks II - 54 Konf 4	3/4	163700	0	30050
1105	Eks II - 54 Konf 4	1/4	163700	0	-30050
1105	Eks II - 54 Konf 4	J[793]	163700	0	58540

Mx (N.mm)	My (N.mm)
55360000	0
57320000	0
0	0

Geser X Maksimum

Tabel 4.34 – Geser X maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
1625	Kuat III	I[1129]	-594130	12000	-56970
1545	Kuat III	I[1073]	-637970	12000	-56970
1665	Kuat III	I[1157]	-619000	12000	-56970

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Geser Y Maksimum

Tabel 4.35 – Geser Y maksimum

Elemen t	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
944	Kuat I - 1 konf 2	I[652]	-10390	0	-81980
904	Kuat I - 1 konf 2	I[624]	-5880	0	-81980
944	Kuat I - 2 konf 2	I[652]	-10110	0	-81980

Mx (N.mm)	My (N.mm)
0	0
0	0
0	0

Momen X Maksimum

Tabel 4.36 – Momen X maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
904	Kuat I - 3 konf 2	02-Apr	-198734,81	0,89	-22,68
904	Kuat I - 2 konf 2	02-Apr	-199289,66	0,89	-22,74
904	Kuat I - 1 konf 2	02-Apr	-199567,08	0,89	-22,78

Mx (N.mm)	My (N.mm)
102491410	-790
102491450	-790
102491480	-790

Momen Y Maksimum

Tabel 4.37 – Momen Y maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
138	Kuat III	1/4	139676,27	-3000	-19672,5
138	Kuat III	3/4	139676,27	3000	19672,46
138	Kuat III	3/4	139676,27	0	0

Mx (N.mm)	My (N.mm)
13353110	2812500
13353120	2812500
17804160	3750000

$$\begin{aligned}
A_g &= 128103 \text{ mm}^2 \\
I_x &= 18811325637 \text{ mm}^4 \\
I_y &= 18811325637 \text{ mm}^4 \\
y_{e1} &= 500 \text{ mm} \\
y_{e2} &= 500 \text{ mm} \\
S_x &= 37622651,27 \text{ mm}^3 \\
S_y &= 37622651,27 \text{ mm}^3 \\
R_x &= 629,9564 \text{ mm} \\
R_y &= 629,9564 \text{ mm} \\
Z_x &= 42137369,43 \text{ mm}^3 \\
Z_y &= 42137369,43 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3. Kapasitas tekan

- Rasio lebar tebal

$$\frac{b}{t} = \frac{B}{2tf} = 20 < 1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 43,468$$

... Kompak

- Kapasitas tekan

Faktor panjang tekuk ditentukan berdasarkan AISC 360-16 Apendix 7 dengan mengansumsikan perletakan ujung-ujung *box girder* sebagai sendi-sendi.

$$K = 1$$

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

$$\frac{KL}{r} = 7,937 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 137,405$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 31301,86889 \text{ MPa}$$

$$\frac{fy}{F_e} = 0,0075 < 2,25$$

Sehingga F_{cr} dihitung sebagai berikut,

$$F_{cr} = \left(0,685 \frac{f_y}{f_e}\right) f_y = 100,316 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$= 100,316 \cdot 128103,000$$

$$= 12850823,198 \text{ N}$$

$$= 12850,8232 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi \cdot P_n$$

$$= 0,9 \cdot 12850,8232$$

$$= 11565,741 \text{ kN} > P_r = 1100,2 \text{ kN}$$

4. Kapasitas lentur

Kapasitas lentur penampang dihitung dengan mengacu pada AISC 360-16

Chapter F.

- Rasio lebar tebal

Pelat sayap,

$$\frac{b}{2t} = 20 < 1,4 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 40,8422$$

Kompak

Pelat bada,

$$\frac{H}{2t} = 20 < 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 70,599$$

Kompak

- Kapasitas lentur penampang

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$M_n = 9902281816 \text{ Nmm}$$

$$= 9902,281816 \text{ kNm}$$

$$M_c = 0,9 \cdot 9902,281816$$

$$= 8912,054 \text{ kNm} > M_r = 102,491 \text{ kNm}$$

... Memenuhi

5. Kapasitas geser

Kapasitas geser penampang dihitung dengan mengacu pada AISC 360-16 Chapter G2 dan G5.

$$k_v = 5$$

$$A_w = 2.Ht = 400000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{4000}{50} = 40 < 1,1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 71,756$$

Sehingga, $c_v = 1$

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot c_v$$

$$= 7050000 \text{ N}$$

$$= 7050 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,9 \cdot 7050$$

$$= 6345 \text{ kN} > V_r = 81,98 \text{ kN} \quad \dots \text{ Memenuhi}$$

6. Desain sambungan

Untuk sambungan antar segmen box samping digunakan sambungan baut dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$\text{Tipe baut} = \text{Group B - ASTM A490}$$

$$\text{Kuat tarik nominal (Fnt)} = 780 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat geser nominal (Fnw)} = 579 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter baut (Db)} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter lubang (D)} = 33 \text{ mm}$$

$$\text{Pratarik minimum (Tb)} = 408 \text{ kN}$$

- Kapasitas satu buah baut

Digunakan baut dengan tipe Friksi, sehingga kapasitasnya yaitu:

$$R_n = \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_s$$

$$\text{dimana: } \mu = 0.5$$

$$h_f = 1$$

$$n_s = 4$$

$$D_u = 1,13$$

Sehingga:

$$Rn = 0,5 \cdot 1,13 \cdot 1 \cdot 408 \cdot 4$$

$$Rn = 829,872 \text{ kN}$$

Jumlah baut ditentukan secara konservatif dengan pertimbangan kapasitas aksial.

$$\begin{aligned} R_c &= \phi \cdot R_n \\ &= 1 \cdot 691,56 = 829,872 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga jumlah baut dapat ditentukan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} R_r &= \phi \cdot f_y \cdot A_g \\ &= 30104205 \text{ N} \\ &= 30104,205 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$n = \frac{R_r}{R_c} = \frac{30104,205}{829,872} = 36,27 = 37 \text{ Buah baut}$$

Baut dipasang pada keempat sisi, sehingga:

$$n' = n/4 = 9,25 \text{ buah} \longrightarrow \text{digunakan } n' = 10$$

Ketentuan spasi untuk baut diatur dalam AISC 360-10 Chapter

J3.3 sampai J3.5 yaitu:

$$3D \leq S \leq 24t_r$$

$$99 \leq S \leq 300$$

Ketentuan spasi pada baut tepi berdasarkan AISC 360-10 Tabel

J3.4M yaitu:

$$30 \leq S_1 \leq 12t$$

$$30 \leq S_1 \leq 300$$

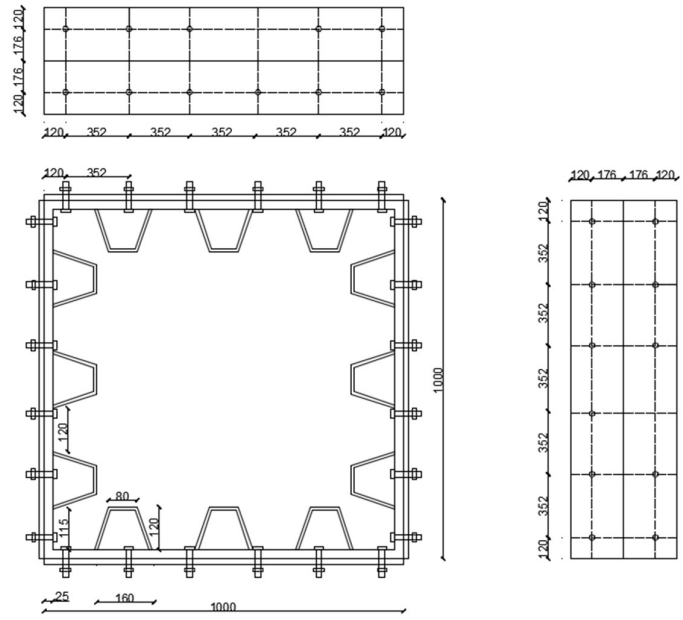
Menentukan tebal pelat penyambung

L = jarak baut ke tepi pelat

$$t \geq \frac{P_u/n}{\phi \times f_y \times L}$$

$$t \geq \frac{\frac{P_u}{n}}{\phi \times f_y \times L} = 0,0065$$

Sehingga digunakan tebal pelat penyambung 15 mm



Gambar 4.20 – Konfigurasi baut *side box girder*

4.3.6 Analisa Main Box Girder

Kapasitas *main box girder* dihitung dengan acuan AISC 360-16 sebagaimana dijabarkan berikut.

7. Hasil analisa struktur

Tekan maksimum

Tabel 4.37 – Tekan maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3632	Kuat I - 1 konf 2	2/4	-9848142,62	3,84	-166609,84
3632	Kuat I - 1 konf 2	2/4	-9848142,62	3,84	-24051
3632	Kuat I - 1 konf 2	3/4	-9848142,62	3,84	166128,82

Mx (N.mm)	My (N.mm)
311779190,2	-15868,75
415810028,4	-27584,58
311874510,4	-39300,42

Tarik Maksimum

Tabel 4.38 – Tarik maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3604	Eks II - 45 Konf 4	1/4	806131	-55916,34	120067,82
3604	Eks II - 45 Konf 4	I[3379]	806131	-55916,34	36883,16
3604	Eks II - 45 Konf 4	2/4	806131	-55916,34	203252,49

Mx (N.mm)	My (N.mm)
-49043841,18	34945877,41
0	0
-150081723,8	69893058,65

Geser X Maksimum

Tabel 4.39 – Geser X maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3604	Kuat I-1	1/4	-2399258,8	-134040,02	-1487,28
3604	Kuat I-1	I[3379]	-2399258,8	-134040,02	-84671,94
3604	Kuat II-1	3/4	-2399258,8	-134040,02	164882,05

Mx (N.mm)	My (N.mm)
26937480,45	83772686,59
0	0
-75178956,22	251321545,33

Geser Y Maksimum

Tabel 4.40 – Geser Y maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3604	Eks II - 53 Konf 4	J[3464]	802546,45	-55998,92	369216,64
3604	Eks II - 48 Konf 4	J[3464]	804787,09	-55947,33	369469,86
3604	Eks II - 45 Konf 4	J[3464]	806131	-55916,34	369621,82

Mx (N.mm)	My (N.mm)
-507115897,6	139995261,8
-507748698,3	139866301,4
-508128441	139788828

Momen X Maksimum

Tabel 4.41 – Momen X maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3604	Eks II - 45 Konf 4	J[3464]	806131	-55916,34	369621,82
3604	Eks II - 48 Konf 4	J[3464]	804787,09	-55947,33	369469,86
3604	Eks II - 53 Konf 4	J[3464]	802546,45	-55998,92	369216,64

Mx (N.mm)	My (N.mm)
-508128441	139788828
-507748698,3	139866301,4
-507115897,6	139995261,8

Momen Y Maksimum

Tabel 4.42 – Momen Y maksimum

Element	Comb	Part	Pu (N)	Vx (N)	Vy (N)
3604	Kuat II-2	J[3464]	-2402662,62	-133959,36	247666,9 7
3604	Kuat I-1	J[3464]	-239925880	-134040,02	248066,7 1
3604	Kuat II-1	J[3464]	-239925880	-134040,02	248066,7 1

Mx (N.mm)	My (N.mm)
-203230105,9	334896090
-204229250,5	335097748,1
-204229250,5	335097748,1

8. Data perencanaan

Material baja yang digunakan dalam desain *box girder* samping yaitu:

$$F_y = 235 \text{ MPa}$$

$$F_u = 3600 \text{ MPa}$$

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

Dimensi main box girder adalah:

Dinding:

$$H = 4000 \text{ mm} \qquad t_w = 50 \text{ mm}$$

$$B = 4000 \text{ mm} \qquad t_f = 50 \text{ mm}$$

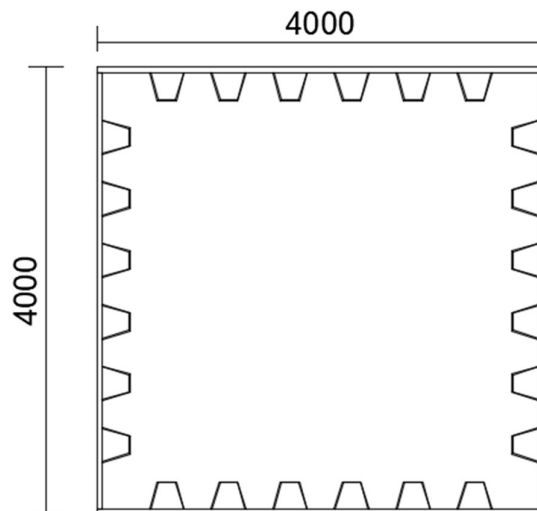
Dimensi Rib :

$$a = 312 \text{ mm} \qquad j = 122,5 \text{ mm}$$

$$e = 238 \text{ mm} \qquad h' = 255,79 \text{ mm}$$

$$h = 245 \text{ mm} \qquad t_r = 9 \text{ mm}$$

$$A_r = 5944,342 \text{ mm}^2$$



Gambar 4.21 – Ilustrasi penampang *main box girder*

Section Properties:

$$\begin{aligned}A_g &= 932664,2129 \text{ mm}^2 \\I_x &= 235020000000 \text{ mm}^4 \\I_y &= 235020000000 \text{ mm}^4 \\y_{e1} &= 2000 \text{ mm} \\y_{e2} &= 2000 \text{ mm} \\S_x &= 1175100000 \text{ mm}^3 \\S_y &= 1175100000 \text{ mm}^3 \\R_x &= 2553,3992 \text{ mm} \\R_y &= 2553,3992 \text{ mm} \\Z_x &= 1316112000 \text{ mm}^3 \\Z_y &= 1316112000 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

9. Kapasitas tekan

- Rasio lebar tebal

$$\frac{b}{t} = \frac{B}{2tf} = 40 < 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 43,468$$

Kompak

- Kapasitas tekan

Faktor panjang tekuk ditentukan berdasarkan AISC 360-16 Apendix 7 dengan mengansumsikan perletakan ujung-ujung box girder sebagai sendi-sendi.

$$K = 1$$

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

$$\frac{KL}{r} = 1,958 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 137,405$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 52158,78 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_y}{F_e} = 0,0045 < 2,25$$

Sehingga F_{cr} dihitung sebagai berikut,

$$F_{cr} = \left(0,685 \frac{f_y}{f_e}\right) f_y = 100,316 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$= 100,316 \cdot 932664,2129$$

$$= 93561453,697 \text{ N}$$

$$= 93561,454 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi \cdot P_n$$

$$= 0,9 \cdot 93561,454$$

$$= 84205,309 \text{ kN} > P_r = 9848,14 \text{ kN}$$

10. Kapasitas lentur

Kapasitas lentur penampang dihitung dengan mengacu pada AISC 360-16 Chapter F.

- Rasio lebar tebal

Pelat sayap,

$$\frac{b}{2t} = 40 < 1,4 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 40,8422$$

Kompak

Pelat bada,

$$\frac{H}{2t} = 40 < 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 70,599$$

Kompak

- Kapasitas lentur penampang

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$M_n = 309286320000 \text{ Nmm}$$

$$= 309286,32 \text{ kNm}$$

$$M_c = 0,9 \cdot 309286,32$$

$$= 278357,688 \text{ kNm} > M_r = 508,128 \text{ kNm}$$

... Memenuhi

11. Kapasitas geser

Kapasitas geser penampang dihitung dengan mengacu pada AISC 360-16 Chapter G2 dan G5.

$$k_v = 5$$

$$A_w = 2.Ht = 400000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{4000}{10} = 40 < 1,1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 71,756$$

Sehingga, $c_v = 1$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot c_v \\ &= 56400000 \text{ N} \\ &= 56400 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,9 \cdot 56400 \\ &= 50760 \text{ kN} > V_r = 3692,166 \text{ kN} \quad \dots \text{ Memenuhi} \end{aligned}$$

12. Desain sambungan

Untuk sambungan antar segmen box samping digunakan sambungan baut dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tipe baut = Group B - ASTM A490

Kuat tarik nominal (F_{nt}) = 780 MPa

Kuat geser nominal (F_{nw}) = 579 MPa

Diameter baut (D_b) = 30 mm

Diameter lubang (D) = 33 mm

Pratarik minimum (T_b) = 408 kN

- Kapasitas satu buah baut

Digunakan baut dengan tipe Friksi, sehingga kapasitasnya yaitu:

$$R_n = \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_s$$

dimana: $\mu = 0.5$

$h_f = 1$

$n_s = 3$

$D_u = 1,13$

Sehingga:

$$R_n = 0,5 \cdot 1,13 \cdot 1 \cdot 408 \cdot 3$$

$$Rn = 691,56 \text{ kN}$$

Jumlah baut ditentukan secara konservatif dengan pertimbangan kapasitas aksial.

$$\begin{aligned} R_c &= \phi \cdot R_n \\ &= 1 \cdot 691,56 = 691,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga jumlah baut dapat ditentukan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} R_r &= \phi \cdot f_y \cdot A_g \\ &= 219176090 \text{ N} \\ &= 219176,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$n = \frac{R_r}{R_c} = \frac{219176,09}{691,56} = 352,144 = 353 \text{ Buah baut}$$

Baut dipasang pada keempat sisi, sehingga:

$$n' = n/4 = 88,25 \text{ buah} \longrightarrow \text{digunakan } n' = 90$$

Ketentuan spasi untuk baut diatur dalam AISC 360-10 Chapter

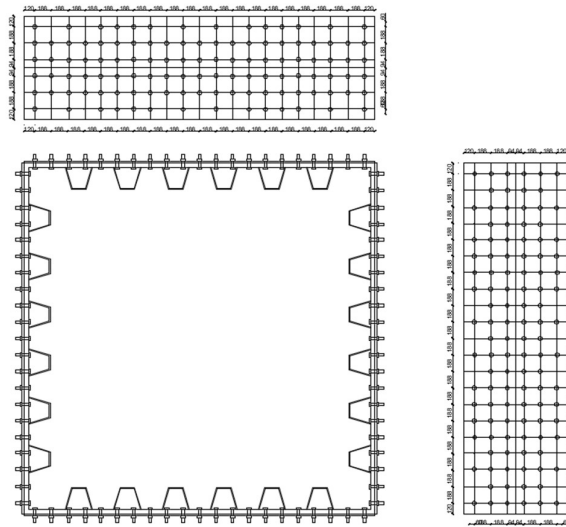
J3.3 sampai J3.5 yaitu:

$$\begin{aligned} 3D &\leq S \leq 24t \\ 99 &\leq S \leq 300 \end{aligned}$$

Ketentuan spasi pada baut tepi berdasarkan AISC 360-10 Tabel

J3.4M yaitu:

$$\begin{aligned} 30 &\leq S1 \leq 12t \\ 30 &\leq S1 \leq 300 \end{aligned}$$



Gambar 4.22 – Konfigurasi baut *main box girder*

4.3.7 Analisa Pengaku Floor Beam

Rangka batang direncanakan menggunakan baja dengan profil WF. Kapasitas rangka batang dihitung dengan acuan AISC 360 -16.

1. Data Perencanaan

Material baja yang digunakan adalah:

$$F_y = 235 \text{ MPa}$$

$$F_u = 360 \text{ MPa}$$

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

Dimensi rangka batang yang digunakan:

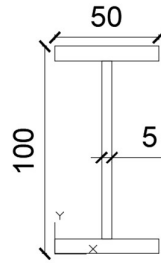
$$H = 100 \text{ mm}$$

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

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$t_f = 7 \text{ mm}$$

$$H_w = 93 \text{ mm}$$



```

Write analysis to a file? [Yes/No] <N>: "Cancel"
Command: MASSPROP
Select objects: Specify opposite corner: 6 found
Select objects:
----- REGIONS -----
Area: 1130.0000
Perimeter: 410.0000
Bounding box: X: 0.0000 -- 50.0000
              Y: 0.0000 -- 100.0000
Centroids: X: 25.0000
           Y: 50.0000
Moments of inertia: X: 4000456.0000
                  Y: 852979.1667
Product of inertia: XY: -1412500.0000
Basis of rotation: X: 63.8475
                  Y: 27.4745
Principal moments and X-Y directions about centroid:
I1: 1781456.6667 along [1.0000 0.0000]
I2: 146729.1667 along [0.0000 1.0000]

```

Gambar 4.23 – Section properties bracing

$$\begin{aligned}
 A_g &= 1130 \text{ mm}^2 \\
 I_x &= 1781456,667 \text{ mm}^4 \\
 I_y &= 146729,667 \text{ mm}^4 \\
 r_x &= 63,848 \text{ mm} \\
 r_y &= 27,475 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2. Perencanaan batang tekan (Elemen 3100)

Rasio lebar tebal

$$\begin{aligned}
 K &= 1 \\
 L &= 3759,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} = 0,643 < 1,5$$

Sehingga F_{cr} :

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= 0,658^{\lambda^2} \cdot f_y \\
 &= 197,683 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= F_{cr} \cdot A_g \\
 &= 179,683 \cdot 1130 = 223383,904 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_c &= \phi \cdot P_n \\
 &= 0,9 \cdot 223383,904 = 189875,4683 \text{ N} > P_r = 1771 \text{ N}
 \end{aligned}$$

3. Perencanaan batang tarik (Elemen 122)

Rasio lebar tebal

$$L = 2144,82$$

$$\frac{L}{r} = 33,593 < 300$$

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - 4(\text{lebar lubang baut} \cdot t_f) \\ &= 1130 - 2(20 \cdot 7) \\ &= 850 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pelelehan pada penampang bruto

$$\begin{aligned} \phi_t \cdot T_n &= \phi_t \cdot F_y \cdot A_g \\ &= 0,9 \cdot 235 \cdot 1130 \\ &= 238995 \text{ N} \end{aligned}$$

Retakan pada penampang netto

$$\begin{aligned} \phi_t \cdot T_n &= \phi_t \cdot F_u \cdot A_e \\ &= 0,75 \cdot 360 \cdot (0,85 \cdot 850) \\ &= 195075 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\phi_t \cdot T_n = 195075 \text{ N} > T_u = 1260,573 \text{ N}$$

4.3.8 Analisa Pengaku *Main Box Girder*

Rangka batang direncanakan menggunakan baja dengan profil WF. Kapasitas rangka batang dihitung dengan acuan AISC 360 -16.

4. Data Perencanaan

Material baja yang digunakan adalah:

$$F_y = 235 \text{ MPa}$$

$$F_u = 360 \text{ MPa}$$

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

Dimensi rangka batang yang digunakan:

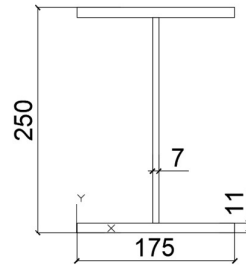
$$H = 250 \text{ mm}$$

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

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$t_f = 7 \text{ mm}$$

$$H_w = 11 \text{ mm}$$



```

Command: "Cancel"
Command: MASSPROP
Select objects: Specify opposite corner: 7 found
Select objects:
-----
Area:
-----
Area: 5446.0000
Perimeter: 2214.0000
Bounding box: X: 0.0000 -- 175.0000
               Y: 0.0000 -- 250.0000
Centroid: X: 87.5000
           Y: 125.0000
Moments of inertia: X: 161925409.3333
                   Y: 51527975.3333
Product of inertia: XY: -5956525.0000
Radii of gyration: X: 164.3075
                  Y: 97.2709
Principal moments and X-Y directions about centroid:
I: 61931655.3333 along (1.0000 0.0000)
I: 9832037.8333 along (0.0000 1.0000)

```

Gambar 4.23 – Section properties bracing

$$A_g = 5446 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 61931655,3333 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 9832037,8333 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 164,3075 \text{ mm}$$

$$r_y = 97,2709 \text{ mm}$$

5. Perencanaan batang tekan (Elemen 5541)

Rasio lebar tebal

$$K = 1$$

$$L = 3200 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} = 0,213 < 1,5$$

Sehingga F_{cr} :

$$F_{cr} = 0,658^{\lambda^2} \cdot f_y$$

$$= 230,596 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$= 230,596 \cdot 5446 = 1255824,151 \text{ N}$$

$$P_c = \phi \cdot P_n$$

$$= 0,9 \cdot 1255824,151 = 1067450,528 \quad N > Pr = 1418,2 \text{ N}$$

... Memenuhi

6. Perencanaan batang tarik (Elemen 5592)

Rasio lebar tebal

$$L = 3200$$

$$\frac{L}{r} = 33,593 < 300$$

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - 4(\text{lebar lubang baut} \cdot t_f) \\ &= 5446 - 2(20 \cdot 7) \\ &= 5116 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pelelehan pada penampang bruto

$$\begin{aligned} \phi_t \cdot T_n &= \phi_t \cdot F_y \cdot A_g \\ &= 0,9 \cdot 235 \cdot 5446 \\ &= 1151829 \text{ N} \end{aligned}$$

Retakan pada penampang netto

$$\begin{aligned} \phi_t \cdot T_n &= \phi_t \cdot F_u \cdot A_e \\ &= 0,75 \cdot 360 \cdot (0,85 \cdot 5116) \\ &= 1185597 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\phi_t \cdot T_n = 1151829 \text{ N} > T_u = 1418,2 \text{ N}$$

... Memenuhi

4.3.9 Analisa Struktur Kabel

1. Data Perencanaan

Dalam perencanaan jembatan ini digunakan produk dari VSL SSI 2000 dengan spesifikasi sebagai berikut:

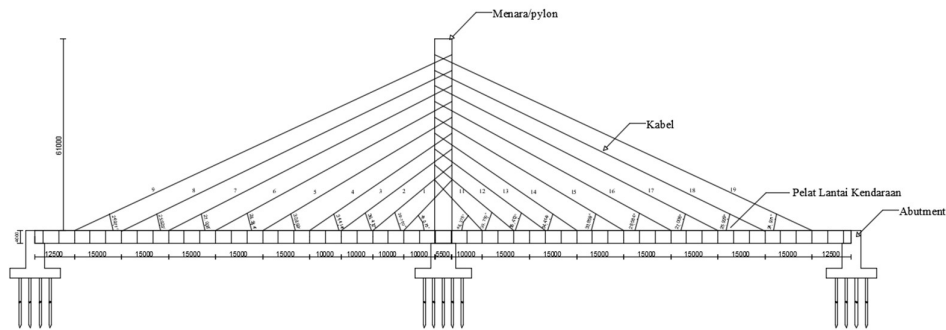
$$F_u = 1860 \text{ MPa}$$

$$F_{all} = 1116 \text{ MPa}$$

$$\varnothing_s = 15,24 \text{ mm}$$

$$A_s = 140 \text{ mm}^2$$

Susunan struktur kabel dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 4.24 – Layout kabel

2. Pretension Kabel

Gaya pratarik kabel ditentukan dengan bantuan software Midas Civil menggunakan menu Unknown Load Factor. Hasil yang diperoleh yaitu:

Tabel 4.43 – Gaya pretension kabel

Kabel	P (kN)
1	594,291
2	1793,287
3	3396,186
4	5315,488

5	8213,209
6	11237,398
7	14289,267
8	17303,215
9	20243,872

Pretension load yang diperoleh dari unknown load factor diinputkan ke dalam menu pretension load untuk masing-masing kabel sehingga diperoleh gaya dalam kabel.

3. Kapasitas struktur kabel

- Output gaya dalam kabel

Tabel 4.44 – Gaya dalam kabel

Kabel	P (kN)	Kabel	P (kN)
1	580,7269	11	580,72688
2	1732,5107	12	1732,5107
3	3253,8062	13	3253,8062
4	5222,0169	14	5222,0169
5	8206,5899	15	8206,5899
6	11310,225	16	11310,225
7	14439,583	17	14439,583
8	17532,881	18	17532,881
9	20556,174	19	20556,174

- Kapasitas penampang kabel

Tabel 4.45 – Kapasitas penampang kabel

Kabel	P (kN)	ASC _{pre} (mm ²)	Fijin (kN/mm ²)	Kapasitas (kN)	Keterangan
1	580,72688	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
2	1732,5107	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
3	3253,8062	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
4	5222,0169	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
5	8206,5899	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
6	11310,225	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
7	14439,583	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
8	17532,881	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
9	20556,174	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
11	580,72688	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
12	1732,5107	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
13	3253,8062	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
14	5222,0169	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
15	8206,5899	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
16	11310,225	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
17	14439,583	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
18	17532,881	19050	1,116	21259,8	Memenuhi
19	20556,174	19050	1,116	21259,8	Memenuhi

4. Desain Angkur pada dek

Angkur pada gelagar didesain sebagai ankur mati, sehingga ankur hidup ditempatkan di menara. Struktur ankur pada terdiri dari beberapa bagian yaitu:

- Bearing Plate
- Pelat ankur dan pengakunya
- Pipa ankur dan pengaku pipa

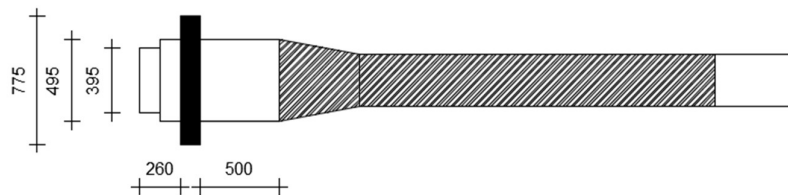
- Kapasitas Bearing Plate

Dalam desain bearing plate pada alternatif perencanaan jembatan Hasan Basri ini digunakan baja dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

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

$$E = 200000 \text{ MPa}$$



Gambar 4.25 – Ilustrasi Angkur

Spesifikasi angkur yang digunakan yaitu:

$$\phi A1 = 495 \text{ mm} \quad LT1 = 500 \text{ mm}$$

$$[C1 = 775 \text{ mm} \quad H1 = 380 \text{ mm}$$

$$A_{p'} = LT1^2 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_p &= [C1^2 - 0.25\pi\phi A1^2 \\ &= 600625 - 192344,625 = 408280,375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan ijin pelat baja

$$\begin{aligned} F_{yp} &= 0.8f_y \sqrt{\frac{A_{p'}}{A_p}} - 0.2 \\ &= 123,288 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan pada pelat angkur,

$$P = 21259,8 \text{ kN}$$

$$F_t = \frac{P}{A_p} = \frac{21259,8}{250000} = 85,0392 \text{ MPa}$$

$$F_t = 85,0392 \text{ MPa} < F_{yp} = 123,288 \text{ MPa}$$

... Memenuhi

- Kapasitas Sambungan

Diambil contoh angkur kabel 9 yaitu:

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

$$B = 4000 \text{ mm}$$

$$H = 4000 \text{ mm}$$

$$\theta = 25,173^\circ$$

$$Pr = 21259,8 \text{ kN}$$

$$Px = 19240,706 \text{ kN}$$

$$Py = 9040,917 \text{ kN}$$

Digunakan baut M24 dengan tipe Group B ASTM-A490, dengan spesifikasi:

Jenis struktural baut = Tipe Friksi

Tipe baut = Group B ASTM-490

Kuat tarik nominal (Fnt) = 780 MPa

Kuat geser nominal (Fnv) = 579 MPa

Diameter baut (Db) = 24 mm

Diameter lubang (D) = 27 mm

Pratarik minimum (Tb) = 257 kN

- Kapasitas satu buah baut

Digunakan baut dengan tipe Friksi, sehingga kapasitasnya yaitu:

$$Rn = \mu \cdot Du \cdot hf \cdot Tb \cdot ns$$

dimana: $\mu = 0.5$

$hf = 1$

$ns = 4$

$Du = 1,13$

Sehingga:

$$Rn = 0,5 \cdot 1,13 \cdot 1 \cdot 257 \cdot 4$$

$$Rn = 580,82 \text{ kN}$$

Jumlah baut ditentukan secara konservatif dengan pertimbangan kapasitas aksial.

$$R_c = \phi \cdot R_n \\ = 1 \cdot 580,82 = 580,82 \text{ kN}$$

Sehingga jumlah baut dapat ditentukan dengan persamaan berikut.

$$P_x = 19240,706 \text{ kN}$$

$$n = \frac{R_r}{R_c} = \frac{19240,706}{580,82} = 29,814 = 30 \text{ Buah baut}$$

Untuk pertimbangan kapasitas terhadap momen maka digunakan baut sebanyak 30 buah. Ketentuan spasi untuk baut diatur dalam AISC 360-10 Chapter J3.3 sampai J3.5 yaitu:

$$3D \leq S \leq 24t_r$$

$$81 \leq S \leq 216$$

Sehingga diambil nilai $S = 120 \text{ mm}$

Ketentuan spasi pada baut tepi berdasarkan AISC 360-10 Tabel J3.4M yaitu:

$$30 \leq S_1 \leq 12t_r$$

$$30 \leq S_1 \leq 108$$

Diambil nilai S_1 sebesar $62,5 \text{ mm}$

Menentukan tebal pelat penyambung

$L =$ jarak baut ke tepi pelat

$$t \geq \frac{P_x/n}{\phi \times f_y \times L}$$

$$t \geq \frac{P_u}{\phi \times f_y \times L} = 0,0278$$

Digunakan tebal pelat penyambung 20 mm

- Kapasitas pelat angkur

Gaya yang bekerja pada struktur pelat angkur adalah gaya tarik kabel yang dikontrol pada penampang kritis. Spesifikasi pelat angkur yang digunakan yaitu:

$$\text{Lebar pelat angkur (bpc)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat angkur (tpc)} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar pengaku (bs)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pengaku (ts)} = 20 \text{ mm}$$

Luas penampang,

$$\begin{aligned} A_g &= (bpc \cdot tpc) + (bs \cdot ts) \\ &= 18000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kapasitas tarik akibat leleh pada penampang bruto,

$$P_n = F_y \cdot A_g = 240 \cdot 18000 = 4320000 \text{ N} = 4320 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi P_n = 0,9 \cdot 4320 = 3888 \text{ kN}$$

Kapasitas tarik akibat rupture pada penampang netto

$$A_e = 85\% A_g = 15300 \text{ mm}^2$$

$$P_n = F_u \cdot A_g = 3672000 \text{ N} = 3672 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi P_n = 0,75 \cdot 3672 = 2754 \text{ kN}$$

Kontrol:

$$P_r = 0,5 \cdot P_c$$

$$= 0,5 \cdot 2754 = 1377 \text{ kN} < P_c = 2754$$

...Memenuhi

- Kapasitas pipa angkur

Gaya yang bekerja pada pipa angkur adalah gaya tekan yang diakibatkan terjadinya fix anchorage akibat gaya kabel sehingga menekan pipa angkur yang tertahan oleh bearing plate.

Dimensi pipa angkur

$$\text{Panjang pipa (L)} = 1080 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter luar (D0)} = 440 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter dalam (D1)} = 390 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pipa (t)} = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= 0,25\pi(D_o^2 - D_1^2) \\
 &= 32577,5 \text{ mm}^2 \\
 I &= \frac{1}{64} \times \pi(D_o^4 - (D_o - 2t)^4) \\
 &= 1183269750 \text{ mm}^4 \\
 r &= \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1183269750}{32577,5}} = 190,583 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dimensi pengaku,

Lebar pengaku (bs) = 250 mm

Tebal pengaku (ts) = 40 mm

Jumlah pengaku (ns) = 4

$$\begin{aligned}
 A_{\text{Stotal}} &= bs \cdot rs \cdot ns \\
 &= 250 \cdot 40 \cdot 4 = 40000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Rasio lebar tebal pipa:

$$\frac{D}{t} = \frac{440}{50} = 8,8 < \frac{0,11E}{fy} = 91,667$$

... **Non Slender**

Kapasitas penampang L

K = 0,65 (sambungan kaku pada ujung-ujung pipa)

$$\frac{KL}{r} = 3,683 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 135,966$$

Sehingga Fe dihitung sebagai berikut:

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 14740,825 \text{ MPa}$$

$$\frac{fy}{Fe} = 0,0163 < 2,25$$

$$F_{cr} = \left(0,685 \sqrt{\frac{fy}{Fe}}\right) fy = 238,526 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= F_{cr} \cdot A_g \\
 &= 238,526 \cdot 40000
 \end{aligned}$$

$$= 9541240,569 \text{ N}$$

$$= 9541,241 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi P_n$$

$$= 0,9 \cdot 9541,241$$

$$= 8587,117 \text{ kN}$$

Kapasitas total

$$P_c = 17174,059 \text{ kN} > P_r = 16560 \text{ kN}$$

- Sambungan angkur pada dek

untuk sambungan angkur pada menara digunakan sambungan baut friksi dengan spesifikasi sebagai berikut:

Digunakan baut M24 dengan tipe Group B ASTM-A490, dengan spesifikasi:

Jenis struktural baut = Tipe Friksi

Tipe baut = Group B ASTM-490

Kuat tarik nominal (F_{nt}) = 780 MPa

Kuat geser nominal (F_{nv}) = 579 MPa

Diameter baut (D_b) = 24 mm

Diameter lubang (D) = 27 mm

Pratarik minimum (T_b) = 257 kN

Kapasitas satu buah baut

Digunakan baut dengan tipe friksi, sehingga kapasitasnya yaitu:

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

$$\text{Dimana : } \mu = 0,5$$

$$h_f = 1$$

$$n_s = 4$$

$$D_u = 1,3$$

Sehingga:

$$R_n = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

$$= 0,5 \times 1,3 \times 1 \times 257 \times 4$$

$$= 580,820 \text{ kN}$$

Jumlah baut ditentukan secara konservatif dengan pertimbangan kapasitas aksial.

$$\begin{aligned} R_c &= \phi \times R_n \\ &= 1 \times 580,82 \\ &= 580,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya aksial maksimum,

$$R = 21259,800 \text{ kN} \quad (\text{diambil kapasitas maksimum kabel})$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} R_r &= R \times \cos 25,173^\circ \\ &= 21242,574 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$n = \frac{R_r}{R_c} = \frac{21242,574}{580,82} = 36,573 \approx 37$$

$$n' = \frac{n}{4} = \frac{37}{4} = 9,25 \approx 10$$

Sehingga total baut yang dibutuhkan yaitu 40 buah baut.

Spasi antar baut yaitu:

$$3D \leq S \leq 7D$$

$$81 \leq S \leq 189$$

Diambil nilai S sebesar 120 mm

Jarak baut ke tepi yaitu:

Ketentuan spasi pada baut tepi berdasarkan AISC 360-10 Tabel J3.4M yaitu:

$$1,5D \leq S_1 \leq 3D$$

$$40,5 \leq S_1 \leq 81$$

Diambil nilai S1 sebesar 62,5 mm

4.3.3 Analisa Struktur Menara

1. Gaya Dalam Menara

Gaya dalam pada menara diperoleh dari hasil analisa menggunakan software Midas Civil.

$$P = 203604,03 \text{ kN}$$

$$V_x = 8576,8 \text{ kN}$$

$$V_y = 3782,33 \text{ kN}$$

$$M_{1x} = 1465,56 \text{ kNm}$$

$$M_{2x} = 874971,89 \text{ kNm}$$

$$M_{1y} = 1172,45 \text{ kNm}$$

$$M_{2y} = 261758,8 \text{ kNm}$$

2. Spesifikasi Material dan Dimensi Menara

Spesifikasi material yang digunakan dalam perencanaan menara yaitu:

$$f_c' = 60 \text{ MPa}$$

$$E_c = 36406,044 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Dimensi menara

$$b = 5500 \text{ mm}$$

$$h = 4000 \text{ mm}$$

3. Kelangsingan Menara

Faktor panjang tekuk ditentukan berdasarkan asumsi bahwa menara merupakan struktur jepit-bebas, sehingga nilai $K = 2,2$.

$$\text{Tinggi menara (H)} = 61000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi inersia} = 0,7$$

$$A_g = B \cdot H = 5500 \cdot 4000 = 22000000 \text{ mm}^2$$

$$I_x = \frac{0,7BB^3}{12} = 205333333333333 \text{ mm}^2$$

$$I_y = \frac{0,7B^3H}{12} = 388208333333333 \text{ mm}^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 966,091 \text{ mm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1328,376 \text{ mm}$$

Kelangsingan terhadap sumbu x:

$$\frac{KH}{r_x} = 140,173 > 22$$

... Kolom langsing

Kelangsingan terhadap sumbu y:

$$\frac{KH}{r_y} = 101,944 > 22$$

... Kolom langsing

4. Pembesaran momen

Sumbu x

$$P_u = 203604,03 \text{ kN}$$

$$V_u = 8576,8 \text{ kN}$$

$$\Delta_0 = 0,117242 \text{ m}$$

$$l = 61 \text{ m}$$

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_u \times L} = 0,045 < 0,05$$

... Kolom tak bergoyang

Karena menara merupakan kolom tak bergoyang, maka perhitungan perbesaran momennya yaitu:

$$M_1 = 1465,56 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 874971,89 \text{ kNm}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4M_1/M_2 \geq 0,4$$

$$= 0,600669992 \geq 0,4$$

$$P_D = 3025 \text{ kN}$$

$$\beta d = \frac{PD}{Pu} = 0,0149$$

$$I_g = \frac{Ix}{0,7} = 2933333333333333 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{0,4 \cdot Ec \cdot I_g}{1 + \beta d} = \frac{427164243197703000}{1,0145727} = 420910659973347000 \text{ mm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{1 + \beta d} = 230432742,857 \text{ N} = 230432,743 \text{ kN}$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0,75P_c}} = \frac{0,6006}{0,663} = 0,906 < 1$$

$$\begin{aligned} M_{2\min} &= Pu(15+0,03h) \\ &= 247378,897 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{cx} &= \delta_{ns} M_2 \\ &= 874971,89 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sumbu y

$$M_{cy} = 261758,8 \text{ kNm}$$

5. Penulangan Longitudinal Menara

Lebar	= 5500 mm
Tebal	= 4000 mm
Selimut Beton (sb)	= 50 mm
Mutu Beton f_c'	= 60 Mpa
f_y ulir	= 420 Mpa
f_y polos	= 240 Mpa
Modulus Elastisitas Baja (E_s)	= 16920000 Mpa
Diameter Tul. Pokok	= 32 mm
Diameter Tul. Sengkang	= 16 mm
Tinggi Lantai (h Lantai)	= 4000 mm

Tinggi Balok (h Lantai) = 400 mm

Tinggi Bersih Kolom (hn Kolom)= 3600 mm

$f_c' = 60$ MPa

Sehingga

$$\beta_1 = 0,85(60 - 30) \times \frac{0,05}{7} = 0,64$$

Direncanakan menara dengan, 704 D32 \longrightarrow 50 Lapis

$d = h - s_b - D_{\text{Sengkang}} - 1/2 D_{\text{tul utama}}$

$$= 5500 - 50 - 16 - 16$$

$$= 5418 \text{ mm}$$

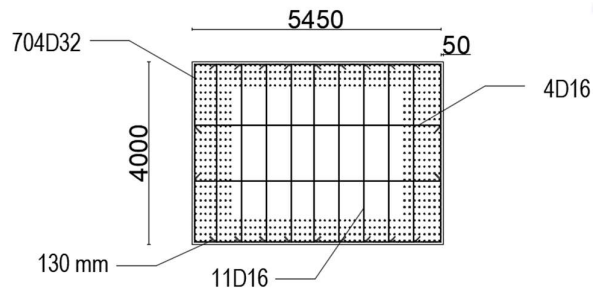
$d' = h - d$

$$= 5500 - 5418,0$$

$$= 82,0 \text{ mm}$$

$$x = \frac{\text{jarak tulangan tepi}}{n \text{ tulangan yang ditinjau} - 1}$$

$$= \frac{h - 2 \times d'}{50 - 1} = \frac{5500 - 2 \times 82}{49} = 108,898 \text{ mm}$$



Luas penampang kolom (A_g)

$$A_g = b \times h$$

$$A_g = 4000 \times 5500$$

$$A_g = 22000000 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan yang diperlukan ($A_s \text{ perlu}/A_{st}$)

$$A_{st} = n \text{ tulangan} \times \frac{1}{4} \Pi D^2$$

$$= 704 \times \frac{1}{4} 3,14 \cdot 1024$$

$$= 591626,240 \text{ mm}^2$$

Periksa rasio tulangan memanjang (ρ_g):

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{591626,240}{22000000} = 0,027$$

$$0,01 \quad A_g < \rho_g \quad < 0,06 \quad A_g$$

$$0,01 \quad A_g < 0,027 \quad < 0,06 \quad A_g$$

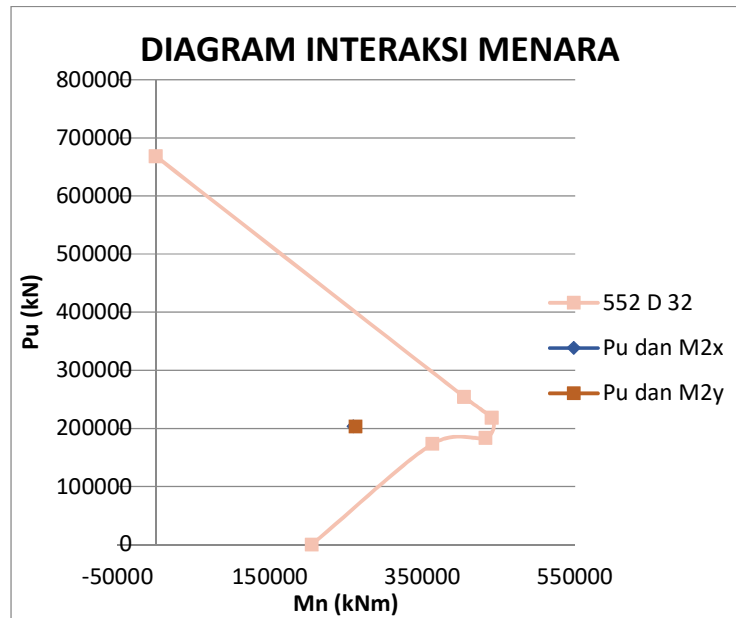
Tabel 4.46 – Rekapitulasi Nilai ϕP_n dan ϕM_n Pada Formasi Tulangan 704D32

Menara

Kondisi	704D 32	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	696961,243	0
Patah Desak	238724,328	623415,902
Balance	220716,713	579347,991
Balance 1,25 fy	185327,610	579212,965
Patah Tarik	196816,095	586610,956
Lentur murni	0	384889,797

$$P_u = 203604,03 \text{ kN}$$

$$M_u = 1122350,786 \text{ kN}$$



Gambar 4.26 – Diagram Interaksi Menara

6. Perhitungan tulangan transversal

Gaya geser maksimum desain:

$$V_u = 8577160 \text{ kN}$$

$$N_u = 203592580 \text{ kN}$$

$$f_c' = 60 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

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

Tinjauan geser pada sumbu kuat (arah y)

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \sqrt{\frac{f_c'}{6}} B d$$

Dengan:

$$A_g = 22000000 \text{ mm}^2$$

$$D = 5418 \text{ mm}$$

$$B = 4000 \text{ mm}$$

Sehingga:

$$V_c = \left(1 + \frac{203592580}{14(22000000)}\right) \sqrt{\frac{60}{6}} \times 4000 \times 5418$$

$$= 45301254,73 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 15855439,16 \text{ N}$$

$$V_u = 8577160 \text{ N} < 0,5\phi V_c = 15855439,16 \text{ N}$$

Sehingga tulangan geser tidak diperlukan. Namun untuk keamanan maka digunakan tulangan transversal dengan konfigurasi sebagai berikut:

Tulangan transversal sumbu kuat: 4D16

Tulangan transversal sumbu lemah: 11D16

jarak antara sengkang tidak melebihi nilai terkecil dari:

- $1/4$ diameter terkecil komponen struktur = 1000
- $6d_b = 240 \text{ mm}$
- $s = 100 + \left(\frac{350-1}{3},898\right) = 113,7001 \text{ mm}$

Sehingga digunakan jarak tulangan sengkang 125 mm

$$100 < 125 \leq 150$$

Panjang penyaluran

Panjang penyaluran sambungan antar tulangan dihitung dengan persamaan berikut:

$$l_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1,7 \sqrt{f_c'}} \right) D_b$$

Dengan :

$$\psi_t = 1 \text{ (tuntuk tulangan } \geq D22)$$

$$\psi_e = 1 \text{ (untuk tulangan tanpa lapisan)}$$

$$\lambda = 1 \text{ (untuk beton dengan berat normal)}$$

Sehingga:

$$L_d = 1020,645 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan $l_d = 1200 \text{ mm}$

7. Kontrol Torsi

Ambang batas torsi menara dihitung berdasarkan persamaan berikut:

dengan :

$$A_{cp} = 22000000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 19000 \text{ mm}$$

$$N_u = 203604,03 \text{ kN}$$

$$T_u = 0,642915235 \times 25473684210,5263 \times 1,0018$$

$$= 16407040500 \text{ N/mm}$$

$$= 16407,0405 \text{ kN/m}$$

Torsi maksimum pada menara dihitung menggunakan software Midas

Civil:

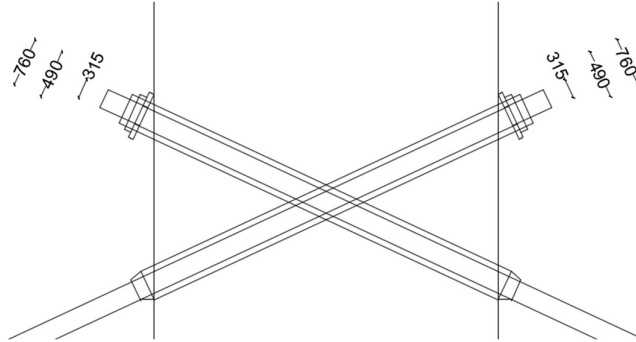
T_u Kombinasi Kuat I-16 konfigurasi beban II.

$$T_u = 15298,80 \text{ kN/m} < T_u = 16407,0405 \text{ kN/m}$$

Sehingga torsi tidak perlu diperhitungkan.

8. Analisa Angkur pada menara

Desain angkur pada menara meliputi bearing plate yang menahan tegangan akibat gaya tarik kabel sehingga untuk analisa kondisi kritis gaya tarik kabel yg diberikan sama dengan kapasitas tarik kabel.



Tabel 4.47 – Kapasitas kabel

Kabel	Force	Kabel	Force
	kN		kN
1	21259,8	1	21259,8
2	21259,8	2	21259,8
3	21259,8	3	21259,8
4	21259,8	4	21259,8
5	21259,8	5	21259,8
6	21259,8	6	21259,8
7	21259,8	7	21259,8
8	21259,8	8	21259,8
9	21259,8	9	21259,8

Dimensi angkur yang digunakan adalah sebagai berikut:

Lebar angkur, $[C2 = 760 \text{ mm}$

Diameter angkur kabel, $A2 = 490 \text{ mm}$

Panjang pengankuran, $LT2 = 1300 \text{ mm}$

$$Ap' = LT2^2 = 1690000 \text{ mm}^2$$

$$Ap = [C2^2 - 0,25\pi\phi A2^2 = 389121,5 \text{ mm}^2$$

tegangan tekan pada beton diambil sebesar 85% fc'

$$fc = 0,85 \cdot fc' = 0,85 \cdot 65$$

$$= 51 \text{ MPa}$$

$$fcp = 0,85 \cdot fc' \sqrt{\frac{Ap'}{Ap} - 0,2} = 95,591 \text{ MPa}$$

tegangan yang terjadi di bawah pelat angkur dihitung sebagai berikut:

$$ft = \frac{Pu}{Ap} = \frac{18246600}{389121,5} = 46,892 \text{ MPa} < fcp = 95,951 \text{ MPa}$$

... **Memenuhi**

4.3.10 Analisa Aerodinamis Struktur

1. Frekuensi alami struktur

Perhitungan frekuensi alami struktur didasarkan pada SEM PU No. 08/SE/M/2015.

$$fb = 33,8 \times L^{-0,763}$$

$$ft = 17,5 \times L^{-0,453}$$

Dengan: L : panjang jembatan (m)

$$fb = 33,8 \times L^{-0,763} = 33,8 \times (260)^{-0,763} = 0,478608 \text{ Hertz}$$

$$ft = 17,5 \times L^{-0,453} = 17,5 \times (260)^{-0,453} = 1,397358 \text{ Hertz}$$

2. Stabilitas aerodinamik struktur

$$\rho = \text{densitas udara} = 1,3 \text{ kg/m}^3$$

$$B = \text{lebar dek} = 18 \text{ m}$$

$$V = \text{kecepatan angin rata-rata} = 90 \text{ km/jam}$$

$$m = \text{berat jembatan/m} = 22373 \text{ kg/m}$$

$$Pb = \left(\frac{\rho B}{m}\right) \left(\frac{16V^2}{BLfb^2}\right) = \left(\frac{13 \times 18}{22373}\right) \left(\frac{16 \times 90^2}{18 \times 260 \times 0,478608^2}\right) = 0,124056$$

$0,04 \leq Pb \leq 1$, sehingga tingkat keamanan jembatan terhadap pengaruh angin dinamik masuk dalam kategori B.

3. Kontrol *vortex shedding*

- Kecepatan angin berdasarkan angka *Strouhal*

Kecepatan angin dihitung berdasarkan frekuensi lentur alami struktur sehingga kecepatan ini dianggap sebagai kecepatan pada kondisi resonansi.

$$\text{Dengan: } fb = 0,478608$$

$$h = 4 \text{ m (tinggi dek)}$$

$$s = 0,2 \text{ (diambil berdasarkan bentuk penampang dek)}$$

$$V = fb \times \frac{h}{s} = 0,478608 \times \frac{4}{0,2} = 2,6589$$

- Angka Reynold

$$Re = \frac{VB}{\bar{v}}$$

Dengan: $V = 2,6589$
 $\bar{\nu} = 0,000015 \text{ m}^2/\text{det}$ (viskositas kinematic udara)

Sehingga:

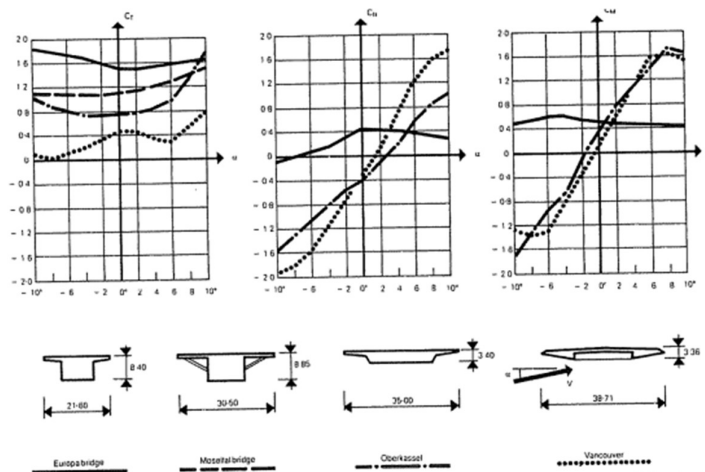
$$Re = \frac{2,6589 \times 18}{0,000015} = 3190724$$

$10^5 < Re = 3190724 < 10^7$ **... Memenuhi**

- Amplitudo akibat osilasi

Amplitudo akibat osilasi akan dihitung berdasarkan gaya angkat yang disebabkan oleh pusaran angin. Perhitungan gaya angkat (uplift) yaitu:

$$F_o = \frac{\rho V^2}{2} C$$



Gambar 4.27 – Koefisien gaya angkat C (Walter, Rene 1999)

dengan: $\rho = 1,3 \text{ kg/m}^3$
 $V = 2,658936347$ (kecepatan angin strouhal)
 $h = 4 \text{ m}$
 $C = 0,4$ (hasil pembacaan grafik, dengan sudut serang angin 0°)

Sehingga:

$$F_o = \frac{1,3(2,658936)^2}{2} \times 0,4 = 7,35274$$

Amplitudo struktur akibat osilasi gaya angkat yaitu:

$$\bar{v}2 = \frac{\pi \cdot 1 \cdot F_o}{\delta \cdot K \cdot B}$$

dengan: $\delta = 0,005$ (Walter, Rene 1999)

$B = 18$ m

$$k = \frac{m}{v} = \frac{223730}{0,98999} = 225992,2$$

Sehingga:

$$\bar{v}2 = \frac{3,14 \cdot 1 \cdot 7,35274}{0,005 \cdot 225992,2 \cdot 18} = 0,001135 \text{ mm}$$

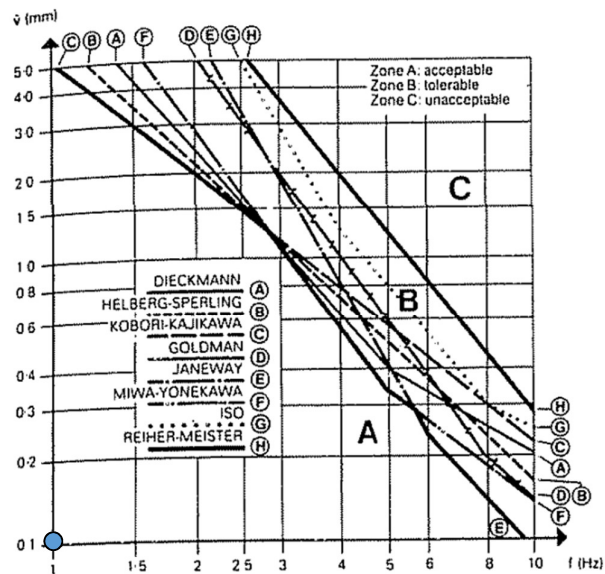


Fig. 7.21. Physiological classification^{12,13} based on amplitude of movement

Gambar 4.28 – Kontrol keamanan amplitude (Walter, Rene 1999)

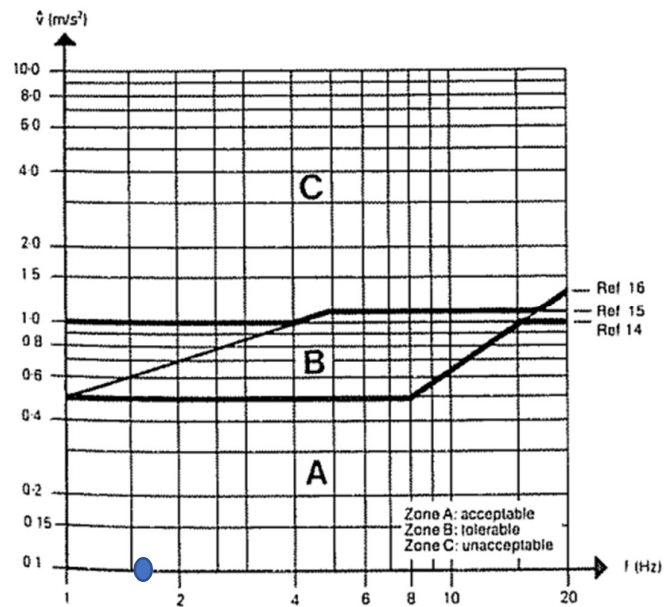
Sehingga dari pembacaan grafik di atas maka dapat disimpulkan amplitudo struktur dapat diterima (Zona A).

- Percepatan akibat osilasi

Percepatan akibat osilasi dihitung berdasarkan nilai amplitudo akibat osilasi.

$$\bar{v}_3 = 4\pi^2 f b^2 v_2 = 0,00000327 \text{ m/s}^3$$

Kontrol keamanan percepatan akibat osilasi ditentukan berdasarkan hasil pembacaan grafik kontrol keamanan percepatan ft dan \bar{v}_3 , Rene walter 1999.



Gambar 4.29 – Kontrol keamanan akibat osilasi (Walter, Rene 1999)

Dari pembacaan grafik di atas plot antara percepatan akibat osilasi dan nilai frekuensi struktur berada di aman.

4.10.11 Kontrol Lendutan Pylon

Lendutan pada menara dikontrol berdasarkan RSNI T 12 2004, dengan lendutan maksimum yang di izinkan yaitu:

$$\Delta = \frac{H}{400}$$

Dengan :

$$H = 61 \text{ m}$$

Sehingga:

$$\Delta = \frac{61}{400} = 0,1525 \text{ m}$$

Dengan bantuan *Software* MIDAS CIVIL diperoleh nilai lendutan maksimum yang diaami menara (*pylon*) yaitu sebesar 122,763 mm (memenuhi).

	Node	Load	DX (m)	DY (m)	DZ (m)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
▶	1582	Pylon Momen	-0.122763	0.001596	-0.002424	-0.000036	-0.001170	0.000267
	1583	Pylon Momen	-0.117002	0.001411	-0.002425	-0.000037	-0.001187	0.000268
	1584	Pylon Momen	-0.111075	0.001217	-0.002427	-0.000040	-0.001292	0.000268
	1585	Pylon Momen	-0.104366	0.001009	-0.002431	-0.000043	-0.001561	0.000269
	1586	Pylon Momen	-0.095555	0.000790	-0.002374	-0.000044	-0.002026	0.000260
	1587	Pylon Momen	-0.084015	0.000577	-0.002250	-0.000041	-0.002553	0.000244
	1588	Pylon Momen	-0.069776	0.000383	-0.002055	-0.000037	-0.003015	0.000219
	1589	Pylon Momen	-0.053457	0.000220	-0.001783	-0.000029	-0.003294	0.000186
	1590	Pylon Momen	-0.036258	0.000099	-0.001429	-0.000020	-0.003275	0.000146
	1600	Pylon Momen	-0.128612	0.001777	-0.002424	-0.000036	-0.001170	0.000267
	1628	Pylon Momen	0.000000	-0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	1629	Pylon Momen	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
	3464	Pylon Momen	-0.000034	-0.000000	-0.000000	0.000000	-0.000017	0.000000

Gambar 4.30 – Nilai Lendutan Menara

(sumber : Result MIDAS CIVIL)

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil analisa dan kontrol yang telah dilakukan disajikan kesimpulan sebagai berikut:

1. Panjang total dari desain jembatan ini adalah 260 meter yang terbagi menjadi 2 bentang dengan panjang masing-masing 130 meter. Dek jembatan memiliki lebar total 18 meter yang terdiri dari 2 meter lebar trotoar, 4 meter lebar median, dan 12 meter lebar lajur kendaraan. Dek jembatan menggunakan *orthotropic steel box girder* dengan panjang per segmen 5 meter. Konfigurasi kabel arah memanjang di desain menggunakan tipe *modified fan pattern*, sedangkan untuk konfigurasi kabel arah memanjangnya menggunakan *single plane system*.
2. Pelat lantai kendaraan dan pelat bawah di desain menggunakan *orthotropic plate* dengan *closed ribs* yang terdiri dari pelat baja dengan tebal 25 mm dan *ribs* dengan bentuk trapezoidal U.312.165.245.9.
3. Floor beam di desain menggunakan baja profil T 400.300.16.28 yang dalam pelayanannya berkombinasi dengan pelat lantai.
4. *Side box girder* didesain dengan bentuk *rectangular hollow* 1000 mm x 1000 mm yang diperkuat dengan *closed ribs* dengan ketebalan dinding 25 mm dan *ribs* U160.80.120.8.
5. *Main box girder* didesain dengan bentuk *rectangular hollow* 4000 mm x 4000 mm yang diperkuat dengan *closed ribs* dengan ketebalan dinding 50 mm dan *ribs* U312.165.245.9.
6. Struktur kabel direncanakan menggunakan produk VSL SSI 2000 dengan tipe ASTM A-416 grade 270 dengan jumlah *strand* 127 dan diameter pipa kabel 315 mm yang sama untuk semua kabel. Sedangkan untuk struktur angkur hidup dan angkur mati sendiri menggunakan produk VSL SSI 2000 dengan mengikuti ukuran diameter pipa kabel.

7. Struktur menara didesain dari material beton mutu tinggi dengan f_c dimensi menara adalah 4000 mm x 5500 mm dengan tulangan longitudinal 704D32 dan Sengkang 4D16-150 untuk sumbu x dan 11D16 untuk sumbu y.
8. Stabilitas aerodinamis struktur dihitung menggunakan rumus empiris, dimana pengaruh *vortex shedding* menunjukkan tahanan aerodinamis struktur berada pada zona A (*acceptable*).

5.2 Saran

Hasil pengerjaan Tugas Akhir ini masih terdapat kekurangan, sehingga untuk hasil desain sejenis yang lebih baik kedepannya, penulis menyarankan beberapa hal berikut.

1. Menentukan konfigurasi kabel adalah hal paling awal yang dilakukan dalam perencanaan jembatan *cable stayed*, baik itu konfigurasi memanjang maupun melintang kabel. Pemilihan konfigurasi kabel ini sangat berpengaruh kepada bentuk dan desain struktur dek dan menara, sehingga perlu dilakukan peninjauan yang lebih mendalam.
2. Kontrol – kontrol kapasitas struktur perlu dilakukan dengan teliti mengacu pada aturan yang berlaku untuk mendapatkan hasil yang lebih detail dan aman.

DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction. 2016. *Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-16)*. Chicago.
- American Institute of Steel Construction. 1963. *Design Manual for ORTHOTROPIC STEEL PLATE DECK BRIDGE*. Chicago.
- Badan Standarisasi Nasional. 2004. *Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan (RSNI T 02 2004)*.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa (SNI 2833 2016)*.
- Badan Standarisasi Nasional. 2016. *Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725 2016)*.
- Kementerian Pekerjaan Umum. 2015. *Perencanaan Jembatan Beruji Kabel (Peraturan Nomor 08/SE/M/2015)*.
- Walther, Rene. 1999. *Cable Stayed Bridges*. London. Thomas Telford.
- Troitsky, M. S. 1988. *Cable Stayed Bridges: Theory and Design – Second Edition*. Boston. BSP Professional Books.
- Heins, C., P., Firmage, D., A. 1979. *Design of Modern Steel Highway Bridges*. Wiley.
- Bambang S., Agus S. M., 2007. *Jembatan*. Yogyakarta.
- PURNAWAN, Rizal. *Desain Jembatan Cable Stayed Sembayat Baru dengan Single Plane System Menggunakan Metode Pelaksanaan Balanced Cantilever*. 2017. PhD Thesis. Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- SYAMSU, Rizal Nur. *Desain Struktur Jembatan Trucuk Kabupaten Bojonegoro Dengan Menggunakan Metode Semi Harp Pattern*. 2017. PhD Thesis. Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

LAMPIRAN