

BAB II

PERHITUNGAN STRUKTUR

2.1 Perencanaan Atap

Perencanaan atap menggunakan struktur baja konvensional tipe *single beam* dengan bentuk atap limas. Perhitungan didasarkan pada panjang bentang dan jarak antar kuda-kuda serta beban yang bekerja, yaitu beban mati, beban hidup, dan beban angin. Hasil pembebanan kemudian digunakan untuk menentukan dimensi dan ukuran batang kuda-kuda.

Dalam perencanaan tersebut berdasarkan SNI 1729 - 2015 tentang Spesifikasi untuk bangunan Gedung baja structural, untuk pembebanan atap yang di gunakan meliputi:

1. Beban mati, terdiri dari:
 - a. Berat sendiri gording
 - b. Berat sendiri penutup atap
 - c. Berat sendiri kuda – kuda
2. Beban hidup, terdiri dari:
 - a. Beban terpusat dari seorang pekerja besar minimumnya 100 kg
 - b. Beban air hujan yang besarnya dihitung dengan rumus :
 $(40 - 0,8 \alpha) \text{ kg / m}^2$, dimana α = sudut kemiringan atap (jika $\alpha > 50^\circ$ dapat diabaikan)
3. Beban angin, terdiri dari:
 - a. Beban angin ditentukan berdasarkan adanya tekanan positif (tekan) dan tekanan negative (hisap) yang bekerja tegak lurus pada bidang yang dintinjau. Tekanan angin diasumsikan pada daerah yang jauh dari tepi laut atau berdasarkan PPPURG 1987 dengan besaran 25 kg / m^2 .
 - b. Angin tekan untuk $\alpha < 65^\circ$, dikalikan koefisien $(0,02 \alpha - 0,4)$
 - c. Angin hisap untuk semua α , dikalikan koefisien $-0,4$

4. Kombinasi pembebanan yang digunakan :

- a. $1,4 D$
- b. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
- c. $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (0,5 L \text{ atau } 0,8 W)$
- d. $1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
- e. $1,2 D + 1,5 E + (0,5 L \text{ atau } 0,2 S)$
- f. $0,9 D \pm (1,3 W \text{ atau } 1,5 E)$

Dengan:

D : Beban Mati

L: Beban Hidup

L_r : Beban Hidup Atap

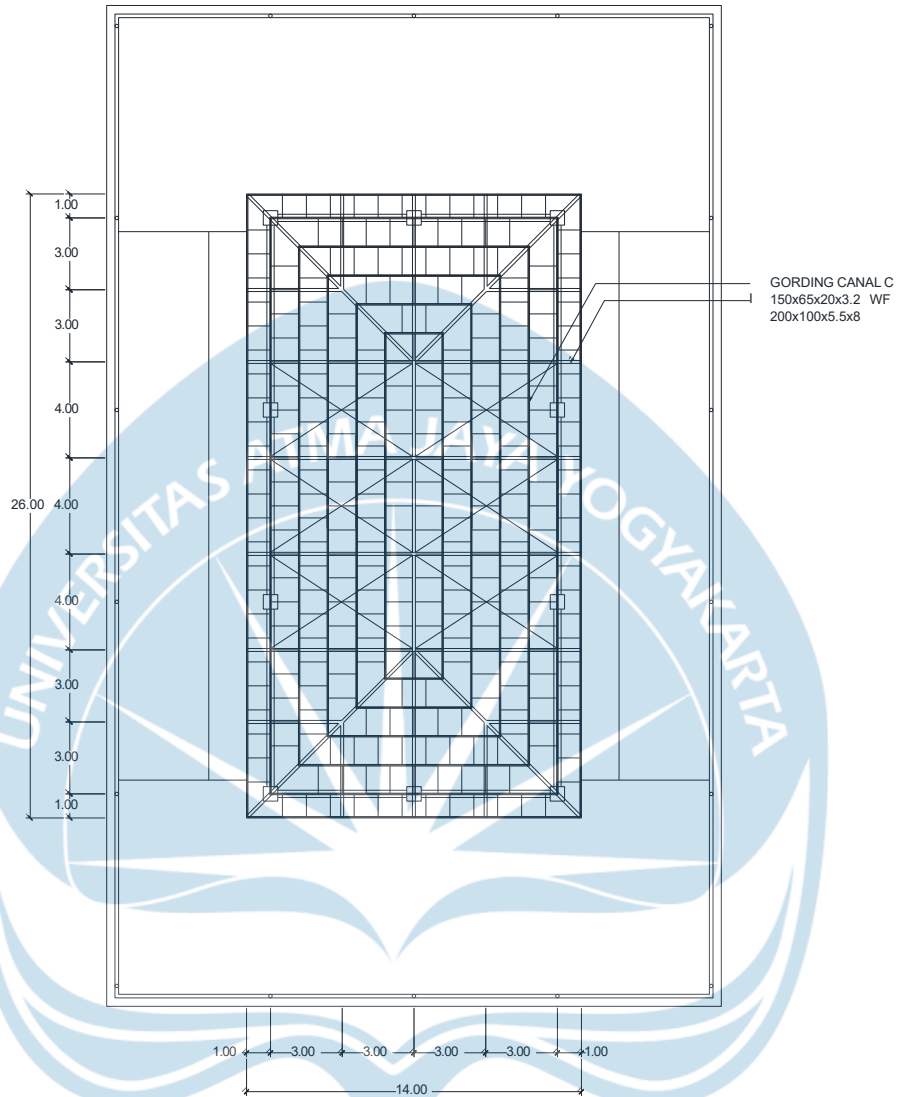
W : Beban Angin

S: Beban Salju

E: Beban Gempa

R: Beban Air Hujan

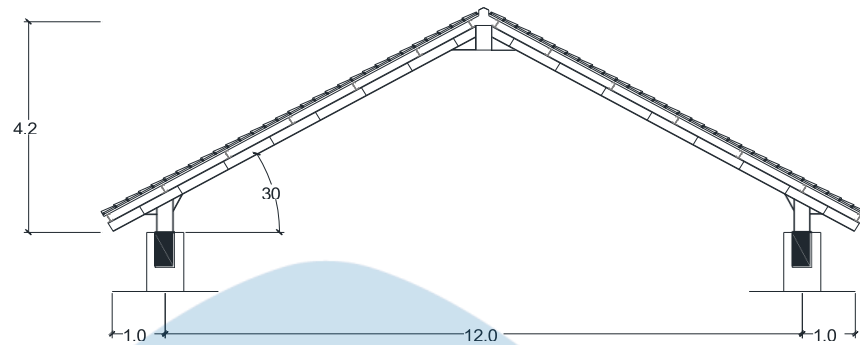
2.1.1 Denah atap dan kuda – kuda



Gambar 2. 1 Denah Rencana Atap

(Sumber : Gambar Rencana)

2.1.2 Geometri kuda – kuda



Gambar 2. 2 Geometri Kuda-Kuda
(Sumber : Gambar Rencana)

Berikut merupakan data yang digunakan dalam perhitungan perencanaan atap:

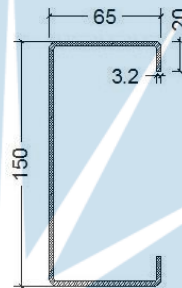
- | | | | | |
|-----|-------------------------------|---|--|---------------------|
| 1. | Bentang kuda – kuda | = | 12,00 | m |
| 2. | Jarak antar gording (L1) | = | 1,3856 | m |
| 3. | Jarak antar kuda – kuda (L2) | = | 4,00 | m |
| 4. | Sudut kemiringan (α) | = | 30° | |
| 5. | Jenis penutup atap | = | Genteng <i>opal black</i>
KIA | |
| 6. | Berat penutup atap | = | 50 | Kg / m ² |
| 7. | Bahan rangka atap | = | Baja <i>Wide Flange</i>
200 x 100 x 5.5 x 8 | |
| 8. | Bahan gording | = | Baja <i>Lipped Channels</i>
150 x 65 x 20 x 3.2 | |
| 9. | Alat sambung | = | Baut ASTM A325M | |
| 10. | Mutu Baja | = | ST 37 | |
| | Fy | = | 240 | MPa |
| | Fu | = | 370 | MPa |

2.1.3 Perhitungan gaya batang kuda – kuda

1. Perencanaan gording

Pada perencanaan gording pada atap ini menggunakan profil baja *Lipped channel* dengan dimensi 150 x 65 x 20 x 3,2. Dengan data – data sebagai berikut:

a. Mutu Baja = BJ 37	g. I_x = 332 cm ⁴
b. A = 9,57 cm ²	h. I_y = 54 cm ⁴
c. C_x = 0 cm	i. i_x = 5,89 Cm
d. C_y = 2,11 cm	j. i_y = 2,57 Cm
e. S_x = 5,1 cm	k. Z_x = 44,3 cm ³
f. S_y = 0 cm	l. Z_y = 12,2 cm ³



Gambar 2. 3 Penampang Profil Lipped Channel 150x65x20x3,2
(Sumber : Gambar Rencana)

2. Perhitungan pembebanan gording

a. Akibat Beban Mati (D)

- 1) Berat sendiri gording CNP 150 x 65 x 20 = 7,51 kg/m
- 2) Berat trackstang = 10 % x 7,51 = 0,751 kg/m
- 3) Beban penutup atap (Genteng, usuk, reng) = 1,3856 x 50 = 69,28 kg/m

Jumlah (WD)	= 77,541	kg/m
-------------	----------	------

b. Akibat Beban Hidup (La)

- 1) Air hujan = 40 – (0,8 α)
= 40 – (0,8 x 30)
= 16 kg/m'
- Beban air hujan = 16 x 1.2
= 19,2 kg/m'

$$2) \text{ Beban pekerja} = 100 \text{ kg}$$

c. Akibat Beban Angin (W)

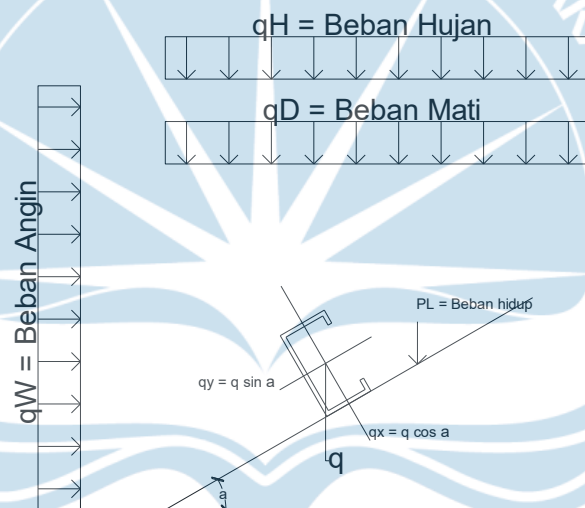
$$\begin{aligned} \text{Koefisien angin tekan} &= (0,02 \alpha) - 0,4 \\ &= (0,02 \times 30) - 0,4 \\ &= 0,2 \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien angin hisap} = -0,4$$

$$\text{Beban angin tekan} = 1,3856 \times 25 \times 0,2 = 6,928 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban angin hisap} &= 1,3856 \times 25 \times (-0,4) = -13,856 \\ &\text{kg/m} \end{aligned}$$

3. Perhitungan kombinasi Momen yang terjadi



Gambar 2. 4 Distribusi Pembebanan pada Gording
(Sumber : Gambar Rencana)

a. Kombinasi 1 ($U1 = 1,4 D$)

$$\begin{aligned} 1) M_{DLX} &= 1,4 \times (1/8 \times WD \times \cos \alpha \times \ell^2) \\ &= 1,4 \times (1/8 \times 77,541 \times \cos 30^\circ \times 4^2) \\ &= 188,027 \text{ kgm} \\ &= 18802,7 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) M_{DLY} &= 1,4 \times (1/8 \times WD \times \sin \alpha \times \ell^2) \\ &= 1,4 \times (1/8 \times 77,541 \times \sin 30^\circ \times 4^2) \\ &= 108,557 \text{ kgm} \\ &= 10855,7 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

b. Kombinasi 2 ($U_2 = 1,2 D + 0,5 L_r$)

$$\begin{aligned} 1) M_{DLX} &= 1,2 \times (1/8 \times WD \times \cos \alpha \times \ell^2) \\ &= 1,2 \times (1/8 \times 77,541 \times \cos 30^\circ \times 4^2) \\ &= 161,166 \text{ kgm} \\ &= 16116,6 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) M_{DLY} &= 1,2 \times (1/8 \times WD \times \sin \alpha \times \ell^2) \\ &= 1,2 \times (1/8 \times 77,541 \times \sin 30^\circ \times 4^2) \\ &= 93,049 \text{ kgm} \\ &= 9304,9 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3) M_{LLX} &= 0,5 \times (1/4 \times P \times \cos \alpha \times \ell) \\ &= 0,5 \times (1/4 \times 100 \times \cos 30^\circ \times 4) \\ &= 43,301 \text{ kgm} \\ &= 4330,1 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4) M_{LLY} &= 0,5 \times (1/4 \times P \times \sin \alpha \times \ell) \\ &= 0,5 \times (1/4 \times 100 \times \sin 30^\circ \times 4) \\ &= 25 \text{ kgm} \\ &= 2500 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

c. Kombinasi 3 ($U_3 = 1,2 D + 0,5 R$)

$$\begin{aligned} 1) M_{DLX} &= 1,2 \times (1/8 \times WD \times \cos \alpha \times \ell^2) \\ &= 1,2 \times (1/8 \times 77,541 \times \cos 30^\circ \times 4^2) \\ &= 161,166 \text{ kgm} \\ &= 16116,6 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2) M_{DLY} &= 1,2 \times (1/8 \times WD \times \sin \alpha \times \ell^2) \\ &= 1,2 \times (1/8 \times 77,541 \times \sin 30^\circ \times 4^2) \\ &= 93,049 \text{ kgm} \\ &= 9304,9 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3) M_{RLX} &= 0,5 \times (1/8 \times W_r \times \cos \alpha \times \ell^2) \\ &= 0,5 \times (1/8 \times 19,2 \times \cos 30^\circ \times 4^2) \\ &= 16,628 \text{ kgm} \\ &= 1662,8 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4) M_{LLY} &= 0,5 \times (1/8 \times W_r \times \sin \alpha \times \ell^2) \\
 &= 0,5 \times (1/8 \times 19,2 \times \sin 30^\circ \times 4^2) \\
 &= 9,6 \text{ kgm} \\
 &= 960 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

d. Kombinasi 4 ($U_4 = 1,2 D + 1,6 L_r + 0,8 W$)

$$\begin{aligned}
 1) M_{DLX} &= 1,2 \times (1/8 \times W_D \times \cos \alpha \times \ell^2) \\
 &= 1,2 \times (1/8 \times 77,541 \times \cos 30^\circ \times 4^2) \\
 &= 161,166 \text{ kgm} \\
 &= 16116,6 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2) M_{DLY} &= 1,2 \times (1/8 \times W_D \times \sin \alpha \times \ell^2) \\
 &= 1,2 \times (1/8 \times 77,541 \times \sin 30^\circ \times 4^2) \\
 &= 93,049 \text{ kgm} \\
 &= 9304,9 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

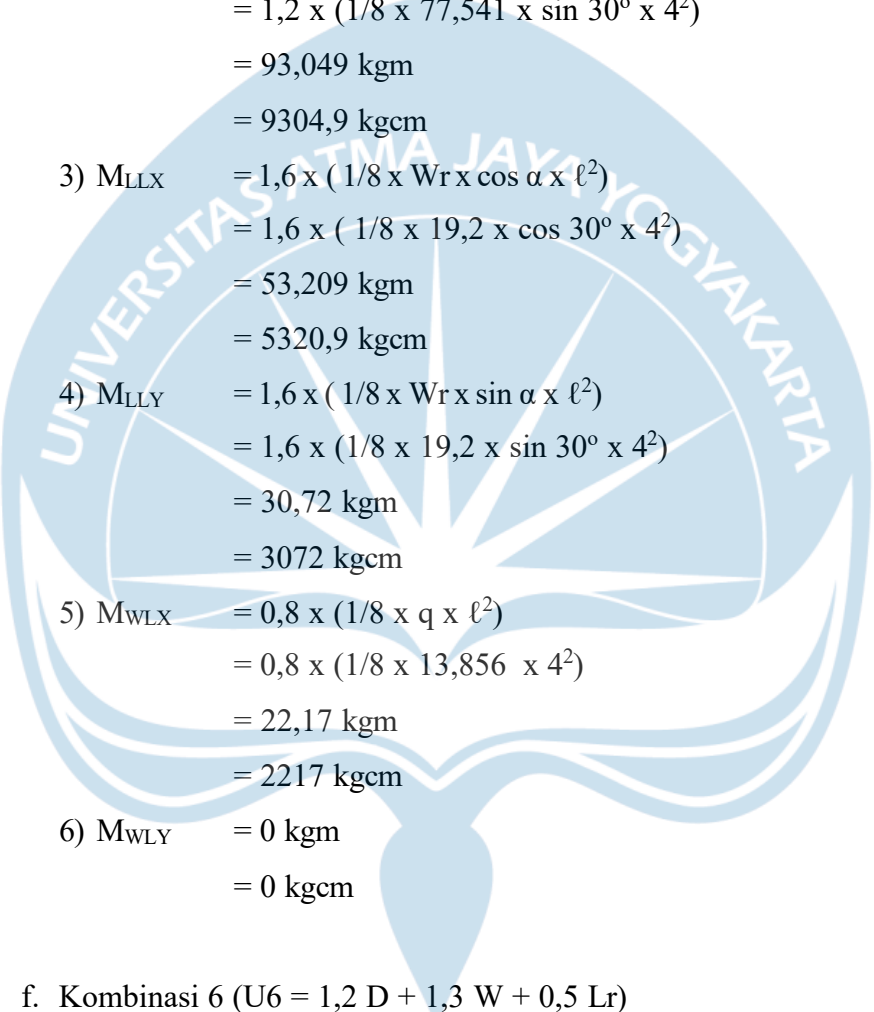
$$\begin{aligned}
 3) M_{LLX} &= 1,6 \times (1/4 \times P \times \cos \alpha \times \ell) \\
 &= 1,6 \times (1/4 \times 100 \times \cos 30^\circ \times 4) \\
 &= 138,564 \text{ kgm} \\
 &= 13856,4 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4) M_{LLY} &= 1,6 \times (1/4 \times P \times \sin \alpha \times \ell) \\
 &= 1,6 \times (1/4 \times 100 \times \sin 30^\circ \times 4) \\
 &= 80 \text{ kgm} \\
 &= 8000 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 5) M_{WLX} &= 0,8 \times (1/8 \times q \times \ell^2) \\
 &= 0,8 \times (1/8 \times 13,856 \times 4^2) \\
 &= 22,17 \text{ kgm} \\
 &= 2217 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 6) M_{WLY} &= 0 \text{ kgm} \\
 &= 0 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

e. Kombinasi 5 ($U5 = 1,2 D + 1,6 R + 0,8 W$)



1) $M_{DLX} = 1,2 \times (1/8 \times WD \times \cos \alpha \times \ell^2)$
 $= 1,2 \times (1/8 \times 77,541 \times \cos 30^\circ \times 4^2)$
 $= 161,166 \text{ kgm}$
 $= 16116,6 \text{ kgcm}$

2) $M_{DLY} = 1,2 \times (1/8 \times WD \times \sin \alpha \times \ell^2)$
 $= 1,2 \times (1/8 \times 77,541 \times \sin 30^\circ \times 4^2)$
 $= 93,049 \text{ kgm}$
 $= 9304,9 \text{ kgcm}$

3) $M_{LLX} = 1,6 \times (1/8 \times Wr \times \cos \alpha \times \ell^2)$
 $= 1,6 \times (1/8 \times 19,2 \times \cos 30^\circ \times 4^2)$
 $= 53,209 \text{ kgm}$
 $= 5320,9 \text{ kgcm}$

4) $M_{LLY} = 1,6 \times (1/8 \times Wr \times \sin \alpha \times \ell^2)$
 $= 1,6 \times (1/8 \times 19,2 \times \sin 30^\circ \times 4^2)$
 $= 30,72 \text{ kgm}$
 $= 3072 \text{ kgcm}$

5) $M_{WLX} = 0,8 \times (1/8 \times q \times \ell^2)$
 $= 0,8 \times (1/8 \times 13,856 \times 4^2)$
 $= 22,17 \text{ kgm}$
 $= 2217 \text{ kgcm}$

6) $M_{WLY} = 0 \text{ kgm}$
 $= 0 \text{ kgcm}$

f. Kombinasi 6 ($U6 = 1,2 D + 1,3 W + 0,5 Lr$)

1) $M_{DLX} = 1,2 \times (1/8 \times WD \times \cos \alpha \times \ell^2)$
 $= 1,2 \times (1/8 \times 77,541 \times \cos 30^\circ \times 4^2)$
 $= 161,166 \text{ kgm}$
 $= 16116,6 \text{ kgcm}$

2) $M_{DLY} = 1,2 \times (1/8 \times WD \times \sin \alpha \times \ell^2)$
 $= 1,2 \times (1/8 \times 77,541 \times \sin 30^\circ \times 4^2)$
 $= 93,049 \text{ kgm}$
 $= 9304,9 \text{ kgcm}$

$$\begin{aligned}
3) M_{WLX} &= 1,3 \times (1/8 \times q \times \ell^2) \\
&= 1,3 \times (1/8 \times 13,856 \times 4^2) \\
&= 36,026 \text{ kgm} \\
&= 3602,6 \text{ kgcm} \\
4) M_{WLY} &= 0 \text{ kgm} \\
5) M_{LLX} &= 0,5 \times (1/4 \times P \times \cos \alpha \times \ell) \\
&= 0,5 \times (1/4 \times 100 \times \cos 30^\circ \times 4) \\
&= 43,301 \text{ kgm} \\
&= 4330,1 \text{ kgcm} \\
6) M_{LLY} &= 0,5 \times (1/4 \times P \times \sin \alpha \times \ell) \\
&= 0,5 \times (1/4 \times 100 \times \sin 30^\circ \times 4) \\
&= 25 \text{ kgm} \\
&= 2500 \text{ kgcm}
\end{aligned}$$

g. Kombinasi 7 ($U7 = 1,2 D + 1,3 W + 0,5 R$)

$$\begin{aligned}
1) M_{DLX} &= 1,2 \times (1/8 \times WD \times \cos \alpha \times \ell^2) \\
&= 1,2 \times (1/8 \times 77,541 \times \cos 30^\circ \times 4^2) \\
&= 161,166 \text{ kgm} \\
&= 16116,6 \text{ kgcm} \\
2) M_{DLY} &= 1,2 \times (1/8 \times WD \times \sin \alpha \times \ell^2) \\
&= 1,2 \times (1/8 \times 77,541 \times \sin 30^\circ \times 4^2) \\
&= 93,049 \text{ kgm} \\
&= 9304,9 \text{ kgcm} \\
3) M_{WLX} &= 1,3 \times (1/8 \times q \times \ell^2) \\
&= 1,3 \times (1/8 \times 13,856 \times 4^2) \\
&= 36,026 \text{ kgm} \\
&= 3602,6 \text{ kgcm} \\
4) M_{WLY} &= 0 \text{ kgm} \\
5) M_{LLX} &= 0,5 \times (1/8 \times Wr \times \cos \alpha \times \ell^2) \\
&= 0,5 \times (1/8 \times 19,2 \times \cos 30^\circ \times 4^2) \\
&= 16,628 \text{ kgm} \\
&= 1662,8 \text{ kgcm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 6) M_{LLY} &= 0,5 \times (1/8 \times W_r \times \sin \alpha \times \ell^2) \\
 &= 0,5 \times (1/8 \times 19,2 \times \sin 30^\circ \times 4^2) \\
 &= 9,6 \text{ kgm} \\
 &= 960 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

h. Kombinasi 8 ($U_8 = 0,9 D + 1.3 W$)

$$\begin{aligned}
 1) M_{DLX} &= 0,9 \times (1/8 \times W_D \times \cos \alpha \times \ell^2) \\
 &= 0,9 \times (1/8 \times 77,541 \times \cos 30^\circ \times 4^2) \\
 &= 120,874 \text{ kgm} \\
 &= 12087,4 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2) M_{DLY} &= 0,9 \times (1/8 \times W_D \times \sin \alpha \times \ell^2) \\
 &= 0,9 \times (1/8 \times 77,541 \times \sin 30^\circ \times 4^2) \\
 &= 69,787 \text{ kgm} \\
 &= 6978,7 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 3) M_{WLX} &= 1,3 \times (1/8 \times q \times \ell^2) \\
 &= 1,3 \times (1/8 \times 13,856 \times 4^2) \\
 &= 36,026 \text{ kgm} \\
 &= 3602,6 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$4) M_{WLY} = 0 \text{ kgm}$$

i. Kombinasi 9 ($U_9 = 0,9 D - 1.3 W$)

$$\begin{aligned}
 1) M_{DLX} &= 0,9 \times (1/8 \times W_D \times \cos \alpha \times \ell^2) \\
 &= 0,9 \times (1/8 \times 77,541 \times \cos 30^\circ \times 4^2) \\
 &= 120,874 \text{ kgm} \\
 &= 12087,4 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2) M_{DLY} &= 0,9 \times (1/8 \times W_D \times \sin \alpha \times \ell^2) \\
 &= 0,9 \times (1/8 \times 77,541 \times \sin 30^\circ \times 4^2) \\
 &= 69,787 \text{ kgm} \\
 &= 6978,7 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
3) M_{WLX} &= -1,3 \times (1/8 \times q \times \ell^2) \\
&= -1,3 \times (1/8 \times 13,856 \times 4^2) \\
&= -36,026 \text{ kgm} \\
&= -3602,6 \text{ kgcm} \\
4) M_{WLY} &= 0 \text{ kgm}
\end{aligned}$$

Kombinasi momen maksimal yang menentukan adalah kombinasi 4 dengan nilai:

$$\begin{aligned}
M_{UX} &= M_{DLX} + M_{LLX} + M_{WLX} \\
&= 16116,6 + 13856,4 + 2217 \\
&= 32190 \text{ kgcm} \\
M_{UY} &= M_{DLY} + M_{LLY} + M_{WLY} \\
&= 9304,9 + 8000 + 0 \\
&= 17304,9 \text{ kgcm}
\end{aligned}$$

4. Kontrol Kekuatan Profil

Nilai M_{ux} dan M_{uy} diambil yang terbesar dan cek klasifikasi penampang sesuai SNI 1729 – 2015, pada kasus ini yang sesuai adalah kombinasi 4 dengan $M_{ux} = 32190 \text{ kgcm}$ dan $M_{uy} = 17304,9 \text{ kgcm}$.

a. Kontrol terhadap tekuk lokal

- 1) Cek klasifikasi penampang sesuai SNI 1729 – 2015 pada kasus 10, uji terhadap sayap:

$$\begin{aligned}
\lambda &= b/t = 65/3,2 = 20,313 \text{ mm} \\
\lambda_p &= 10,969 \text{ mm} \\
\lambda_r &= 28,867 \text{ mm}
\end{aligned}$$

pada kasus 10 menyatakan bahwa penampang sayap tidak kompak dikarenakan $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ (SNI 1729-2015).

- 2) Cek klasifikasi penampang sesuai SNI 1729 – 2015 pada kasus 15, uji terhadap badan:

$$\begin{aligned}
\lambda &= h/t = 150/3,2 = 46,875 \text{ mm} \\
\lambda_p &= 108,54 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\lambda_r = 164,5 \sqrt{\text{mm}}$$

3) $\lambda_p > \lambda$ (SNI 1729-2015).

b. Pemeriksaan kekuatan lentur nominal (M_n) terhadap tekuk lokal

Nilai lentur nominal berdasarkan SNI 1729-2015 pada penampang dengan sayap tidak kompak dapat ditentukan dengan:

$$\begin{aligned} M_{nx} &= (z_x \times f_y) - [(z_x \times f_y) - (0,7 \times f_y \times S_x)] \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \\ &= (44300 \times 240) - [(44300 \times 240) - (0,7 \times 240 \times 51)] \times \frac{20,313 - 10,969}{28,867 - 10,969} \\ &= 508,613 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= (z_y \times f_y) - [(z_y \times f_y) - (0,7 \times f_y \times S_y)] \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \\ &= (12200 \times 240) - [(12200 \times 240) - (0,7 \times 240 \times 0)] \times \frac{20,313 - 10,969}{28,867 - 10,969} \\ &= 139,946 \text{ kgm} \end{aligned}$$

c. Kontrol terhadap tegangan lentur

$$\sigma = \frac{M_{ux}}{Z_x} + \frac{M_{uy}}{Z_y} < 0,9 \times f_y$$

$$\sigma = \frac{32190}{44,3} + \frac{17304,9}{12,2} < 0,9 \times 2400$$

$$\sigma = 2145,1 \text{ kg/cm}^2 < 2160 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Memenuhi}$$

d. Kontrol terhadap lendutan

$$\begin{aligned} f_{\max} &= \frac{L}{240} \\ &= \frac{4000}{240} \\ &= 16,67 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas,

$$q = 40,7 \text{ kg/m}$$

$$P = 100 \text{ kg}$$

$$q_x = q \times \cos \alpha = 77,541 \times \cos 30^\circ = 67,152 \text{ kg/m} = 0,67 \text{ kg/cm}$$

$$q_y = q \times \sin \alpha = 77,541 \times \sin 30^\circ = 38,77 \text{ kg/m} = 0,38 \text{ kg/cm}$$

$$p_x = P \times \cos \alpha = 100 \times \cos 30^\circ = 86,603 \text{ kg/m} = 0,866 \text{ kg/cm}$$

$$p_y = P \times \sin \alpha = 100 \times \sin 30^\circ = 50,00 \text{ kg/m} = 0,50 \text{ kg/cm}$$

$$\begin{aligned}
 f_x &= \frac{5}{384} \times \frac{qx \cdot L^4}{E \cdot I_x} + \frac{1}{48} \times \frac{Px \cdot L^3}{E \cdot I_x} \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{0,67 \cdot 4000^4}{200000 \cdot 3320000} + \frac{1}{48} \times \frac{0,866 \cdot 4000^3}{200000 \cdot 3320000} \\
 &= 3,37 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_y &= \frac{5}{384} \times \frac{qx \cdot L^4}{E \cdot I_x} + \frac{1}{48} \times \frac{Px \cdot L^3}{E \cdot I_x} \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{0,38 \cdot 4000^4}{200000 \cdot 540000} + \frac{1}{48} \times \frac{0,5 \cdot 4000^3}{200000 \cdot 540000} \\
 &= 11,97 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f &= \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \\
 &= \sqrt{3,373^2 + 11,972^2} \\
 &= 12,438 \text{ mm} < f_{\text{max}} = 16,67 \text{ mm} \rightarrow \text{Memenuhi}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, desain penampang gording *Lipped Channel* dengan profil $150 \times 65 \times 20 \times 3,2$ dinyatakan aman untuk digunakan.

2.1.4 Perhitungan trekstang

1. Perhitungan trekstang

Karena sumbu x merupakan sumbu lemah, maka digunakan trekstang yang berfungsi untuk mengurangi lendutan gording serta menurunkan tegangan lendutan yang terjadi. Trekstang menahan beban-beban yang bekerja sejajar dengan bidang atap.

2. Pembebanan trekstang

- | | |
|----------------------|-------------------------|
| a. q_x | $= 67,152 \text{ kg/m}$ |
| b. p_x | $= 86,603 \text{ kg/m}$ |
| c. Jarak kuda – kuda | $= 4,00 \text{ m}$ |

$$\begin{aligned} \text{d. Total beban} &= (67,152 \times 4) + 86,603 \\ &= 355,211 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

3. Pendimensian trekstang

Diasumsikan menggunakan 2 trekstang pada $\frac{1}{2}$ jarak kuda – kuda.

$$P = \frac{355,211}{2} = 177,605 \text{ kg}$$

$$\sigma_{ijin} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_n = \frac{P}{\sigma} = \frac{177,605}{2400} = 0,074 \text{ cm}^2$$

$$F_{br} = 1,25 \times F_n = 1,25 \times 0,074 = 0,093 \text{ cm}^2$$

$$d = 0,344 \text{ cm} \sim 3,44 \text{ mm}$$

Maka, trekstang yang digunakan ukuran Ø10 mm.

2.1.5 Perhitungan ikatan angin

Ikatan angin hanya berfungsi menahan gaya tarik aksial. Cara kerjanya yaitu ketika salah satu batang ikatan angin bekerja menahan gaya tarik, batang lainnya tidak menerima gaya, dan kondisi ini berlaku sebaliknya.

$$r = \frac{13,856}{\cos 30^\circ} = 16 \text{ m}$$

$$Tg \beta = 4$$

$$\beta = 75,96^\circ$$

$$\begin{aligned} P &= r \times w = 16 \times 25 \\ &= 400 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$N = \frac{400}{\cos 75,96^\circ} = 1648,8 \text{ kg}$$

$$\sigma_{ijin} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fn = 0,687 \text{ cm}^2$$

$$Fbr = 1,25 \times Fn = 1,25 \times 0,687 = 0,858 \text{ cm}^2$$

$$d = 1,05 \text{ cm} \sim 10,5 \text{ mm}$$

Maka, digunakan ikatan angin dengan Ø12 mm.

2.1.6 Perhitungan batang kuda – kuda

1. Perencanaan rangka kuda - kuda

Pada perencanaan rangka kuda – kuda pada atap ini menggunakan profil baja *wide flange* dengan dimensi 200 x 100 x 5,5 x 8 . Dengan data – data sebagai berikut:

a.	Mutu Baja	=	BJ 37		e.	ix	=	82,4	mm
b.	Ag	=	2716	mm ²	f.	iy	=	22,2	mm
c.	Ix	=	18400000	mm ⁴	g.	Zx	=	184000	mm ³
d.	Iy	=	1340000	mm ⁴	h.	Zy	=	26800	mm ³



Gambar 2. 5 Penampang Profil IWF
(Sumber : Gambar Rencana)

2. Pembebanan pada kuda - kuda

a. Akibat beban mati (D)

1) Beban penutup atap	$= 1,3856 \times 50$	$= 69,28 \text{ kg/m}$
2) Plafond dan rangka		$= 18 \text{ kg/m}$
3) MEP		$= 25 \text{ kg/m}$
Jumlah (WD)		$= 112,28 \text{ kg/m}$

b. Akibat Beban Hidup (La)

$$\begin{aligned} 1) \text{ Beban air hujan} &= 40 - (0,8 \alpha) \\ &= 40 - (0,8 \times 30) \\ &= 16 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban air hujan} &= 16 \times 1,2 \\ &= 19,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$2) \text{ Beban pekerja} = 100 \text{ kg}$$

c. Akibat Beban Angin (W)

$$\begin{aligned} 1) \text{ Koefisien angin tekan} &= (0,02 \alpha) - 0,4 \\ &= (0,02 \times 30) - 0,4 \\ &= 0,2 \end{aligned}$$

$$2) \text{ Koefisien angin hisap} = - 0,4$$

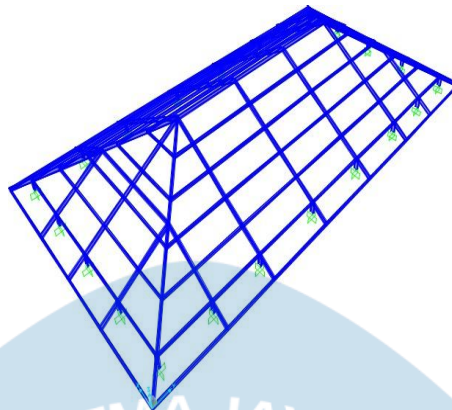
$$3) \text{ Beban angin tekan} = 1,3856 \times 25 \times 0,2 = 6,928 \text{ kg/m}$$

$$d. \text{ Beban angin hisap} = 1,3856 \times 25 \times (- 0,4) = - 13,856 \text{ kg/m}$$

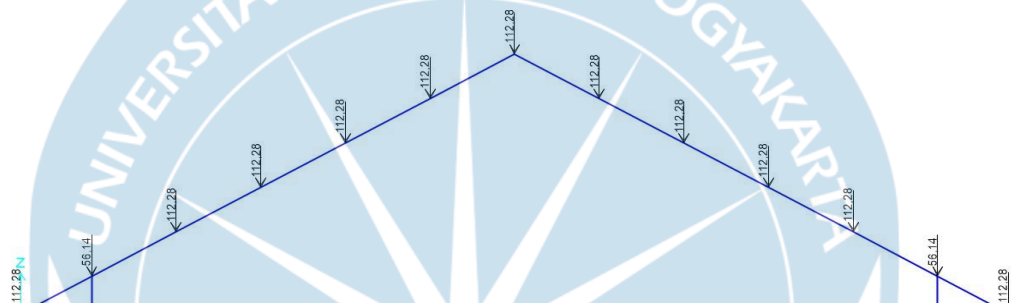
Selanjutnya, beban yang telah dihitung dimasukkan ke dalam program SAP2000 sebagai beban terpusat (*point load*). Sementara itu, berat sendiri rangka WF *single beam* dihitung secara otomatis oleh program dengan memberikan nilai 1 pada *self weight multiplier* saat pendefinisian pembebanan (*load case*).

3. Analisa gaya dalam pada rangka kuda – kuda

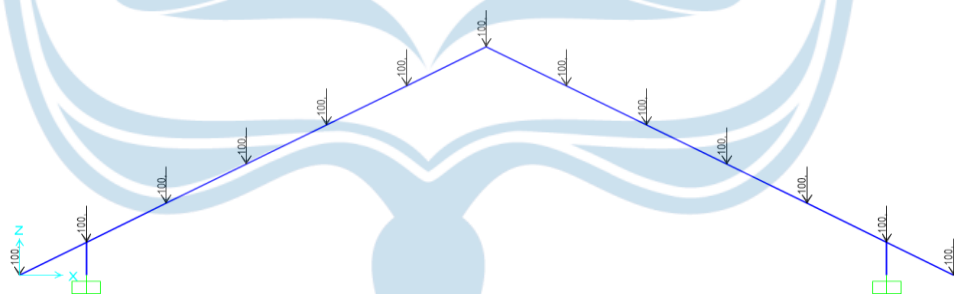
Untuk mengetahui gaya yang terjadi pada rangka kuda-kuda, analisa dilakukan menggunakan bantuan program SAP2000 v.24. dengan memasukan hasil pembebanan diatas berupa beban mati, beban hidup, dan beban angin kemudian digunakan kombinasi pembebanan terbesar yaitu $1,2D + 1,6Lr + 0,8W$.



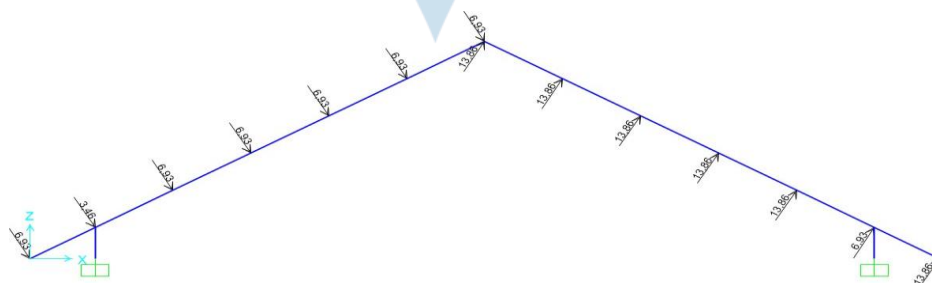
Gambar 2. 6 Pemodelan 3D Rangka Kuda-Kuda
(Sumber : SAP 2000 v.24)



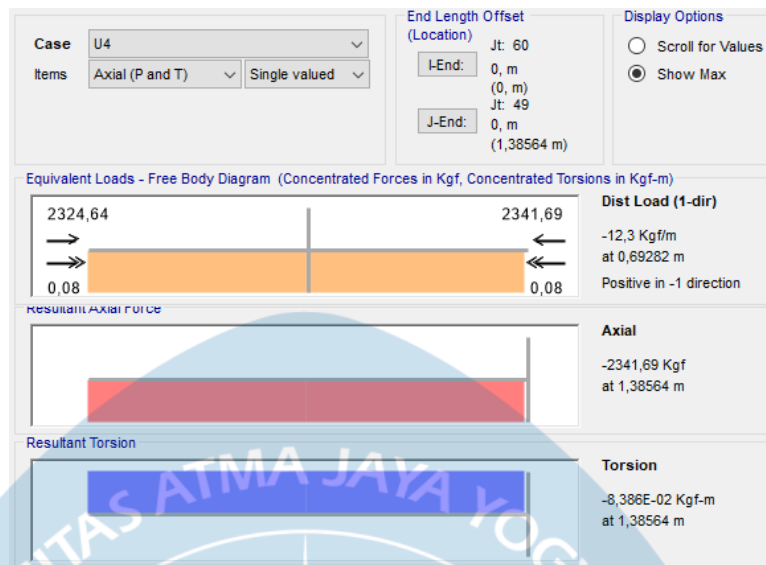
Gambar 2. 7 Pembebanan Akibat Beban Mati
(Sumber : SAP 2000 v.24)



Gambar 2. 8 Pembebanan Akibat Beban Hidup Pekerja (La)
(Sumber : SAP 2000 v.24)



Gambar 2. 9 Pembebanan Akibat Angin (W)
(Sumber : SAP 2000 v.24)



Gambar 2. 10 Output Running pada Komb. 1,2D + 1,6Lr + 0,8W
(Sumber : SAP 2000 v.24)

4. Kontrol Kekuatan Profil

Dari hasil analisis menggunakan bantuan SAP 2000 v.24 didapatkan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= -917,54 \text{ kgm} &= -8997947,25 \text{ Nmm} \\ \text{Vu} &= 674,96 \text{ kg} &= -6619,08 \text{ N} \\ \text{Nu} &= -2341,69 \text{ kg} &= -22796,97 \text{ N} \end{aligned}$$

a. Section properties

$$h1 = tf + r = 19 \text{ mm}$$

$$h2 = ht - (2 \times h1) = 162 \text{ mm}$$

$$h = ht - tf = 192 \text{ mm}$$

$$J = \Sigma (b \times t^3)$$

$$J = 44337.7 \text{ mm}^4$$

$$Iw = Iy \times \frac{h^2}{4} = 1.235 \times 10^{10} \text{ mm}^6$$

$$X1 = 16432.8 \text{ MPa}$$

$$X2 = 4 \times \left(\frac{Sx}{G \times J} \right) \times \frac{Iw}{Iy} = 0,0001073 \text{ mm}^2/N^2$$

$$Zx = tw \times \frac{h}{4} + (bf - tw) \times (ht - tf) \times tf = 200152 \text{ mm}^3$$

$$Zy = tf \times \frac{bf^2}{2} + (ht - 2 \times tf) \times \frac{tw^2}{4} = 41391.5 \text{ mm}^3$$

b. Pengaruh tekuk lokal

Kelangsingan sayap, $\lambda = 12.5$

Batas kelangsingan maksimum penampang kompak

$$\lambda = \frac{500}{\sqrt{fy}} = 32,275$$

Batas kelangsingan maksimum penampang non-kompak

$$\lambda = \frac{625}{\sqrt{fy}} = 40,344$$

$$Mp = fy \cdot Zx = 48036480 \text{ Nmm}$$

$$Mr = Sx \times (fy - fr) = 31280000 \text{ Nmm}$$

$\lambda < \lambda_p$ dan $\lambda < \lambda_r$ maka termasuk penampang kompak. Nilai yang digunakan yaitu $Mn = Mp$

$$= 48036480 \text{ Nmm.}$$

c. Pengaruh tekuk lokal pada badan

$$\text{Kelangsingan sayap } \lambda = \frac{h}{tw} = 34.9$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang kompak,

$$\lambda = 108,44$$

Batas kelangsingan maksimum untuk penampang non-kompak,

$$\lambda = 164,60$$

$$M_p = f_y \times Z_x = 48036480 \text{ Nmm}$$

$$M_r = S_x \times (f_y - f_r) = 31280000 \text{ Nmm}$$

Maka nilai yang digunakan yaitu $M_n = M_p = 48036480 \text{ Nmm}$.

d. Momen nominal balok plat berdinding penuh

$$\text{Kelangsingan penampang badan, } \lambda = \frac{h}{tw} = 34.9$$

Untuk penampang yang mempunyai ukuran

$$\lambda = 34.9 < \lambda_r = 40.344$$

Maka momen nominal komponen struktur tidak harus dihitung.

e. Momen nominal pengaruh lateral buckling

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1128 \text{ mm}$$

$$f_l = f_y - f_r = 170 \text{ MPa}$$

Panjang batang minimum balok yang tahanannya ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral,

$$L_r = r_y \times \frac{X_1}{f_l} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \times F_l^2}} = 3732 \text{ mm}$$

Koefisien momen tekuk torsi lateral,

$$C_b = 12,5 \times \frac{M_u}{2,5 \times M_u + 3 \times M_a + 4 \times M_b + 3 \times M_c} = 1,53$$

$$M_p = f_y \times Z_x = 48036480 \text{ Nmm}$$

$$M_r = S_x \times (f_y - f_r) = 31280000 \text{ Nmm}$$

Panjang batang terhadap sumbu y, $L = L_y = 1386 \text{ mm}$

Dari hasil tersebut nilai $L < L_p$ dan $L < L_r$ maka batang termasuk kategori bentang pendek. maka termasuk bentang sedang. Maka nilai yang digunakan yaitu $M_n = M_p = 48036480 \text{ Nmm}$.

f. Momen nominal pengaruh local buckling pada badan

$$\text{Kelangsingan penampang badan, } \lambda = 34.9$$

Gaya aksial leleh,

$$N_y = A \times f_y = 651850 \text{ N}$$

$$\frac{N_u}{\phi \times N_y} = 0,039$$

Batas kelangsingan maksimum penampang kompak,

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \times \left(1 - 2.75 \times \frac{N_u}{\phi \times N_y} \right) = 96.855$$

Batas kelangsingan maksimum penampang non kompak,

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{f_y}} \times \left(1 - 0.74 \times \frac{N_u}{\phi \times N_y} \right) = 159.869$$

g. Tahanan aksial tekan pengaruh kelangsingan kolom

$$\text{Factor Panjang tekuk efektif terhadap sumbu x, } k_x = 1,00$$

$$\text{Factor Panjang tekuk efektif terhadap sumbu y, } k_y = 1,00$$

$$\text{Panjang kolom terhadap sumbu x, } L_x = 8083 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang tekuk efektif terhadap sumbu x, } L_{kx} = 8083 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang kolom terhadap sumbu y, } L_y = 1386 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang tekuk efektif terhadap sumbu y, } L_{ky} = 1386 \text{ mm}$$

Parameter kelangsingan terhadap sumbu x,

$$\lambda_{cx} = \frac{1}{\pi} \times \frac{L_{kx}}{r_x} \times \frac{\sqrt{f_y}}{E} = 1.08$$

Parameter kelangsingan terhadap sumbu y,

$$\lambda_{cy} = \frac{1}{\pi} \times \frac{L_{ky}}{r_y} \times \frac{\sqrt{f_y}}{E} = 0.68$$

Factor tekuk terhadap sumbu x,

$$\omega_x = \frac{1.43}{1.6 - (0.67 * \lambda_{cx})} = 1.63$$

Factor tekuk terhadap sumbu y,

$$\omega_y = 1.25$$

Tegangan tekuk terhadap sumbu x,

$$f_{crx} = \frac{f_y}{\omega_x} = 146.9 \text{ MPa}$$

Tegangan tekuk terhadap sumbu y,

$$f_{cry} = \frac{f_y}{\omega_y} = 191.1 \text{ MPa}$$

Tahanan aksial tekan nominal terhadap sumbu x,

$$N_{nx} = A \times f_{crx} = 398988 \text{ N}$$

Tahanan aksial tekan nominal terhadap sumbu y,

$$N_{ny} = A \times f_{cry} = 519084 \text{ N}$$

Maka $N_n = 398988 \text{ N}$

h. Tahanan aksial tekan pengaruh tekuk lentur torsi

Jari – jari girasi polar terhadap pusat geser,

$$r_o^2 = 7268 \text{ mm}^2$$

$$H = 1 - \frac{X_o^2 + Y_o^2}{r_o^2} = 1.00$$

Tegangan tekuk terhadap sumbu y,

$$f_{cry} = \frac{f_y}{\omega_y} = 191.1 \text{ MPa}$$

$$f_{crz} = G \times \frac{J}{A \times r_o^2} = 172.7 \text{ MPa}$$

Tegangan tekuk lentur torsi,

$$f_{clt} = \frac{f_{cry} + f_{crz}}{2 \cdot H} \times \left(1 - \sqrt{1 - 4 \times f_{cry} \times f_{crz} \times \frac{H}{(f_{cry} + f_{crz})^2}} \right)$$

$$= 172.7 \text{ MPa}$$

$$N_n = A \times f_{clt} = 469258 \text{ N}$$

i. Interaksi aksial tekan dan momen lentur

$$N = 22796,97 \text{ N}$$

$$M_u = 8997.25 \text{ Nmm}$$

$$\phi \times N_n = 339140 \text{ N}$$

$$\phi \times M_n = 43232832 \text{ Nmm}$$

Persamaan interaksi aksial tekan dan momen lentur,

$$\frac{N_u}{2 \times \phi \times N_n} + \frac{M_u}{\phi \times M_n} = 0,2417 < 1,00 \dots\dots\dots \text{AMAN (OK)}$$

j. Tahanan geser

$$\text{Luas penampang badan, } A_w = t_w \times h_t = 1100 \text{ mm}^2$$

$$K_n = 5.33$$

Perbandingan tinggi terhadap tebal badan,

$$\frac{h}{t_w} = 34.9$$

$$1,1 \times \sqrt{K_n} \times \frac{E}{f_y} = 73.6$$

$$1,37 \times \sqrt{K_n} \times \frac{E}{f_y} = 91.7$$

Dari perhitungan di atas maka tahanan yang terjadi adalah tahanan geser

$$\text{plastis karena } \frac{h}{t_w} < 1,1 \times \sqrt{K_n} \times \frac{E}{f_y} < 1,37 \times \sqrt{K_n} \times \frac{E}{f_y}$$

$$\text{Tahanan geser plastis, } V_n = 0,60 \times f_y \times A_w = 158400 \text{ N}$$

$$\text{Tahanan geser, } \phi \times V_n = 118800 \text{ N}$$

$$\text{Gaya geser akibat beban terfaktor, } V_u = 6619.08 \text{ N}$$

Maka dari syarat,

$$V_u < \phi \times V_n$$

$$6619.08 \text{ N} < 118800 \text{ N} \dots\dots\dots \text{AMAN (OK)}$$

k. Interaksi geser dan lentur

$$\frac{M_u}{\phi \times M_n} + 0,625 \times \frac{V_u}{\phi \times V_n} < 1,375$$

$$0,243 < 1,375 \dots\dots\dots \text{AMAN (OK)}$$

l. Pengaku vertikal pada badan

Tebal plat, $t_s = 10 \text{ mm}$

Tinggi plat pengaku, $h_s = h_t - 2 \times t_f = 184 \text{ mm}$

Luas penampang plat pengaku, $A_s = h_s \times t_s = 1840 \text{ mm}^2$

Sepasang pengaku, $D = 1$

$$C_v = 470$$

Maka dari syarat :

$$1840 \text{ mm}^2 > 470 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{AMAN (OK)}$$

Kontrol momen inersia pada pengaku,

$$\frac{a}{h} = 3.6 > \sqrt{2}$$

$$I_s = \frac{2}{3} \times h_s \times t_s^3 > I$$

$$I_s = 122667 \text{ mm}^4 > I = 3678 \text{ mm}^4$$

$$I_s > I \dots\dots\dots \text{AMAN (OK)}$$

Dari perhitungan diatas menyatakan bahwa desain penampang kuda-kuda WF *single beam* dengan profil 200 x 100 x 5,5 x 8 aman untuk digunakan.

2.1.7 Perhitungan sambungan

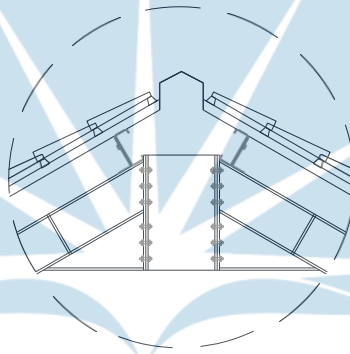
1. Data perhitungan sambungan

Profil baut yang digunakan untuk sambungan adalah ASTM A325 dengan ulir pada bidang geser.

- a. $F_u^b = 825 \text{ MPa}$
- b. $F_u^p = 370 \text{ MPa}$
- c. $d_b = 16 \text{ mm}$
- d. $r_l = 0,4$ (ulir pada bidang geser)
- e. $t_p = 12 \text{ mm}$

2. Perhitungan sambungan kuda-kuda

a. Sambungan puncak



Gambar 2. 11 Detail Sambungan Puncak Kuda-Kuda

(Sumber : Gambar Rencana)

$$M_u = - 8578,68 \text{ Nm}$$

$$V_u = 6584,81 \text{ N}$$

$$N_u = 16545,8 \text{ N}$$

1) Tahanan geser baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times m \times r_l \times F_u^b \times A_b \\ &= 0,75 \times 1 \times 0,4 \times 825 \times (0,25 \times \pi \times 16^2) \\ &= 49762,827 \text{ N/baut}\end{aligned}$$

2) Tahanan tumpu baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times 2,4 \times d_b \times t_p \times F_u^p \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 16 \times 12 \times 370 \\ &= 127872 \text{ N/baut}\end{aligned}$$

3) Menghitung jumlah dan jarak antar baut

a) Jumlah baut

Perhitngan jumlah baut menggunakan ϕR_n geser atau tumpu t_p/d_b , bila $t_p / d_b \leq 0.628$, maka digunakan kekuatan tumpu baut. jika, t_p/d_b

$\geq 0,628$, maka digunakan kekuatan geser baut $n = N_u / \phi R_n$.

$$t_p/d_b \geq 0,628$$

$$12/16 \geq 0,628$$

$$0,75 \geq 0,628 \rightarrow \text{digunakan kekuatan geser baut.}$$

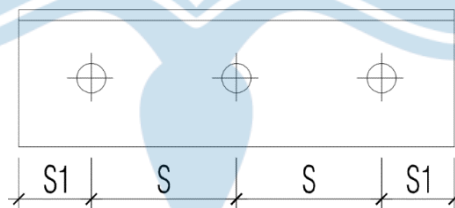
$$n_{\min} = N_u / \phi R_n$$

$$= 16545,8 / 49762,827$$

$$= 0,332 \text{ buah baut} \sim 1 \text{ buah baut}$$

$n_{\min}$ penggunaan baut adalah 1 buah, dalam perencanaan baut digunakan 12 buah baut A325 dengan diameter 16.

b) Jarak antar baut



Gambar 2. 12 Jarak Sambungan Baut

(Sumber : Gambar Rencana)

$$3d_b < S < 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3 \times 16 < S < 15 \times 12$$

$$48\text{mm} < S < 180 \text{ mm, digunakan } S = 70 \text{ mm} = 7 \text{ cm}$$

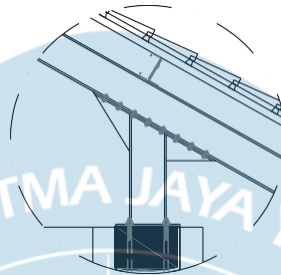
c) Jarak tepi baut

$$1,75db < S1 < 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,75 \times 16 < S1 < 12 \times 12$$

$$28 \text{ mm} < S1 < 144 \text{ mm, digunakan } S = 35 \text{ mm} = 3,5 \text{ cm}$$

b. Sambungan tepi



Gambar 2. 13 Detail Sambungan Tepi Kuda-Kuda
(Sumber : Gambar Rencana)

Untuk tipe sambungan menggunakan rekomendasi sambungan *End-Plate* tipe MBMA (*Metal Building Manufacturers Association*). Dari hasil analisis menggunakan program SAP2000 v.24 didapatkan :

$$Mu = - 8997,95 \text{ Nm}$$

$$Vu = - 6619,08 \text{ N}$$

$$Nu = - 21619,3 \text{ N}$$

1) Tahanan geser baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times m \times r1 \times F_u^b \times A_b \\ &= 0,75 \times 1 \times 0,4 \times 825 \times (0,25 \times \pi \times 16^2) \\ &= 49762,827 \text{ N/baut} \end{aligned}$$

2) Tahanan tumpu baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times 2,4 \times db \times tp \times F_u^p \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 16 \times 12 \times 370 \\ &= 127872 \text{ N/baut} \end{aligned}$$

3) Menghitung jumlah dan jarak antar baut

a) Jumlah baut

Perhitungan jumlah baut menggunakan ϕR_n geser atau tumpu t_p/db , bila $t_p/db \leq 0,628$, maka digunakan kekuatan tumpu baut. jika, $t_p/db \geq 0,628$, maka digunakan kekuatan geser baut $n = N_u/\phi R_n$.

$$t_p/db \geq 0,628$$

$$12/16 \geq 0,628$$

$$0,75 \geq 0,628 \rightarrow \text{digunakan kekuatan geser baut.}$$

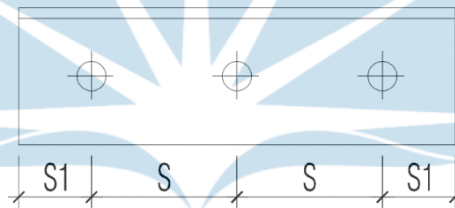
$$n_{\min} = N_u/\phi R_n$$

$$= 21619,3 / 49762,827$$

$$= 0,434 \text{ buah baut} \sim 1 \text{ buah baut}$$

$n_{\min}$ penggunaan baut adalah 1 buah, dalam perencanaan baut digunakan 16 buah baut A325 dengan diameter 16.

b) Jarak antar baut



Gambar 2. 14 Jarak Sambungan Baut
(Sumber : Gambar Rencana)

$$3db < S < 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3 \times 16 < S < 15 \times 12$$

$$48 \text{ mm} < S < 180 \text{ mm, digunakan } S = 70 \text{ mm} = 7 \text{ cm}$$

c) Jarak tepi baut

$$1,75db < S1 < 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,75 \times 16 < S1 < 12 \times 12$$

$$28 \text{ mm} < S1 < 144 \text{ mm, digunakan } S = 35 \text{ mm} = 3,5 \text{ cm}$$

3. Perhitungan Base Plate dan Angkur

Pada konsep LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), base plate penahan momen harus direncanakan sehingga kuat rencana sama atau lebih besar dari kuat perlu, yang meliputi momen lentur (M_u), gaya aksial (P_u), dan gaya geser (V_u) untuk seluruh kombinasi pembebanan yang disyaratkan. Pada perencanaan ini, base plate harus mampu menahan gaya aksial dan gaya geser yang bekerja.



Gambar 2. 15 Reaksi Tumpuan pada Komb. 1,2D + 1,6Lr + 0,8W
(Sumber : Gambar Rencana)

Dari hasil analisis menggunakan program SAP2000 v.24 didapatkan :

- a) $P_u = R_{u_v} = 22872,105 \text{ N}$
- b) $V_u = R_{u_h} = 16870,361 \text{ N}$

a. Perhitungan *base plate*

Penetapan ukuran *base plate* pengecekan digunakan syarat $P_u \leq \phi_c P_p$.

$$\phi_c = 0,6$$

$$P_p = 0,85 \times f_c \times A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$= 0,85 \times 25 \times B \times N \times 2$$

Maka,

$$\phi_c \times P_p = P_u$$

$$0,6 \times 0,85 \times 25 \times B \times N \times 2 = P_u$$

$$\begin{aligned} (B \times N)_{\text{perlu}} &= \frac{P_u}{0,6 \cdot 0,85 \cdot 25 \cdot 2} \\ &= \frac{22872,105}{0,6 \cdot 0,85 \cdot 25 \cdot 2} \\ &= 896,945 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diperoleh ukuran *base plate* perlu sebesar 896,945 mm², maka ukuran *base plate* yang dipakai harus memenuhi syarat $> (B \times N)$ perlu.
 digunakan $B \times N = 300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} = 90000 \text{ mm}^2 > 896,945 \text{ mm}^2$.

b. Perhitungan angkur

Dalam menentukan jumlah angkur, terlebih dahulu dilakukan pengecekan bahwa $P_u \leq \phi \times f_v \times A_b \times n$

$$\phi = 0,75$$

$$f_v = 0,6 \times 280 = 168 \text{ MPa} \rightarrow \text{digunakan angkur dengan } \varnothing 16.$$

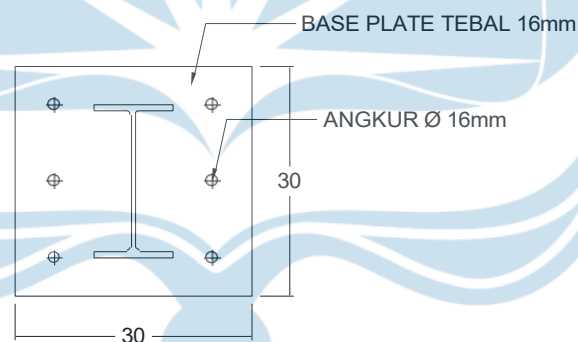
Maka,

$$P_u \leq \phi \times f_v \times A_b \times n$$

$$22872,105 = 0,75 \times 168 \times (0,25 \times \pi \times 16^2) \times n$$

$$n_{\min} = 0,9 \text{ buah} \sim 1 \text{ buah}$$

$n_{\min}$ penggunaan angkur adalah 1 buah, dalam perencanaan angkur digunakan 6 buah angkur dengan $\varnothing 16$.



Gambar 2. 16 Detail Base Plate
 (Sumber : Gambar Rencana)

2.2 Pendimensian Struktur Beton

1. Sistem pelat yang digunakan adalah pelat konvensional.
2. Material yang digunakan dalam perencanaan struktur Gedung asrama katolik *Villanova*:

a. Mutu Beton

Pelat	=	25	MPa
Balok	=	25	MPa
Kolom	=	25	MPa
Sloof	=	25	MPa
Pondasi	=	25	MPa
Tangga	=	25	MPa

b. Mutu Tulangan

Diameter ≤ 12 mm	=	f_y	=	280	MPa
Diameter > 12 mm	=	f_y	=	420	MPa

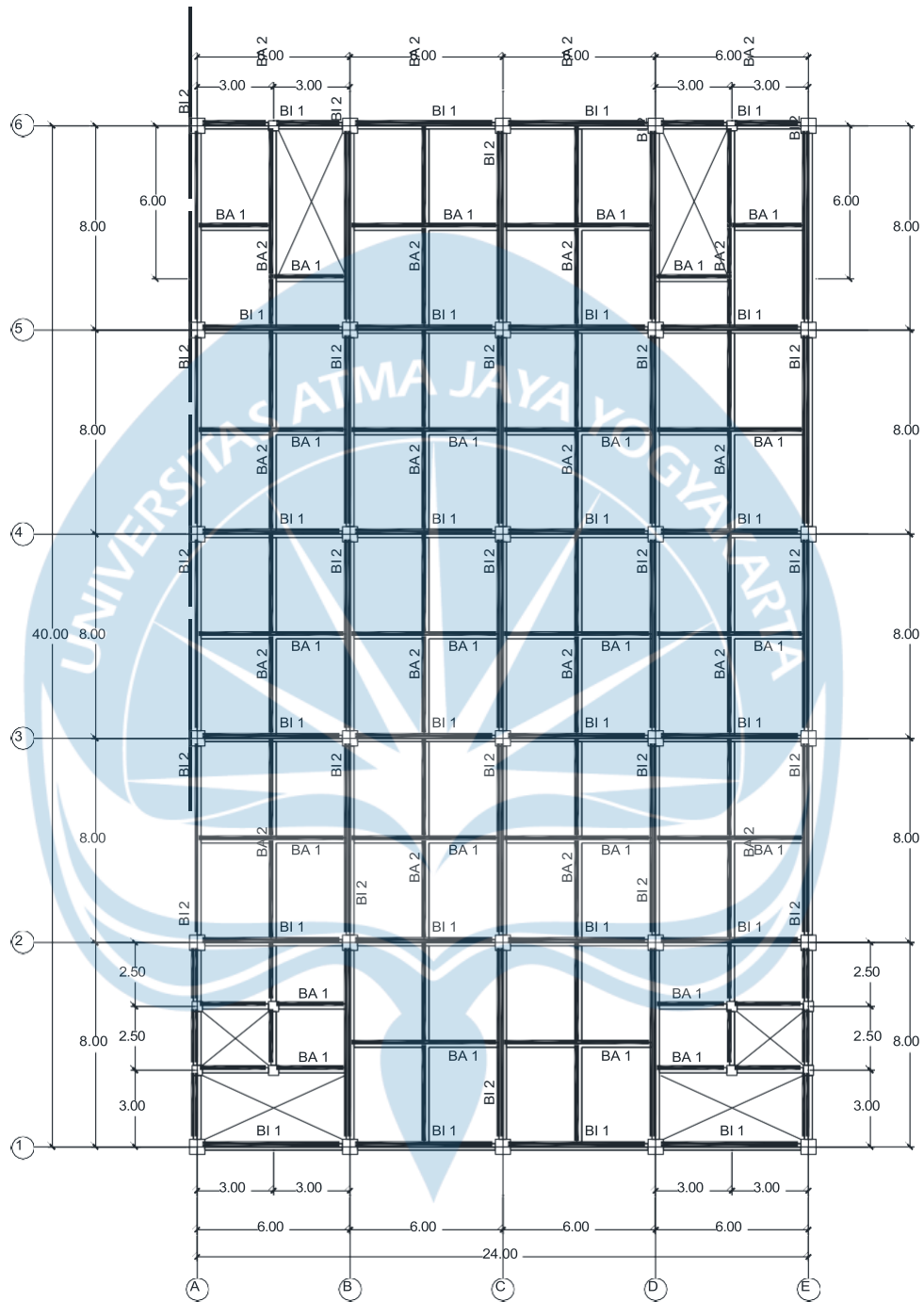
c. Beban Mati

Berat Jenis Beton (W_c)	=	2400	kg/m ³	=	24	kN/m ³
Berat Pas. Dinding Bata merah (W_d)	=	250	kg/m ²	=	2,50	kN/m ²
Berat Jenis Pasir (W_s)	=	18	kg/m ²	=	0,18	kN/m ²
Berat Jenis adukan Per cm tebal (W_a)	=	21	kg/m ²	=	0,21	kN/m ²
Berat Jenis keramik Per cm tebal (W_k)	=	24	Kg/m ²	=	0,24	kN/m ²
Berat Plafond (W_p)	=	11	Kg/m ²	=	0,11	kN/m ²

d. Beban Hidup

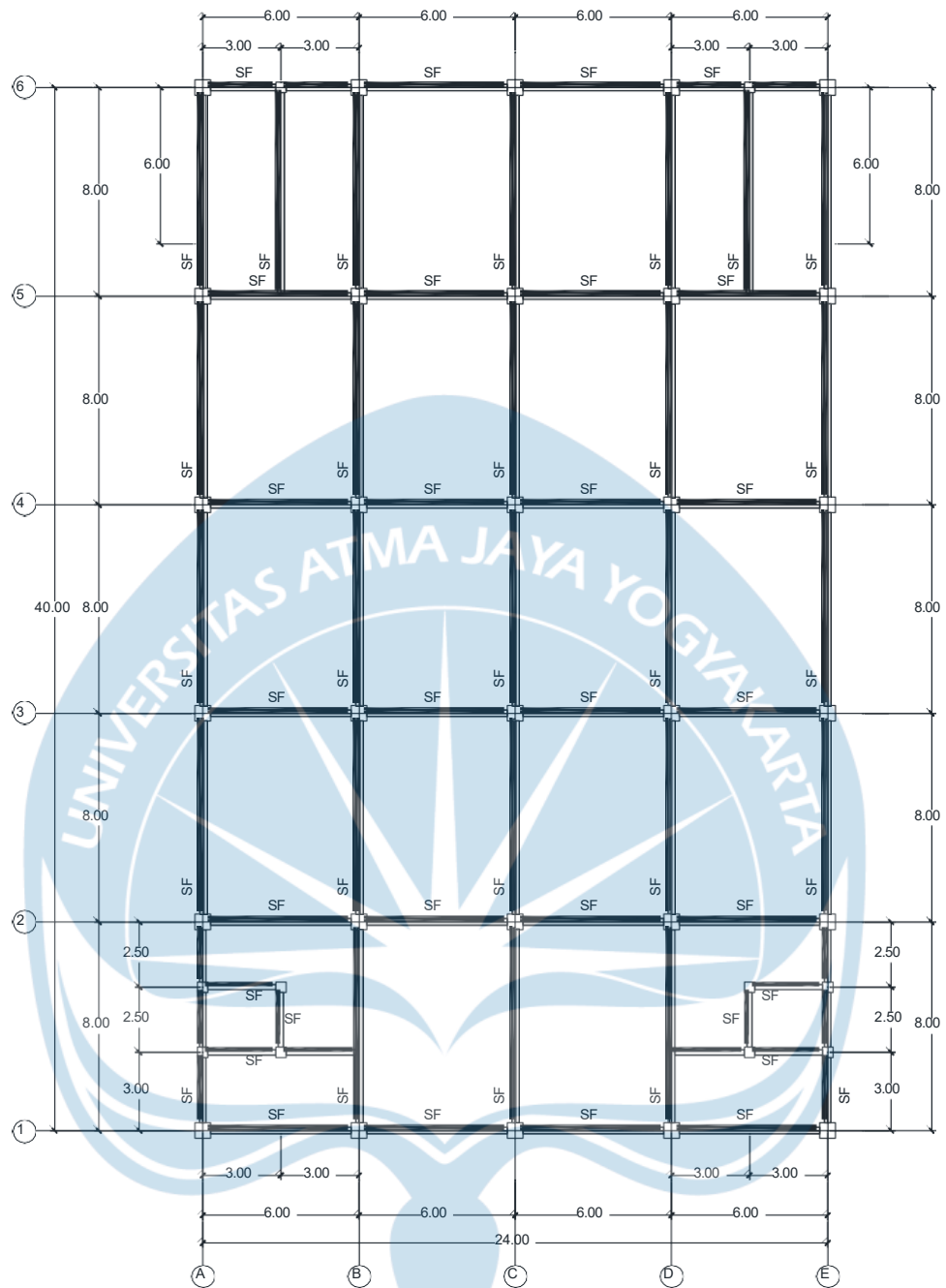
Beban Hidup bangunan (Asrama)	=	250	Kg/m ²	=	2,50	kN/m ²
Beban Hidup Atap	=	100	Kg/m ²	=	1,00	kN/m ²

2.2.1 Denah struktur



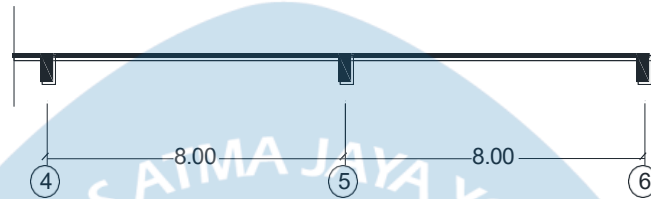
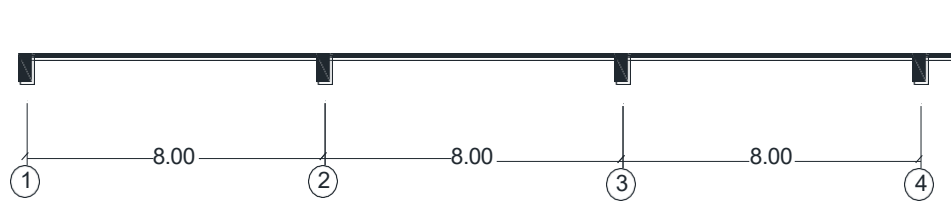
Gambar 2. 17 Denah Balok

(Sumber : Gambar Rencana)



Gambar 2. 18 Denah Sloof
(Sumber : Gambar Rencana)

2.2.2 Pendimensian ring balok (RB)



Gambar 2. 19 Tinjauan Ring Balok

(Sumber : Gambar Rencana)

Perhitungan tinggi balok minimum sebagai berikut:

$$\begin{aligned} h &= \frac{L}{15} \\ h &= \frac{8000}{15} \\ &= 533,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dapat digunakan tinggi penampang Ring Balok (RB), $h = 600\text{mm}$.

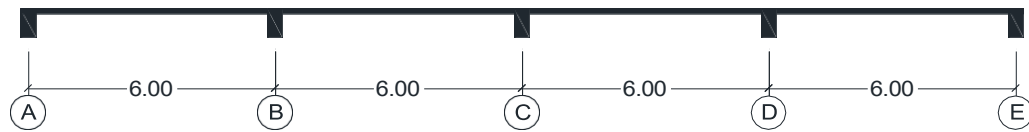
Lebar penampang ring balok dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$b = \frac{1}{2} \cdot h \sim \frac{2}{3} h$$

$$\begin{aligned} b &= \frac{1}{2} \times 600 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ring Balok menggunakan dimensi 300 x 600 mm.

2.2.3 Pendimensian balok induk (BI 1)



Gambar 2. 20 Tinjauan Balok Induk pada Sumbu X

(Sumber : Gambar Rencana)

Perhitungan tinggi balok minimum sebagai berikut:

$$h = \frac{L}{12}$$

$$h = \frac{6000}{12}$$

$$= 500 \text{ mm}$$

Maka dapat digunakan tinggi penampang Balok Induk 1 (BI 1) = 500mm.

Lebar penampang ring balok dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan berikut:

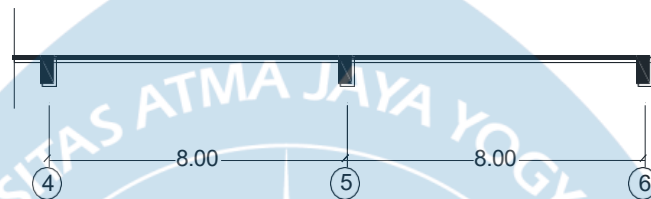
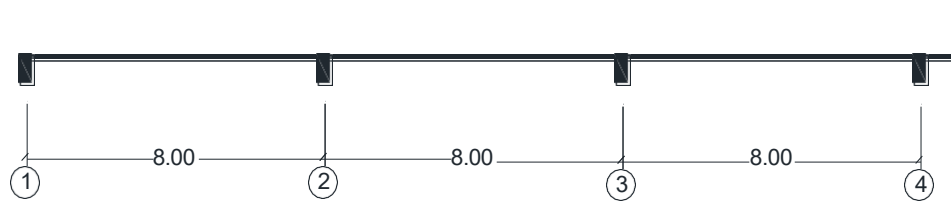
$$b = \frac{1}{2} \cdot h \sim \frac{2}{3} h$$

$$b = \frac{1}{2} \times 500$$

$$= 250 \text{ mm}$$

Balok Induk 1 dengan bentang 6000 mm menggunakan dimensi 250 x 500 mm.

2.2.4 Pendimensian balok induk (BI 2)



Gambar 2. 21 Tinjauan Balok Induk pada Sumbu Y

(Sumber : Gambar Rencana)

Perhitungan tinggi balok minimum sebagai berikut:

$$\begin{aligned} h &= \frac{L}{12} \\ h &= \frac{8000}{12} \\ &= 666,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dapat digunakan tinggi penampang Balok Induk 2 (BI 2), $h = 700\text{mm}$.

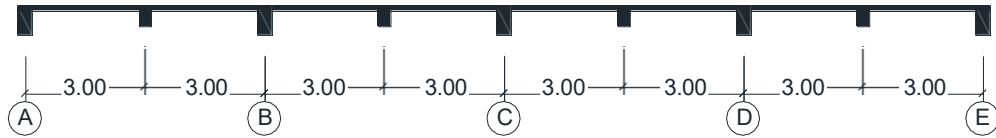
Lebar penampang balok induk 2 maka digunakan persamaan sebagai berikut:

$$b = \frac{1}{2} \cdot h \sim \frac{2}{3} h$$

$$\begin{aligned} b &= \frac{1}{2} \times 700 \\ &= 350 \text{ mm} \sim \text{digunakan } 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Balok Induk 2 dengan bentang 8000 mm menggunakan dimensi 300 x 700 mm.

2.2.5 Pendimensian balok anak (BA 1)



Gambar 2. 22 Tinjauan Balok Anak pada Sumbu X

(Sumber : Gambar Rencana)

Perhitungan tinggi balok minimum sebagai berikut:

$$h = \frac{L}{12}$$

$$h = \frac{3000}{12}$$
$$= 250 \text{ mm}$$

Maka dapat digunakan tinggi penampang Balok Anak 1 (BA 1) 400mm.

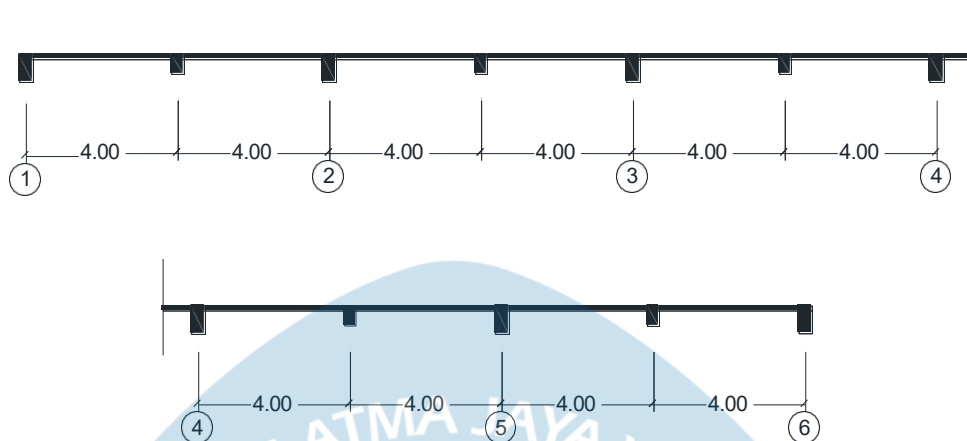
Lebar penampang balok anak 1 maka digunakan persamaan sebagai berikut:

$$b = \frac{1}{2} \cdot h \sim \frac{2}{3} h$$

$$b = \frac{1}{2} \times 400$$
$$= 200 \text{ mm}$$

Balok Anak 1 dengan bentang 3000 mm menggunakan dimensi 200 x 400 mm.

2.2.6 Pendimensian balok anak (BA 2)



Gambar 2. 23 Tinjauan Balok Anak pada Sumbu Y
(Sumber : Gambar Rencana)

Perhitungan tinggi balok minimum sebagai berikut:

$$h = \frac{L}{12}$$

$$h = \frac{4000}{12}$$

$$= 333.3 \text{ mm}$$

Maka dapat digunakan tinggi penampang Balok Anak 2 (BA 2), $h = 400\text{mm}$.

Untuk lebar penampang balok anak 2 maka digunakan persamaan sebagai berikut:

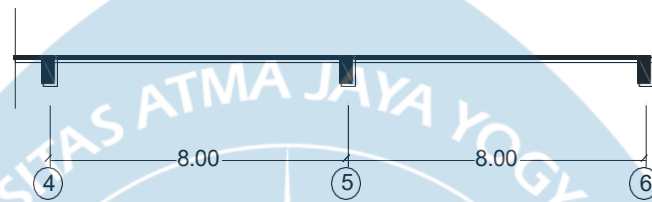
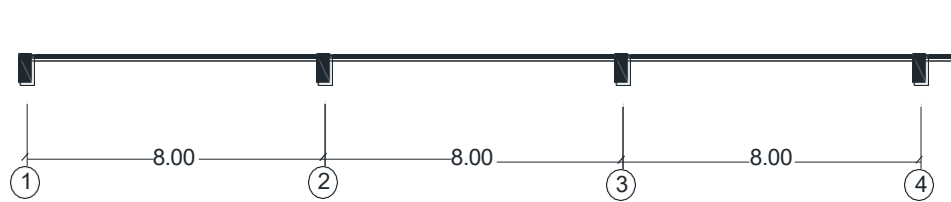
$$b = \frac{1}{2} \cdot h \sim \frac{2}{3} h$$

$$b = \frac{1}{2} \times 400$$

$$= 200 \text{ mm}$$

Balok Anak 2 dengan bentang 4000 mm menggunakan dimensi 200 x 400 mm.

2.2.7 Pendimensian sloof (SF)



Gambar 2. 24 Tinjauan Sloof
(Sumber : Gambar Rencana)

Perhitungan tinggi balok minimum sebagai berikut:

$$\begin{aligned} h &= \frac{L}{16} \\ h &= \frac{8000}{16} \\ &= 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dapat digunakan tinggi penampang Sloof, $h = 500 \text{ mm}$. Untuk lebar penampang sloof maka digunakan persamaan sebagai berikut:

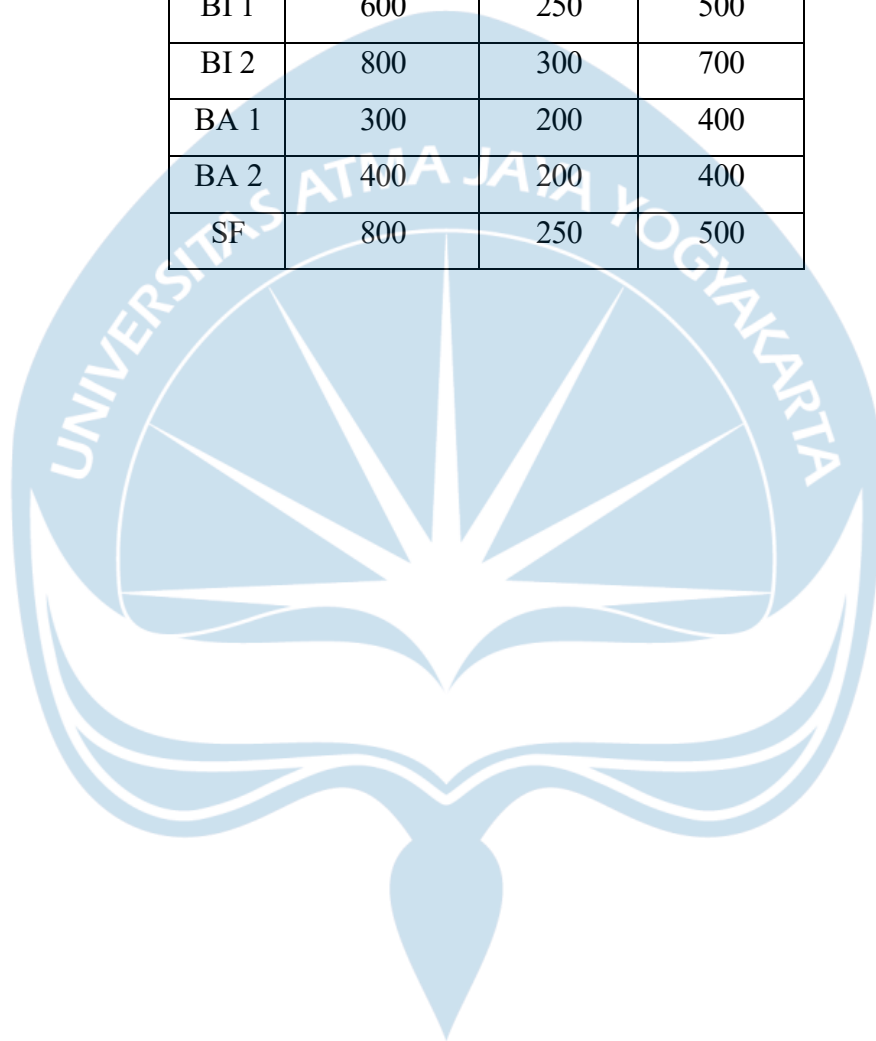
$$b = \frac{1}{2} \cdot h \sim \frac{2}{3} h$$

$$b = \frac{1}{2} \times 500 = 250 \text{ mm}$$

Sloof menggunakan dimensi 250 x 500 mm.

Tabel 2. 1 Pendimensian Balok

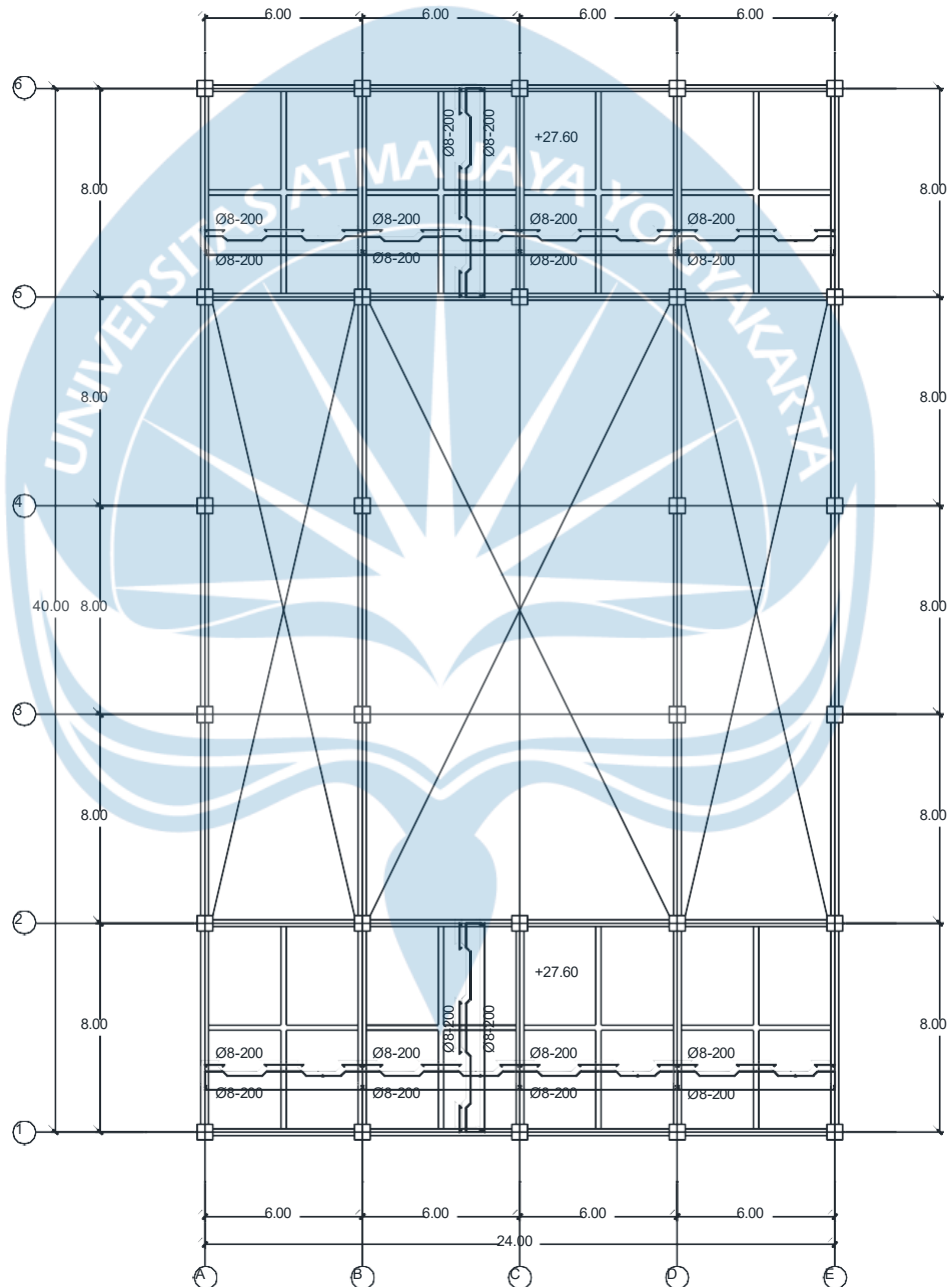
Notasi	Bentang (L)	Dimensi	
		Lebar (b)	Tinggi (h)
	(cm)	(mm)	(mm)
RB	600	300	600
BI 1	600	250	500
BI 2	800	300	700
BA 1	300	200	400
BA 2	400	200	400
SF	800	250	500



2.2.8 Pendimensian pelat atap

Pelat atap pada perencanaan struktur Gedung Asrama Katolik Villanova menggunakan pelat beton yang dicor secara monolit dengan balok. Sistem pelat direncanakan dengan kondisi tumpuan jepit maupun bebas, serta penulangan yang dibuat sama pada setiap lantai.

1. Denah Pelat Atap

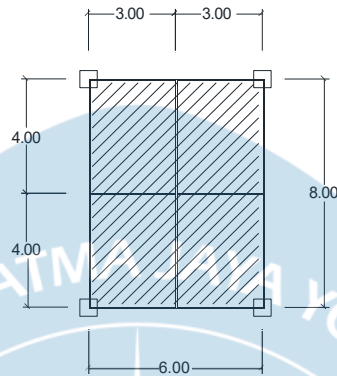


Gambar 2. 25 Denah Plat Atap
(Sumber : Gambar Rencana)

2. Penentuan Tebal Pelat Atap

- a. Mencari nilai rata – rata α untuk semua balok pada tepi suatu panel (α_m).

Nilai rata – rata α untuk balok ditinjau pada pelat atap dengan bentangan terbesar.



Gambar 2. 26 Tinjauan Plat Atap
(Sumber : Gambar Rencana)

- 1) Balok BI 1 ukuran 250 x 500 mm dengan bentangan plat atap 3000 mm diasumsikan tebal plat atap 100 mm

$$\begin{aligned} I_b &= \frac{b \cdot h^3}{12} \\ &= \frac{250 \cdot 500^3}{12} \\ &= 2,6 \times 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_s &= \frac{b \cdot h^3}{12} \\ &= \frac{3000 \cdot 100^3}{12} \\ &= 2,5 \times 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{\text{beton}} &= 4700 \cdot \sqrt{f_c} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Karena beton yang digunakan untuk balok dan plat sama maka nilai E_{cb}

$$= E_{cs} \sim 23500 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \alpha_1 \text{ dan } \alpha_2 &= \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} \\ &= \frac{23500 \cdot 2,6 \times 10^9}{23500 \cdot 2,5 \times 10^8} \\ &= 10,4 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

2) Balok BI 2 ukuran 300 x 700 mm dengan bentangan plat atap 4000 mm
diasumsikan tebal plat atap 100 mm

$$\begin{aligned} I_b &= \frac{b \cdot h^3}{12} \\ &= \frac{300 \cdot 700^3}{12} \\ &= 8,575 \times 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_s &= \frac{b \cdot h^3}{12} \\ &= \frac{4000 \cdot 100^3}{12} \\ &= 3,33 \times 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{\text{beton}} &= 4700 \cdot \sqrt{f_c} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Karena beton yang digunakan untuk balok dan plat sama maka nilai E_{cb}
 $= E_{cs} \sim 23500 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} \alpha_3 \text{ dan } \alpha_4 &= \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} \\ &= \frac{23500 \cdot 8,575 \times 10^9}{23500 \cdot 3,33 \times 10^8} \\ &= 25,751 \text{ mm}^4 \\ \alpha_m &= \frac{1}{4} (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4) \\ &= \frac{1}{4} (10,4 + 10,4 + 25,751 + 25,751) \\ &= 18,075 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

b. Menentukan tebal plat atap

$$\begin{aligned} L_n &= L_y - \left(2 \cdot \frac{1}{2} \cdot b_{\text{balok}} \right) \\ &= 4000 - \left(2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 300 \right) = 3700 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{L_y + 2 L_x}{2 (L_y + L_x)} \\ &= \frac{4000 + 2 \cdot 3000}{2 (4000 + 3000)} \\ &= 0,71 \end{aligned}$$

Karena $\alpha m > 2.0$, maka ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned} h &= \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \\ h &= \frac{3700(0,8 + \frac{280}{1400})}{36 + 9 \cdot 0,71} \\ &= 87,285 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dan tidak boleh kurang dari 90 mm,

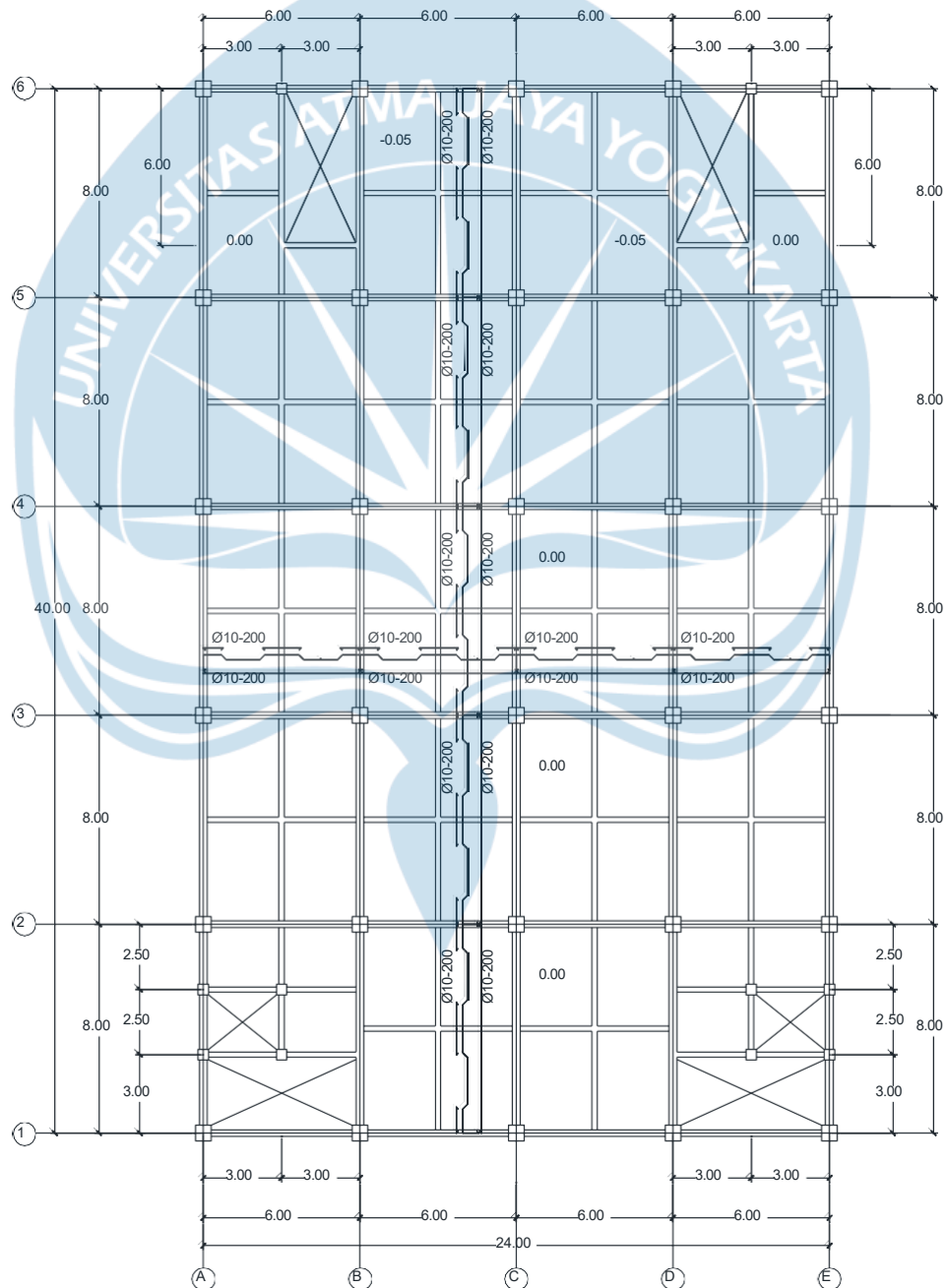
Maka, plat atap yang digunakan adalah 100 mm.



2.2.9 Pendimensian pelat lantai

Pelat atap pada perencanaan struktur Gedung Asrama Katolik Villanova menggunakan pelat beton yang dicor secara monolit dengan balok. Sistem pelat direncanakan dengan kondisi tumpuan jepit maupun bebas, serta penulangan yang dibuat sama pada setiap lantai.

1. Denah Pelat Lantai

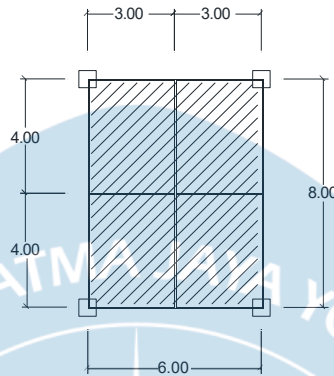


Gambar 2. 27 Denah Plat Lantai
(Sumber : Gambar Rencana)

2. Penentuan Tebal Pelat Lantai

1. Mencari nilai rata – rata α untuk semua balok pada tepi suatu panel (α_m).

Nilai rata – rata α untuk balok ditinjau pada pelat lantai dengan bentangan terbesar.



Gambar 2. 28 Tinjauan Plat Lantai
(Sumber : Gambar Rencana)

- 1) Balok BI 1 ukuran 250 x 500 mm dengan bentangan plat lantai 3000 mm diasumsikan tebal plat lantai 120 mm

$$\begin{aligned}
 I_b &= \frac{b \cdot h^3}{12} \\
 &= \frac{250 \cdot 500^3}{12} \\
 &= 2,6 \times 10^9 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_s &= \frac{b \cdot h^3}{12} \\
 &= \frac{3000 \cdot 120^3}{12} \\
 &= 4,32 \times 10^8 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{\text{beton}} &= 4700 \cdot \sqrt{f_c} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\
 &= 23500 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Karena beton yang digunakan untuk balok dan plat sama maka nilai E_{cb}
 $= E_{cs} \sim 23500 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
 \alpha_1 \text{ dan } \alpha_2 &= \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} \\
 &= \frac{23500 \cdot 2,6 \times 10^9}{23500 \cdot 4,32 \times 10^8} \\
 &= 6,018 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

2) Balok BI 2 ukuran 300 x 700 mm dengan bentangan plat lantai 4000 mm diasumsikan tebal plat lantai 120 mm

$$\begin{aligned} I_b &= \frac{b \cdot h^3}{12} \\ &= \frac{300 \cdot 700^3}{12} \\ &= 8,575 \times 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_s &= \frac{b \cdot h^3}{12} \\ &= \frac{4000 \cdot 120^3}{12} \\ &= 5,76 \times 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{\text{beton}} &= 4700 \cdot \sqrt{f_c} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Karena beton yang digunakan untuk balok dan plat sama maka nilai E_{cb}
 $= E_{cs} \sim 23500 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} \alpha_3 \text{ dan } \alpha_4 &= \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} \\ &= \frac{23500 \cdot 8.575 \times 10^9}{23500 \cdot 5.76 \times 10^8} \\ &= 14,887 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{1}{4} (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4) \\ &= \frac{1}{4} (6.018 + 6.018 + 14.887 + 14.887) \\ &= 10,45 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

2. Menentukan tebal plat lantai

$$\begin{aligned} L_n &= L_y - \left(2 \cdot \frac{1}{2} \cdot b \cdot \text{balok} \right) \\ &= \end{aligned}$$

$$4000 - \left(2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 300 \right) = 3700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{L_y + 2 L_x}{2 (L_y + L_x)} \\ &= \frac{4000 + 2 \cdot 3000}{2 (4000 + 3000)} \\ &= 0,71 \end{aligned}$$

Karena $\alpha m > 2.0$, maka ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned} h &= \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \\ h &= \frac{3700(0,8 + \frac{280}{1400})}{36 + 9 \cdot 0,71} \\ &= 87.285 \text{ mm} \end{aligned}$$

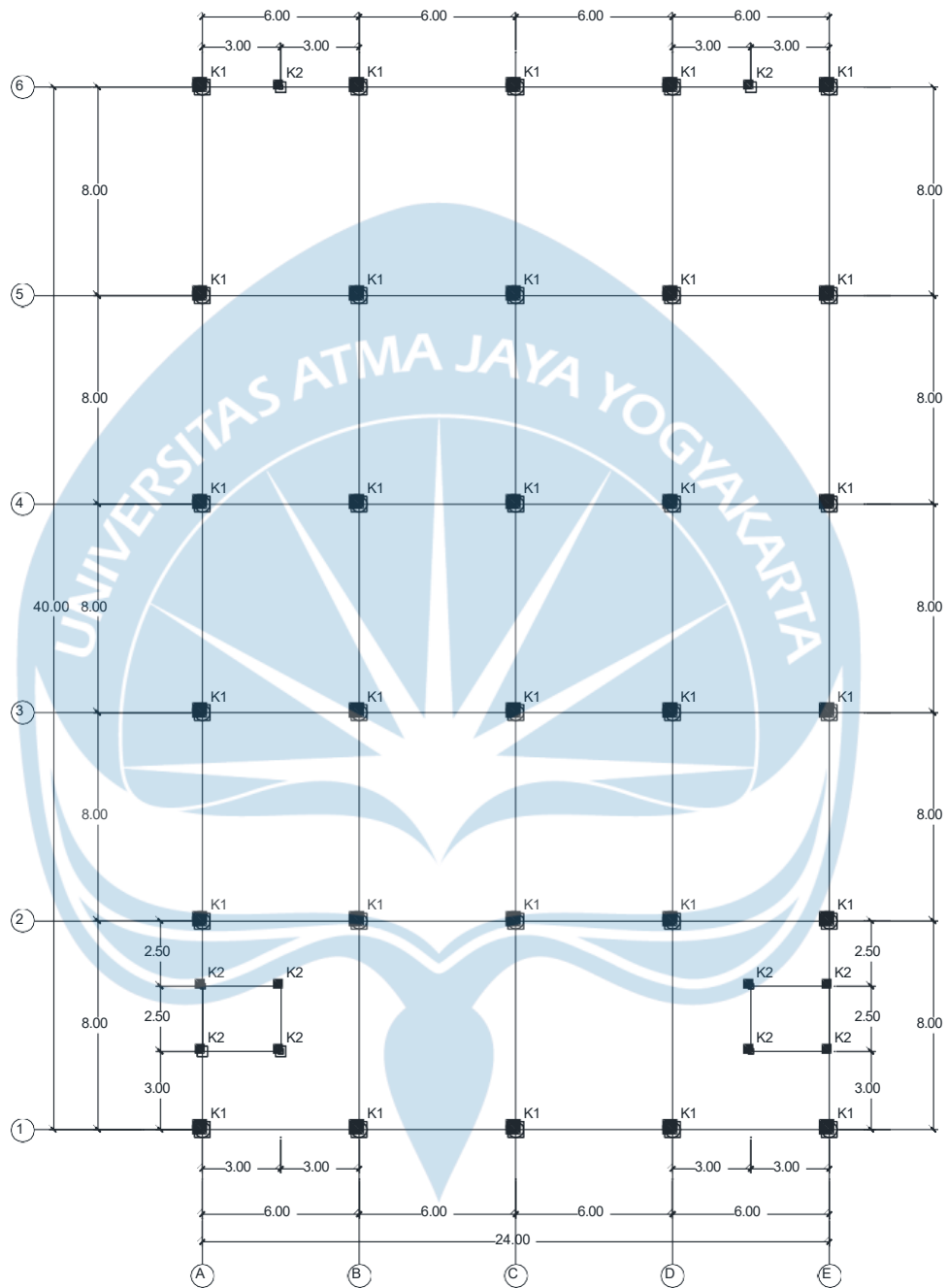
Dan plat tidak boleh kurang dari 90 mm,

Maka, plat lantai yang digunakan adalah 120 mm.



2.2.10 Pendimensian kolom (K1)

1. Denah kolom



Gambar 2. 29 Denah Kolom
(Sumber : Gambar Rencana)

2. Perhitungan beban kolom

a. Data teknis

1) Tinggi kolom	=	4600	mm
2) RB	=	300 x 600	mm
3) BI 1	=	250 x 500	mm
4) BI 2	=	300 x 700	mm
5) BA 1	=	200 x 400	mm
6) BA 2	=	200 x 400	mm
7) Plat lantai	=	120	mm
8) Plat atap	=	100	mm

b. Pembebanan akibat pelat lantai 1 – lantai 6

1) Beban mati

a) Berat sendiri plat	$t = 12 \text{ cm}$	$= 0,12 \times 24$	$= 2,88$	kN/m ²
b) Berat pasir urug	$t = 3 \text{ cm}$	$= 3 \times 0,18$	$= 0,54$	kN/m ²
c) Berat adukan	$t = 2 \text{ cm}$	$= 2 \times 0,21$	$= 0,42$	kN/m ²
d) Berat keramik	$t = 1 \text{ cm}$	$= 1 \times 0,24$	$= 0,24$	kN/m ²
e) Berat plafond & rangka			$= 0,18$	kN/m ²
f) Berat MEP			$= 0,25$	kN/m ²
Total		Wd	$= 4,51$	kN/m ²

2) Beban hidup

Peruntukan bangunan untuk asrama Katolik *Villanovamaka*
untuk beban hidup yang digunakan

$$Wl = 250 \text{ kg/m}^2 = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

3) Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned} Wu &= 1,2 D + 1,6 L \\ &= (1,2 \times 4,51) + (1,6 \times 2,50) \\ &= 9,412 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

c. Pembebanan akibat pelat atap

1) Beban Mati

a) Berat sendiri plat	$t = 10 \text{ cm}$	$= 0,10 \times 24$	$= 2,4$	kN/m^2
b) Berat <i>Waterproofing</i>	$t = 2 \text{ cm}$	$= 0,02 \times 14$	$= 0,28$	kN/m^2
c) Berat plafond & rangka			$= 0,18$	kN/m^2
d) Beban MEP			$= 0,25$	kN/m^2
Beban Mati Total			W_d	$= 3,11 \text{ kN/m}^2$

2) Beban hidup

Peruntukan bangunan untuk asrama Katolik *Villanova* maka untuk beban hidup yang digunakan

$$W_l = 100 \text{ kg/m}^2 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

3) Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2 D + 1,6 L \\ &= (1,2 \times 3,11) + (1,6 \times 1,00) \\ &= 5,332 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

d. Pembebanan akibat balok

Beban balok terhadap kolom yang digunakan dalam perhitungan adalah beban terbesar dari balok, yang mewakili perhitungan kolom pada setiap lantai. Dalam analisis ini digunakan tinjauan kolom pada titik koordinat C,2.

1) Beban Ring Balok RB 300 x 600 (atap)

Panjang balok yang dipikul kolom untuk arah horizontal adalah 6,00 m

$$\begin{aligned}\text{Ring Balok RB} &= b \times (h - \text{tebal pelat}) \times W_c \\ &= 0,3 \times (0,60 - 0,10) \times 24 \\ &= 3,60 \text{ kNm}\end{aligned}$$

2) Beban Balok BI 2 300 x 700 (atap)

Panjang balok yang dipikul kolom untuk arah vertikal adalah 4,00m

$$\begin{aligned}\text{Balok BI 2} &= b \times (h - \text{tebal pelat}) \times W_c \\ &= 0,3 \times (0,70 - 0,10) \times 24 \\ &= 4,32 \text{ kNm}\end{aligned}$$

3) Beban Balok BI 1 250 x 500

Panjang balok yang dipikul kolom untuk arah horizontal adalah 6,00m

$$\begin{aligned}\text{Balok BI 1} &= b \times (h - \text{tebal pelat}) \times W_c \\ &= 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 24 \\ &= 2,28 \text{ kNm}\end{aligned}$$

4) Beban Balok BI 2 300 x 700

Panjang balok yang dipikul kolom untuk arah vertikal adalah 8,00m

$$\begin{aligned}\text{Balok BI 2} &= b \times (h - \text{tebal pelat}) \times W_c \\ &= 0,3 \times (0,70 - 0,12) \times 24 \\ &= 4,176 \text{ kNm}\end{aligned}$$

5) Beban Balok BA 1 200 x 400

Panjang balok yang dipikul kolom untuk arah horizontal adalah 6,00m

$$\begin{aligned}\text{Balok BA 1} &= b \times (h - \text{tebal pelat}) \times W_c \\ &= 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 24 \\ &= 1,344 \text{ kNm}\end{aligned}$$

6) Beban Balok BA 2 200 x 400

Panjang balok yang dipikul kolom untuk arah vertikal adalah 8,00m

$$\begin{aligned}\text{Balok BA 2} &= b \times (h - \text{tebal pelat}) \times W_c \\ &= 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 24 \\ &= 1,344 \text{ kNm}\end{aligned}$$

3. Perhitungan gaya pada kolom

a. Lantai 6

Pelat Atap	$= 5,332 \times 6,00 \times 4,00$	$= 127,968$	kN
Ring Balok RB (30/60)	$= 3,60 \times 6,00$	$= 21,60$	kN
Balok BI 2 (30/70)	$= 4,32 \times 4,00$	$= 17,28$	kN
Balok BA 1 (20/40)	$= 1,344 \times 6,00$	$= 8,064$	kN
Balok BA 2 (20/40)	$= 1,344 \times 4,00$	$= 5,376$	kN
Pu – Lantai 6		$= 180,288$	kN
		$= 18028,8$	kg

b. Lantai 5

Pelat Lantai	$= 9,412 \times 6,00 \times 8,00$	$= 451,776$	kN
Balok BI 1 (25/50)	$= 2,28 \times 6,00$	$= 13,68$	kN
Balok BI 2 (30/70)	$= 4,176 \times 8,00$	$= 33,408$	kN
Balok BA 1 (20/40)	$= 1,344 \times 6,00$	$= 8,064$	kN
Balok BA 2 (20/40)	$= 1,344 \times 8,00$	$= 10,752$	kN
Pu – Lantai 6		$= 180,288$	kN
Pu – Lantai 5		$= 697,968$	kN
		$= 69796,8$	kg

c. Lantai 4

Pelat Lantai	$= 9,412 \times 6,00 \times 8,00$	$= 451,776$	kN
Balok BI 1 (25/50)	$= 2,28 \times 6,00$	$= 13,68$	kN
Balok BI 2 (30/70)	$= 4,176 \times 8,00$	$= 33,408$	kN
Balok BA 1 (20/40)	$= 1,344 \times 6,00$	$= 8,064$	kN
Balok BA 2 (20/40)	$= 1,344 \times 8,00$	$= 10,752$	kN
Pu – Lantai 5		$= 697,968$	kN
Pu – Lantai 4		$= 1215,648$	kN
		$= 121564,8$	kg

d. Lantai 3

Pelat Lantai		$= 9,412 \times 6,00 \times 8,00 = 451,776$	kN
Balok BI 1	(25/50)	$= 2,28 \times 6,00 = 13,68$	kN
Balok BI 2	(30/70)	$= 4,176 \times 8,00 = 33,408$	kN
Balok BA 1	(20/40)	$= 1,344 \times 6,00 = 8,064$	kN
Balok BA 2	(20/40)	$= 1,344 \times 8,00 = 10,752$	kN
Pu – Lantai 4		$= 1215,648$	kN
Pu – Lantai 3		$= 1733,328$	kN
		$= 173332,8$	kg

e. Lantai 2

Pelat Lantai		$= 9,412 \times 6,00 \times 8,00 = 451,776$	kN
Balok BI 1	(25/50)	$= 2,28 \times 6,00 = 13,68$	kN
Balok BI 2	(30/70)	$= 4,176 \times 8,00 = 33,408$	kN
Balok BA 1	(20/40)	$= 1,344 \times 6,00 = 8,064$	kN
Balok BA 2	(20/40)	$= 1,344 \times 8,00 = 10,752$	kN
Pu – Lantai 3		$= 1733,328$	kN
Pu – Lantai 2		$= 2251,008$	kN
		$= 225100,8$	kg

f. Lantai 1

Pelat Lantai		$= 9,412 \times 6,00 \times 8,00 = 451,776$	kN
Balok BI 1	(25/50)	$= 2,28 \times 6,00 = 13,68$	kN
Balok BI 2	(30/70)	$= 4,176 \times 8,00 = 33,408$	kN
Balok BA 1	(20/40)	$= 1,344 \times 6,00 = 8,064$	kN
Balok BA 2	(20/40)	$= 1,344 \times 8,00 = 10,752$	kN
Pu – Lantai 2		$= 2251,008$	kN
Pu – Lantai 1		$= 2768,688$	kN
		$= 276868,8$	kg

4. Perhitungan dimensi kolom

Perhitungan dimensi kolom berdasarkan SK SNI 2847-2019. Untuk kolom (K1) diambil P_u (Maks) = 276868,8 kg. Maka:

$$A_g < \frac{P_u}{0,2 (f_c + f_y \cdot \rho_t)}$$

$$A_g < \sqrt{4065,992}$$

$$A_g < 63,765 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi rencana kolom 70 x 70 cm. Dimensi rencana > dimensi hitungan dengan beban tambahan Bs. Kolom.

5. Kontrol dimensi kolom

$$P_u \text{ Lantai 1} = 2768,688 \text{ kN}$$

$$\text{Bs. Kolom lantai 1-6} = 6 \times (0,7 \times 0,7 \times 4,6 \times 24) = 324,576 \text{ kN}$$

$$= 3093,264 \text{ kN}$$

$$= 309326,4 \text{ kg}$$

Perhitungan dimensi kolom berdasarkan SK SNI 2847-2019. Untuk kolom (K) diambil P_u (Maks) = 309326,4 kg. Maka:

$$A_g < \frac{P_u}{0,2 (f_c + f_y \cdot \rho_t)}$$

$$A_g < \frac{309326,4}{0,2 \left(\left(25 \cdot \frac{100}{9,81} \right) + \left(\left(420 \cdot \frac{100}{9,81} \right) \cdot 0,02 \right) \right)}$$

$$A_g < \sqrt{4542,653}$$

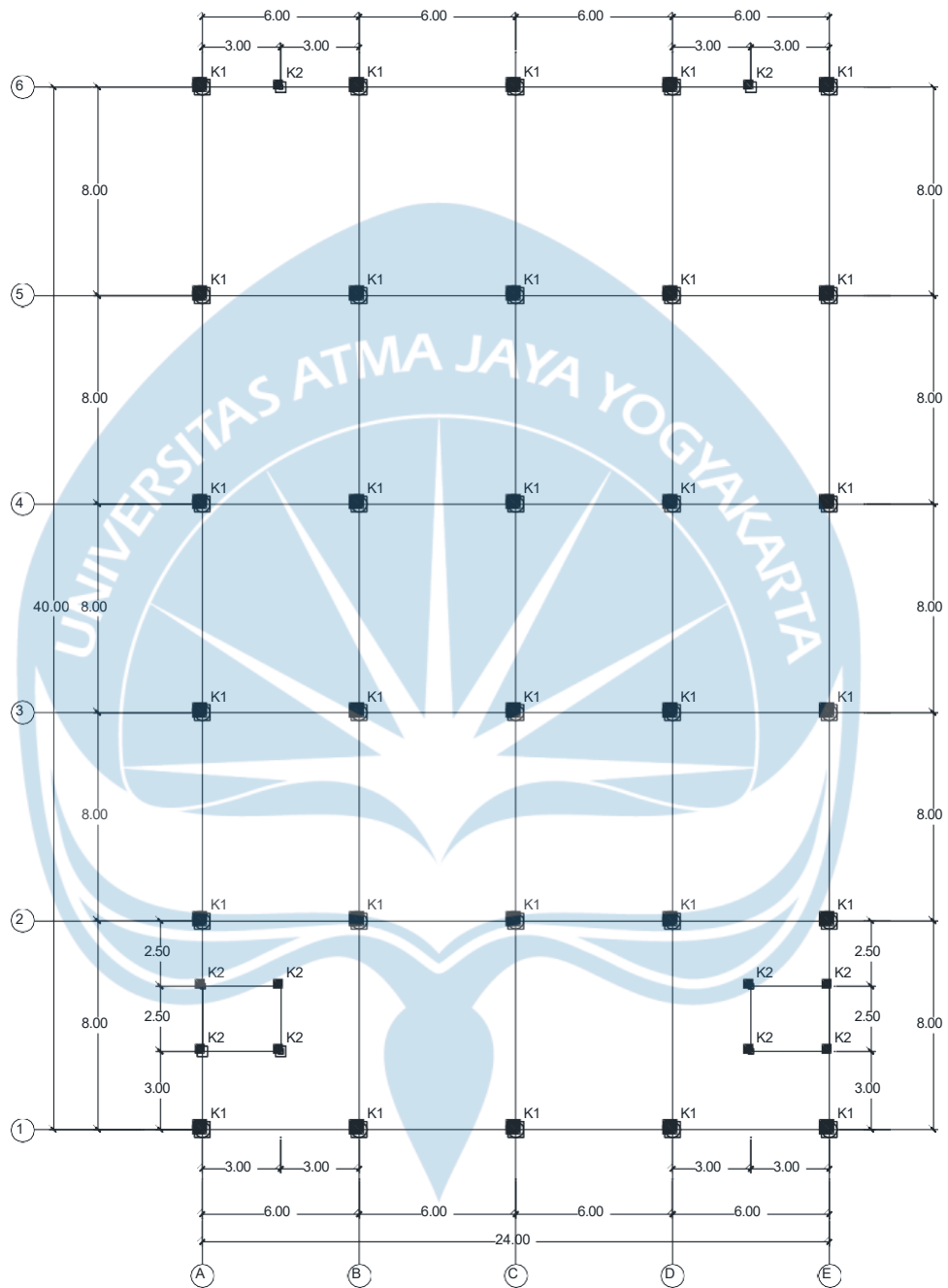
$$A_g < 67,399 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi rencana kolom 70 x 70 cm

Dimensi rencana > dimensi hitungan dengan beban tambahan Bs. Kolom 70 x 70 cm, maka dalam perencanaan struktur gedung asrama Katolik Villanova, dimensi kolom K1 (lantai 1 – 6) digunakan ukuran 70 x 70 cm.

2.2.11 Pendimensian kolom (K2)

1. Denah kolom



Gambar 2. 30 Denah Kolom Lantai 1-6
(Sumber : Gambar Rencana)

2. Perhitungan beban kolom

a. Data teknis

1) Tinggi kolom	=	4600	mm
2) BA 1	=	200 x 400	mm
3) BA 2	=	200 x 400	mm
4) Plat lantai	=	120	mm
5) Plat atap	=	100	mm

b. Pembebanan akibat pelat lantai 1 – lantai 6

1) Beban mati

a) Berat sendiri plat	$t = 12 \text{ cm}$	$= 0,12 \times 24$	$= 2,88$	kN/m^2
b) Berat pasir urug	$t = 3 \text{ cm}$	$= 3 \times 0,18$	$= 0,54$	kN/m^2
c) Berat adukan	$t = 2 \text{ cm}$	$= 2 \times 0,21$	$= 0,42$	kN/m^2
d) Berat keramik	$t = 1 \text{ cm}$	$= 1 \times 0,24$	$= 0,24$	kN/m^2
e) Berat plafond & rangka			$= 0,18$	kN/m^2
f) Berat MEP			$= 0,25$	kN/m^2
Total			$W_d = 4,51$	kN/m^2

2) Beban hidup

Peruntukan bangunan untuk asrama Katolik *Villanova* maka untuk beban hidup yang digunakan

$$W_l = 250 \text{ kg/m}^2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

3) Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2 D + 1,6 L \\ &= (1,2 \times 4,51) + (1,6 \times 2,50) \\ &= 9,412 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

c. Pembebanan akibat pelat atap

1) Beban Mati

a) Berat sendiri plat	$t = 10 \text{ cm}$	$= 0,10 \times 24$	$= 2,4 \text{ kN/m}^2$
b) Berat <i>Waterproofing</i>	$t = 2 \text{ cm}$	$= 0,02 \times 14$	$= 0,28 \text{ kN/m}^2$
c) Berat plafond & rangka			$= 0,18 \text{ kN/m}^2$
d) Beban MEP			$= 0,25 \text{ kN/m}^2$
Beban Mati Total			$W_d = 3,11 \text{ kN/m}^2$

2) Beban hidup

Peruntukan bangunan untuk asrama Katolik *Villanova* maka untuk beban hidup yang digunakan

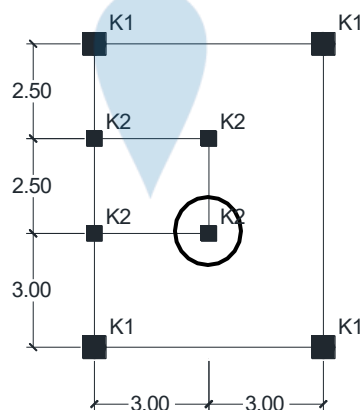
$$W_l = 100 \text{ kg/m}^2 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

3) Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2 D + 1,6 L \\ &= (1,2 \times 3,11) + (1,6 \times 1,00) \\ &= 5,332 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

d. Pembebanan akibat balok

Beban akibat balok terhadap kolom digunakan yang memiliki beban besar akibat balok yang dimana akan digunakan untuk mewakili setiap perhitungan kolom pada tiap lantai.



Gambar 2. 31 Koordinat Kolom K2

(Sumber : Gambar Rencana)

1) Beban Balok BA 1 200 x 400 (atap)

Panjang balok yang dipikul kolom untuk arah horizontal adalah 3,00m

$$\begin{aligned}\text{Balok BA 1} &= b \times (h - \text{tebal pelat}) \times W_c \\ &= 0,20 \times (0,40 - 0,10) \times 24 \\ &= 1,44 \text{ kNm}\end{aligned}$$

2) Beban Balok BA 2 200 x 400 (atap)

Panjang balok yang dipikul kolom untuk arah vertikal adalah 2,50m

$$\begin{aligned}\text{Balok BA 2} &= b \times (h - \text{tebal pelat}) \times W_c \\ &= 0,20 \times (0,40 - 0,10) \times 24 \\ &= 1,44 \text{ kNm}\end{aligned}$$

3) Beban Balok BA 1 200 x 400

Panjang balok yang dipikul kolom untuk arah horizontal adalah 3,00m

$$\begin{aligned}\text{Balok BA 1} &= b \times (h - \text{tebal pelat}) \times W_c \\ &= 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 24 \\ &= 1,344 \text{ kNm}\end{aligned}$$

4) Beban Balok BA 2 200 x 400

Panjang balok yang dipikul kolom untuk arah vertikal adalah 2,50m

$$\begin{aligned}\text{Balok BA 2} &= b \times (h - \text{tebal pelat}) \times W_c \\ &= 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 24 \\ &= 1,344 \text{ kNm}\end{aligned}$$

3. Perhitungan gaya pada kolom

a. Lantai 6

Pelat Atap	$= 5,332 \times 3,00 \times 2,50$	$= 39,99$	kN
Balok BA 1 (20/40)	$= 1,44 \times 3,00$	$= 4,32$	kN
Balok BA 2 (20/40)	$= 1,44 \times 2,50$	$= 3,60$	kN
Pu – Lantai 6		$= 47,91$	kN
		$= 4791$	kg

b. Lantai 5

Pelat Lantai	$= 9,412 \times 3,00 \times 2,50 = 70,59$	kN
Balok BA 1 (20/40)	$= 1,344 \times 3,00 = 4,032$	kN
Balok BA 2 (20/40)	$= 1,344 \times 2,50 = 3,36$	kN
Pu – Lantai 6	$= 47,91$	kN +
Pu – Lantai 5	$= 125,892$	kN
	$= 12589,2$	kg

c. Lantai 4

Pelat Lantai	$= 9,412 \times 3,00 \times 2,50 = 70,59$	kN
Balok BA 1 (20/40)	$= 1,344 \times 3,00 = 4,032$	kN
Balok BA 2 (20/40)	$= 1,344 \times 2,50 = 3,36$	kN
Pu – Lantai 5	$= 125,892$	kN +
Pu – Lantai 4	$= 203,874$	kN
	$= 20387,4$	kg

d. Lantai 3

Pelat Lantai	$= 9,412 \times 3,00 \times 2,50 = 70,59$	kN
Balok BA 1 (20/40)	$= 1,344 \times 3,00 = 4,032$	kN
Balok BA 2 (20/40)	$= 1,344 \times 2,50 = 3,36$	kN
Pu – Lantai 4	$= 203,874$	kN +
Pu – Lantai 3	$= 281,856$	kN
	$= 28185,6$	kg

e. Lantai 2

Pelat Lantai	$= 9,412 \times 3,00 \times 2,50 = 70,59$	kN
Balok BA 1 (20/40)	$= 1,344 \times 3,00 = 4,032$	kN
Balok BA 2 (20/40)	$= 1,344 \times 2,50 = 3,36$	kN
Pu – Lantai 3	$= 281,856$	kN +
Pu – Lantai 2	$= 359,838$	kN
	$= 35983,8$	kg

f. Lantai 1

Pelat Lantai	= 9,412 x 3,00 x 2,50 = 70,59	kN
Balok BA 1 (20/40)	= 1,344 x 3,00 = 4,032	kN
Balok BA 2 (20/40)	= 1,344 x 2,50 = 3,36	kN
Pu – Lantai 2	= 359,838	kN +
Pu – Lantai 1	= 437,82	kN
	= 43782	kg

4. Perhitungan dimensi kolom

Perhitungan dimensi kolom berdasarkan SK SNI 2847-2019. Untuk kolom (K2) diambil Pu (Maks) = 43782 kg. Maka:

$$A_g < \frac{P_u}{0,2 (f_c + f_y \cdot \rho_t)}$$

$$A_g < \frac{43782}{0,2((25 \cdot \frac{100}{9,81}) + ((420 \cdot \frac{100}{9,81}) \cdot 0,02))}$$

$$A_g < \sqrt{642,966}$$

$$A_g < 25,356 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi rencana kolom 40 x 40 cm. Dimensi rencana > dimensi hitungan dengan beban tambahan Bs. Kolom.

5. Kontrol dimensi kolom

Pu lantai 1	= 437,82	kN
Bs. Kolom lantai 1-6	= 6 x (0,4 x 0,4 x 4,6 x 24) = 105,984	kN
	= 543,804	kN
	= 54380,4	kg

Perhitungan dimensi kolom berdasarkan SK SNI 2847-2019. Untuk kolom (K) diambil Pu (Maks) = 47577,6 kg. Maka:

$$A_g < \frac{P_u}{0,2 (f_c + f_y \cdot \rho_t)}$$

$$A_g < \frac{54380,4}{0,2((25 \cdot \frac{100}{9,81}) + ((420 \cdot \frac{100}{9,81}) \cdot 0,02))}$$

$$A_g < \sqrt{798,61}$$

$$A_g < 28,259 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi rencana kolom 40 x 40 cm

Dimensi rencana > dimensi hitungan dengan beban tambahan Bs. Kolom 40 x 40 cm, maka dalam perencanaan struktur gedung asrama Katolik *Villanova*, dimensi kolom K2 (lantai 1 – 6) digunakan ukuran 40 x 40 cm.



2.3 Penulangan Pelat Atap

2.3.1 Perhitungan beban pelat atap

1. Beban Mati

a. Berat sendiri plat	$t = 10 \text{ cm}$	$= 0,10 \times 24$	$= 2,4$	kN/m^2
b. Berat <i>Waterproofing</i>	$t = 2 \text{ cm}$	$= 0,02 \times 14$	$= 0,28$	kN/m^2
c. Berat plafond & rangka			$= 0,18$	kN/m^2
d. Beban MEP			$= 0,25$	kN/m^2

Beban Mati Total	W_d	$= 3,11$	kN/m^2
------------------	-------	----------	-----------------

2. Beban hidup

Peruntukan bangunan untuk asrama Katolik *Villanova* maka untuk beban hidup yang digunakan

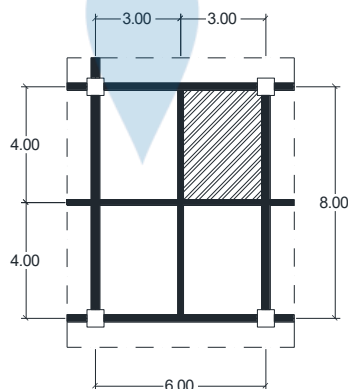
$$W_l = 100 \text{ kg/m}^2 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

3. Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2 D \\ &+ 1,6 L \\ &= (1,2 \times 3,11) + (1,6 \times 1,00) \\ &= 5,332 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2.3.2 Penentuan momen pelat atap

Nilai momen lapangan dan tumpuan baik arah x maupun arah y pada pelat atap ditentukan berdasarkan pada perletakan pelat.



Gambar 2. 32 Tinjauan Plat Atap
(Sumber : Gambar Rencana)

$$L_y = 4,00 \text{ m}$$

$$L_x = 3,00 \text{ m}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4,00}{3,00} = 1,3$$

Dari tabel Gideon koefisien momen yang didapatkan sebagai berikut:

$$Cl_x = 41$$

$$Cl_y = 20$$

$$C_{tx} = 73$$

$$C_{ty} = 55$$

Dari koefisiensi momen maksimum didapatkan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot Cl_x \\ &= 0,001 \cdot 5,332 \cdot 3,00^2 \cdot 41 \\ &= 1,967 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot Cl_y \\ &= 0,001 \cdot 5,332 \cdot 3,00^2 \cdot 20 \\ &= 0,959 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{tx} &= -0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot C_{tx} \\ &= -0,001 \cdot 5,332 \cdot 3,00^2 \cdot 73 \\ &= -3,503 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= -0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot C_{ty} \\ &= -0,001 \cdot 5,332 \cdot 3,00^2 \cdot 55 \\ &= -2,639 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2.3.3 Perhitungan tulangan pelat atap

Penulangan pelat atap untuk seluruh tipe pelat, baik pada daerah tumpuan maupun lapangan serta pada arah x maupun y, diseragamkan. Oleh karena itu, perhitungan didasarkan pada nilai momen maksimum. Pada perencanaan ini digunakan momen tumpuan M_{tx} pelat atap sebesar 3,239 kNm.

1. Tinggi efektif pelat atap (d)

$$\begin{aligned} d &= h - p - \frac{1}{2} \emptyset \\ &= 100 - 20 - \frac{1}{2} 8 \\ &= 76 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Momen maksimal (Mu)

$$\begin{aligned} Mu &= 3,503 \text{ kNm} \\ &= 3,503 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

3. Rasio tulangan

$$\begin{aligned} k &= \frac{Mu}{\phi b d^2} \\ &= \frac{3,503 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 1000 \cdot 76^2} \\ &= 0,758 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{280} \\ &= 0,005 \end{aligned}$$

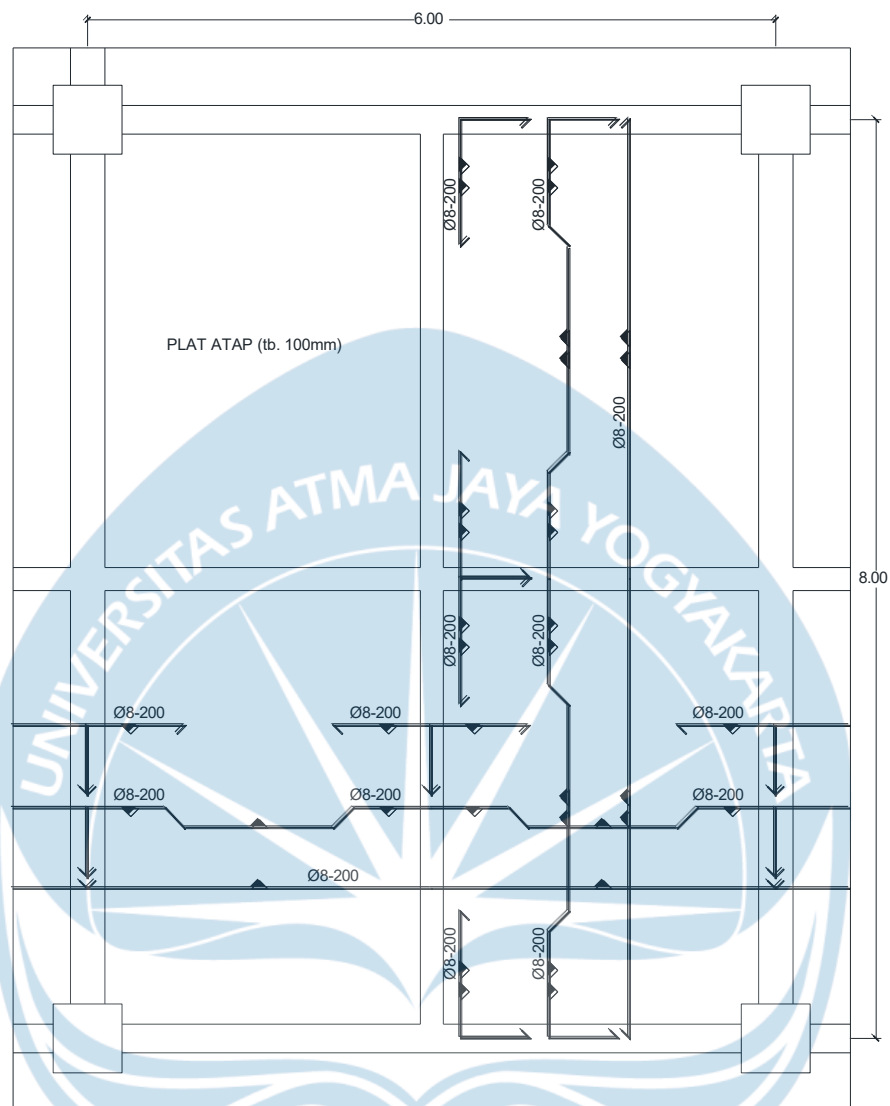
$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{280} \cdot \frac{600}{600 + 280} = 0,0329 \end{aligned}$$

$$p = 0,0027$$

Jika $p < p_{\min} < p_{\max}$, maka digunakan $p_{\min} = 0,005$

$$\begin{aligned} As &= p \cdot b \cdot d \\ &= 0,005 \cdot 1000 \cdot 76 \\ &= 380 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan As perlu 380 mm^2 , maka struktur plat atap direncanakan menggunakan tulangan Ø8 – 100 dengan $As = 503 \text{ mm}^2$



Gambar 2. 33 Detail Penulangan Plat Atap

(Sumber : Gambar Rencana)

2.4 Penulangan Pelat Lantai

2.4.1 Perhitungan beban pelat lantai

1. Akibat beban mati

a. Berat sendiri plat	$t = 12 \text{ cm} = 0,12 \times 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$
b. Berat pasir urug	$t = 3 \text{ cm} = 3 \times 0,18 = 0,54 \text{ kN/m}^2$
c. Berat adukan	$t = 2 \text{ cm} = 2 \times 0,21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$
d. Berat keramik	$t = 1 \text{ cm} = 1 \times 0,24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$
e. Berat plafond & rangka	$= 0,18 \text{ kN/m}^2$
f. Berat MEP	$= 0,25 \text{ kN/m}^2$

Beban Mati Total	$W_d = 4,51 \text{ kN/m}^2$
------------------	-----------------------------

2. Beban hidup

Peruntukan bangunan asrama Katolik *Villanova* maka untuk beban hidup yang digunakan

$$W_l = 250 \text{ kg/m}^2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

3. Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned} W_u &= 1,2 D + 1,6 L \\ &= (1,2 \times 4,51) + (1,6 \times 2,50) \\ &= 9,412 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2.4.2 Penentuan momen pelat lantai

Nilai momen lapangan dan tumpuan baik arah x maupun arah y pada pelat atap ditentukan berdasarkan pada perletakan pelat.

$$L_y = 4,00 \text{ m}$$

$$L_x = 3,00 \text{ m}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4,00}{3,00} = 1,3$$

Dari tabel Gideon koefisien momen yang didapatkan sebagai berikut:

$$Cl_x = 38$$

$$Cl_y = 20$$

$$C_{tx} = 67,5$$

$$C_{ty} = 54,5$$

Dari koefisiensi momen maksimum didapatkan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot Cl_x \\ &= 0,001 \cdot 9,412 \cdot 3,00^2 \cdot 38 \\ &= 3,218 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot Cl_y \\ &= 0,001 \cdot 9,412 \cdot 3,00^2 \cdot 20 \\ &= 1,694 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{tx} &= -0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot C_{tx} \\ &= -0,001 \cdot 9,412 \cdot 3,00^2 \cdot 67,5 \\ &= -5,717 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= -0,001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot C_{ty} \\ &= -0,001 \cdot 9,412 \cdot 3,00^2 \cdot 54,5 \\ &= -4,616 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2.4.3 Perhitungan tulangan pelat lantai

Penulangan pelat atap untuk seluruh tipe pelat, baik pada daerah tumpuan maupun lapangan serta pada arah x dan y, diseragamkan. Oleh karena itu, perhitungan didasarkan pada nilai momen maksimum. Pada perencanaan ini digunakan momen tumpuan dalam M_{tx} pelat atap sebesar 5,837 kNm.

1. Tinggi efektif pelat lantai (d)

$$\begin{aligned} d &= h - p - \frac{1}{2} \emptyset \\ &= 120 - 20 - \frac{1}{2} 10 \\ &= 95 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Momen maksimal (Mu)

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 5,717 \text{ kNm} \\ &= 5,717 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

3. Rasio tulangan

$$k = 0,791$$

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

$$= \frac{1,4}{280}$$

$$= 0,005$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{280} \cdot \frac{600}{600 + 280}$$

$$= 0,0329$$

$$\rho = \frac{f_y - \sqrt{f_y^2 - 2,36 \frac{f_y^2}{f_c'} \cdot k}}{1,18 \frac{f_y^2}{f_c'}}$$

$$= \frac{280 - \sqrt{280^2 - 2,36 \frac{280^2}{25} \cdot 0,791}}{1,18 \frac{280^2}{25}}$$

$$= 0,0028$$

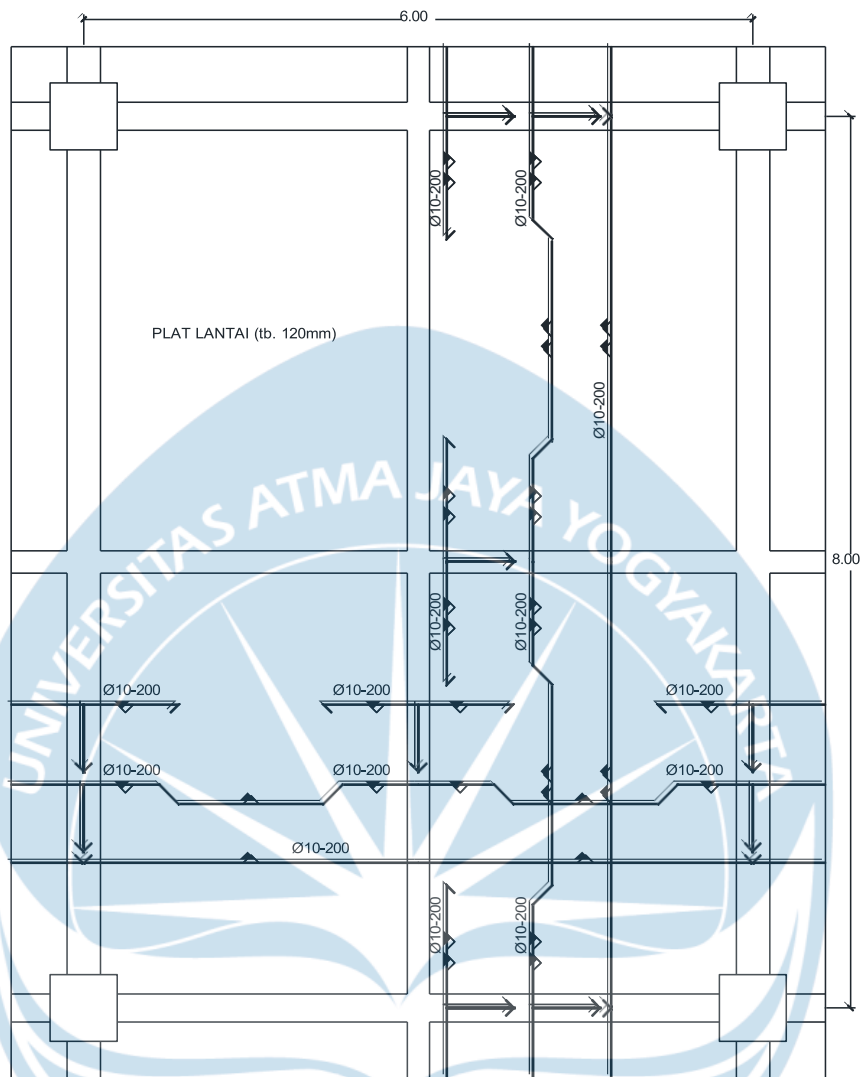
Jika $\rho < \rho_{\min} < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,005$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,005 \cdot 1000 \cdot 95$$

$$= 475 \text{ mm}^2$$

Dengan A_s perlu 475 mm^2 , maka struktur plat lantai direncanakan menggunakan tulangan Ø10 – 100 dengan $A_s = 785 \text{ mm}^2$

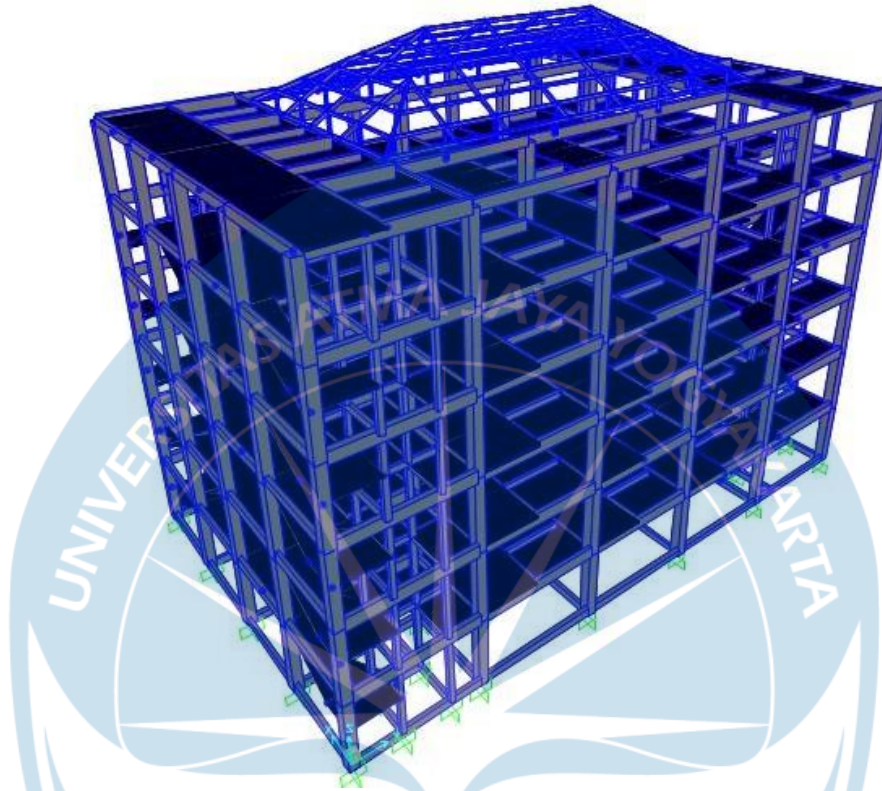


Gambar 2. 34 Detail Penulangan Plat Lantai

(Sumber : Gambar Rencana)

2.5 Perencanaan Portal

Pada perencanaan struktur gedung asrama Katolik *Villanova* struktur portal berupa portal 3D dalam analisis pada *software* SAP 2000 v.24.



Gambar 2. 35 Pemodelan 3D
(Sumber : SAP 2000 v.24)

2.5.1 Pembebanan struktur portal

Sesuai dengan Peraturan Pembebanan untuk Perencanaan Bangunan Rumah dan Gedung (PPPURG 1987), terdapat tiga jenis pembebanan yang diperhitungkan dalam perencanaan struktur portal, yaitu beban mati, beban hidup, dan beban gempa berdasarkan SNI 1726:2019. Berdasarkan fungsi bangunan sebagai asrama, diperoleh besaran beban sebagai berikut:

1. Akibat beban mati

a. Akibat beban pelat atap

1) Berat sendiri plat	$t = 10 \text{ cm} = 0,10 \times 24$	$= 2,40$	kN/m^2
2) Berat <i>Waterproofing</i>	$t = 2 \text{ cm} = 0,02 \times 14$	$= 0,28$	kN/m^2
3) Berat plafond & rangka		$= 0,18$	kN/m^2
4) Beban MEP		$= 0,25$	kN/m^2
Beban Mati Total		$W_d = 3,11$	kN/m^2

b. Akibat beban pelat pantai

1) Berat sendiri plat	$t = 12 \text{ cm} = 0,12 \times 24$	$= 2,88$	kN/m^2
2) Berat pasir urug	$t = 3 \text{ cm} = 3 \times 0,18$	$= 0,54$	kN/m^2
3) Berat adukan	$t = 2 \text{ cm} = 2 \times 0,21$	$= 0,42$	kN/m^2
4) Berat keramik	$t = 1 \text{ cm} = 1 \times 0,24$	$= 0,24$	kN/m^2
5) Berat plafond & rangka		$= 0,18$	kN/m^2
6) Berat MEP		$= 0,25$	kN/m^2
Beban Mati Total		$W_d = 4,51$	kN/m^2

c. Akibat beban tembok pada balok

- 1) $W_{DL1} = (4,6 - 0,7) \times 2,5 = 9,75 \text{ kN/m}$ (Pada balok BI 2)
- 2) $W_{DL2} = (4,6 - 0,5) \times 2,5 = 10,25 \text{ kN/m}$ (Pada balok BI 1)
- 3) $W_{DL3} = (4,6 - 0,5) \times 2,5 = 10,25 \text{ kN/m}$ (Pada Sloof)

d. Akibat beban rangka portal

Didapatkan beban sendiri rangka kuda – kuda baja, pelat, balok dan kolom dihitung dengan program SAP 2000 dengan (*self weight multiplier* = 1)

2. Beban hidup

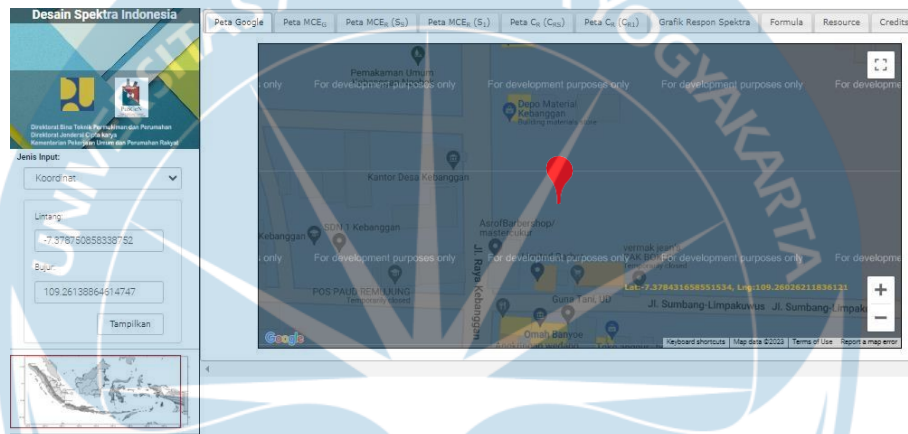
Berdasarkan dengan peraturan perencanaan pembebanan untuk asrama (PPPURG 1987) didapatkan beban hidup pada gedung :

- a. Beban hidup atap $= 1,00 \text{ kN/m}^2$
- b. Beban hidup asrama $= 2,50 \text{ kN/m}^2$

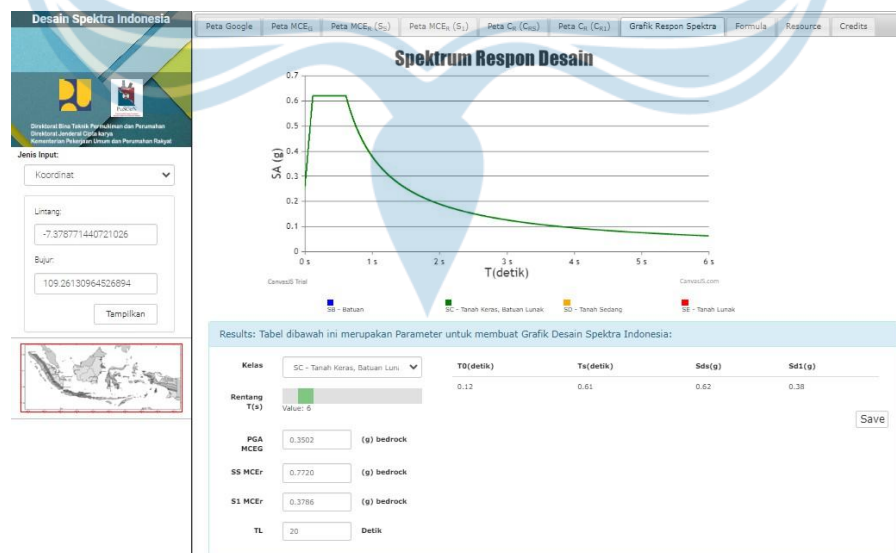
3. Beban gempa

Analisis struktur terhadap beban gempa mengacu pada SNI 1726:2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. Analisis dilakukan menggunakan metode respons spektrum, dengan sistem penahan gaya gempa berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Data beban gempa yang digunakan berupa spektrum respons desain yang diperoleh dari situs Pusat Penelitian dan Pengembangan Permukiman (PUSKIM) Kementerian Pekerjaan Umum Indonesia. [Desain Spektra Indonesia \(pu.go.id\)](https://rsa.ciptakarya.pu.go.id)



Gambar 2. 36 Lokasi Gedung
(Sumber : <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2023>)



Gambar 2. 37 Tampilan Hasil Spektrum Respon Desain dari Puskim
(Sumber : <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2023>)

Tabel 2. 2 Data Input Spektrum Respon Desain

T (detik)	SA (g)
0	0,248
0,1226	0,62
0,6129	0,62
0,8	0,475
1	0,38
1,2	0,3167
1,4	0,2714
1,6	0,2375
1,8	0,211
2	0,19
2,5	0,152
3	0,1267
3,5	0,1086
4	0,095
4,5	0,0844
5	0,076
5,5	0,0691
6	0,0633
6,5	0,054
7	0,0465
7,5	0,0405
8	0,0356
8,5	0,0316
9	0,0281
9,5	0,0253
10	0,0228

(Sumber: <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021>)

2.5.2 Kombinasi struktur portal

Perencanaan struktur bangunan gedung dan struktur lainnya dirancang menggunakan kombinasi pembebanan untuk kombinasi pembebanan (U) terdapat dalam SNI 2847-2019. Kombinasi tersebut antara lain :

1. $U_1 = 1,4 D$
2. $U_2 = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 la$
3. $U_3 = 1,2 D + 1,6 La + L$
4. $U_4 = 1,2 D + L + 0,5 la$
5. $U_5 = 0,9 D$
6. $U_6 = 1,2 D + 1,0 L + 1,0 EX + 0,3 EY$
7. $U_7 = 1,2 D + 1,0 L + 1,0 EX - 0,3 EY$
8. $U_8 = 1,2 D + 1,0 L - 1,0 EX + 0,3 EY$
9. $U_9 = 1,2 D + 1,0 L - 1,0 EX - 0,3 EY$
10. $U_{10} = 1,2 D + 1,0 L + 1,0 EY + 0,3 EX$
11. $U_{11} = 1,2 D + 1,0 L + 1,0 EY - 0,3 EX$
12. $U_{12} = 1,2 D + 1,0 L - 1,0 EY + 0,3 EX$
13. $U_{13} = 1,2 D + 1,0 L - 1,0 EY - 0,3 EX$
14. $U_{14} = 0,9 D + L + 1,0 EX + 0,3 EY$
15. $U_{15} = 0,9 D + L + 1,0 EX - 0,3 EY$
16. $U_{16} = 0,9 D + L - 1,0 EX + 0,3 EY$
17. $U_{17} = 0,9 D + L - 1,0 EX - 0,3 EY$
18. $U_{18} = 0,9 D + L + 1,0 EY + 0,3 EX$
19. $U_{19} = 0,9 D + L + 1,0 EY - 0,3 EX$
20. $U_{20} = 0,9 D + L - 1,0 EY + 0,3 EX$
21. $U_{21} = 0,9 D + L - 1,0 EY - 0,3 EX$

2.5.3 Analisa struktur portal

Dalam perencanaan struktur Gedung Asrama Katolik Villanova, pemodelan portal beton dilakukan sebagai elemen frame tiga dimensi (3D) dengan bantuan program SAP2000 v.24, yang mengacu pada SNI 2847:2019 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung. Struktur portal dirancang tahan gempa, dengan pelat dimodelkan sebagai diafragma, sedangkan beban gempa dimasukkan pada arah X dan Y sesuai ketentuan SNI 1726:2019 mengenai tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

Berdasarkan hasil analisis yang menunjukkan tidak adanya kegagalan struktur, maka perencanaan penulangan balok dan kolom dapat dilanjutkan dengan menggunakan output SAP2000 v.24 berupa gaya momen, gaya lintang, gaya normal, dan gaya torsi terbesar, yang kemudian disajikan dalam bentuk tabel berikut.



Tabel 2. 3 Gaya Momen Pada Balok

NO	Tipe Balok	Dimensi	Gaya Momen (kNm)	
			Tumpuan	Lapangan
1	RB	300 x 600	-75,365	38,138
2	BI1	250 x 500	-172,726	115,915
3	BI2	300 x 700	-351,154	237,922
4	BA1	200 x 400	-67,056	48,769
5	BA2	200 x 400	-56,919	27,067

(Sumber : SAP 2000 v.24)

Tabel 2. 4 Gaya Lintang Pada Balok

NO	Tipe Balok	Dimensi	Gaya Lintang (kN)	
			Tumpuan	Lapangan
1	RB	300 x 600	46,796	3,517
2	BI1	250 x 500	142,402	23,458
3	BI2	300 x 700	219,908	35,571
4	BA1	200 x 400	56,904	9,978
5	BA2	200 x 400	43,496	5,302

(Sumber : SAP 2000 v.24)

Tabel 2. 5 Gaya Torsi Pada Balok

NO	Tipe Balok	Dimensi	Gaya Torsi (kNm)
1	RB	300 x 600	9,838
2	BI1	250 x 500	0,962
3	BI2	300 x 700	2,913
4	BA1	200 x 400	0,475
5	BA2	200 x 400	0,283

(Sumber : SAP 2000 v.24)

Tabel 2. 6 Gaya Momen Pada Kolom

NO	Tipe Kolom	Dimensi	Gaya Momen (kNm)	
			Ujung batang bawah	Ujung batang atas
1	K1	700 x 700	-219,192	219,192
2	K2	400 x 400	-95,507	95,507

(Sumber : SAP 2000 v.24)

Tabel 2. 7 Gaya Lintang dan Gaya Aksial Pada Kolom

NO	Tipe Kolom	Dimensi	Gaya Lintang (kN)	Gaya Aksial (kN)
1	K1	700 x 700	132,206	1543,558
2	K2	400 x 400	65,794	802,449

(Sumber : SAP 2000 v.24)

Tabel 2. 8 Gaya Momen Pada Sloof

NO	Tipe Balok	Dimensi	Gaya Momen (kNm)	
			Tumpuan	Lapangan
1	SF	250 x 500	-98,525	49,262

(Sumber : SAP 2000 v.24)

Tabel 2. 9 Gaya Lintang Pada Sloof

NO	Tipe Balok	Dimensi	Gaya Lintang (kN)	
			Tumpuan	Lapangan
1	SF	250 x 500	73,894	0

(Sumber : SAP 2000 v.24)

Tabel 2. 10 Gaya Torsi Pada Sloof

NO	Tipe Balok	Dimensi	Gaya Torsi (kNm)
1	SF	250 x 500	0

(Sumber : SAP 2000 v.24)

Dari hasil output SAP 2000 v.24 yang berupa Momen, Gaya Lintang, Gaya Normal dan Gaya Torsi yang terjadi pada tabel diatas maka dapat direncanakan untuk penulangan pada balok, sloof, dan kolom.

2.6 Penulangan Struktur Beton

2.6.1 Penulangan ring balok (RB)

1. Data perencanaan

- a. Tinggi penampang balok (h) = 600 mm
- b. Lebar penampang balok (b) = 300 mm
- c. Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- d. Diameter tulangan utama (D) = 19 mm
- e. Mutu tulangan (f_y) = 420 MPa
- f. Diameter tulangan sengkang (Ø) = 10 mm
- g. Mutu tulangan sengkang (f_y) = 280 MPa
- h. Selimut beton (p) = 40 mm
- i. Bentang balok (L) = 8000 mm

Dari hasil analisis struktur portal menggunakan *software* SAP 2000 didapatkan nilai momen, gaya lintang dan gaya torsi sebagai berikut :

M.tumpuan	= -75,365	kNm
M.lapangan	= 38,138	kNm
V.tumpuan	= 46,796	kN
V.lapangan	= 3,517	kN
Torsi	= 9,838	kN

2. Perhitungan tulangan utama

a. Tulangan utama tumpuan

$$\begin{aligned} M_u &= 75,365 \text{ kNm} \\ d &= h - p - \text{Ø} - \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 600 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 540,5 \text{ mm} \\ d' &= p + \text{Ø} + \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 59,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f'_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \cdot \beta \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \cdot 0,85 \left(\frac{25}{420} \right) \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned} M_{nkap} &= \rho_{maks} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{maks} \cdot d \cdot f_y}{f'_c} \right) \\ &= 0,019 \cdot 300 \cdot 540,5 \cdot 420 \cdot \left(540,5 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 540,5 \cdot 420}{25} \right) \\ &= 567670581,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} M_R &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,80 \cdot 567,671 \\ &= 454,137 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($454,137 \text{ kNm} > 75,365 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned} k_{perlu} &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{75,365 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 540,5^2} \\ &= 1,075 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2.36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 1,075}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} = 0,003$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, jadi digunakan ρ

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,003 \cdot 300 \cdot 540,5 = 486,45 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 3 D19 = 850,587 mm² > A_{Sperlu} = 486,45 mm²

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n \cdot D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

$\emptyset$ = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

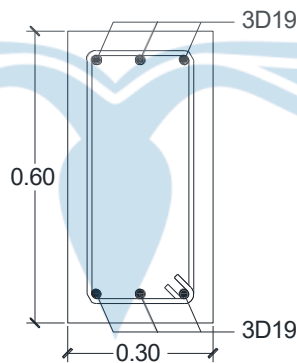
D = diameter tulangan utama

S_p = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$300 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 10 + 3 \cdot 19 + (3-1) S_p$$

$$S_p = 71,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$



Gambar 2. 38 Rencana Tulangan Utama Tumpuan Ring Balok (RB)
(Sumber : Gambar Rencana)

b. Tulangan utama lapangan

$$M_u = 38,138 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - p - \emptyset - \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 600 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 540,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= p + \emptyset + \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 59,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f'_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \cdot \beta \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \cdot 0,85 \left(\frac{25}{420} \right) \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned} M_{n_{\text{kap}}} &= \rho_{\text{maks}} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{\text{maks}} \cdot d \cdot f_y}{f'_c} \right) \\ &= 0,019 \cdot 300 \cdot 540,5 \cdot 420 \cdot \left(540,5 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 540,5 \cdot 420}{25} \right) \\ &= 567670581,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} M_R &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,80 \cdot 567,671 \\ &= 454,137 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($454,137 \text{ kNm} > 38,138 \text{ kNm}$), maka balok cukup

menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}k_{\text{perlu}} &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\&= \frac{38,138 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 540,5^2} \\&= 0,544\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 0,544}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} \\&= 0,001\end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, jadi digunakan $\rho_{\min}$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,003 \cdot 300 \cdot 540,5 = 486,45 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 3 D19 = 850,587 mm² > A_{Sperlu} = 486,45 mm²

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n \cdot D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

$\emptyset$ = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

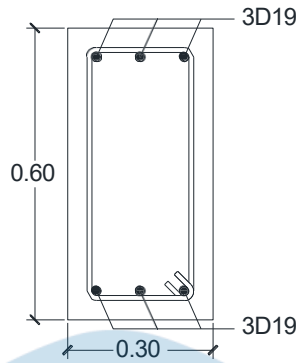
D = diameter tulangan utama

S_p = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$300 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 10 + 3 \cdot 19 + (3-1) S_p$$

$$S_p = 71,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

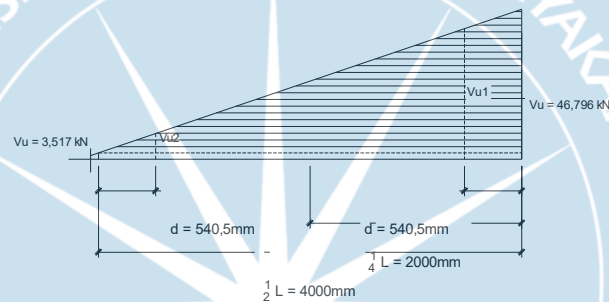


Gambar 2. 39 Rencana Tulangan Utama Lapanagan Ring Balok (RB 2)

(Sumber : Gambar Rencana)

3. Perhitungan tulangan geser

Besarnya gaya lintang pada penampang kritis sejauh d dari muka kolom yaitu:



Gambar 2. 40 Penampang Kritis dengan Perbandingan Segitiga (RB)

(Sumber : Gambar Rencana)

a. Tumpuan

Dengan perbandingan segitiga :

$$\frac{46,796 \text{ kN}}{4000} = \frac{V_{U1}}{(4000 - d)}$$

$$V_{U1} = \frac{46,796 \times (4000 - 540,5)}{4000} = 40,473 \text{ kN}$$

Kapasitas gaya geser yang disumbangkan beton dihitung dengan persamaan:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 300 \cdot 540,5$$

$$= 135125 \text{ N}$$

$$= 135,125 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 135,125$$

$$= 101,344 \text{ kN}$$

Cek perlu tulangan geser :

$V_{U1} = 40,473 \text{ kN} < \phi.V_c = 101,344 \text{ kN} \rightarrow$ Maka balok cukup menggunakan tulangan sengkang Ø10.

Berdasarkan persyaratan pel sengkang dapat ditentukan :

✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm

✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 540,5/2 = 270,25 \text{ mm}$

Maka dipasang sengkang Ø10 - 100 mm (masing - masing berjarak $\frac{1}{4} \cdot L = 1000 \text{ mm}$ dari kedua ujung tumpuan, baik sisi kanan maupun kiri).

b. Lapangan

Dengan perbandingan segitiga :

$$\begin{aligned} \frac{3,517 \text{ kN}}{4000} &= \frac{V_{U2}}{(4000 - d)} \\ V_{U2} &= \frac{3,517 \times (4000 - 540,5)}{4000} = 3,042 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas gaya geser yang disumbangkan beton dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 300 \cdot 540,5 \\ &= 135125 \text{ N} \\ &= 135,125 \text{ kN} \\ \phi.V_c &= 0,75 \cdot 135,125 \\ &= 101,344 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek perlu tulangan geser :

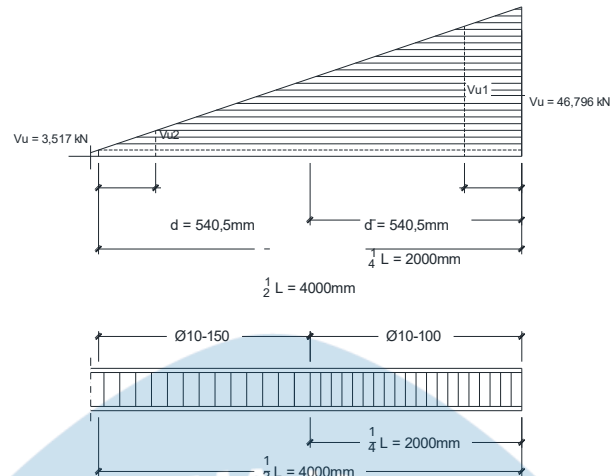
$V_{U2} = 3,042 \text{ kN} < \phi.V_c = 101,344 \text{ kN} \rightarrow$ Maka balok cukup menggunakan tulangan sengkang Ø10.

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan :

✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm

✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 540,5/2 = 270,25 \text{ mm}$

Maka dipasang sengkang Ø10 - 150 mm (berada pada $\frac{1}{2} \cdot L = 2000 \text{ mm}$ di tengah balok).



Gambar 2. 41 Detail Penulangan Senggang Ring Balok (RB)
(Sumber : Gambar Rencana)

4. Perhitungan tulangan torsi

Pengaruh torsi diatur dalam SNI 2847 : 2019 untuk komponen struktur *non – prategang* jika nilai $T_u < \phi T_u$ maka pengaruh torsi dapat diabaikan. Untuk ring balok RB 300 x 600 besar gaya torsi maksimalnya (T_u) = 9,828 kNm. Diasumsikan bagian sayap (flens) tidak menyatu secara monolith dengan bagian badan, maka :

$$A_{cp} = 300 \times 600 = 180000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (300 + 600) = 1800 \text{ mm}$$

Hitung batasan nilai momen torsi yang boleh diabaikan :

$$\phi T_u = \phi \times \frac{1}{12} \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$= 0.75 \times \frac{1}{12} \times 0.75 \times \sqrt{25} \times \frac{180000^2}{1800}$$

$$= 4218750 \text{ Nmm}$$

$$= 4,219 \text{ kNm}$$

$$\phi T_u = 4,219 \text{ kNm} < T_u = 9,838 \text{ kNm}, \text{ maka torsi dihitung.}$$

Tahanan momen torsi (T_n)

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{9,838}{0.75} = 13,117 \text{ kNm}$$

Menentukan sifat tampang datar yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 X1 &= 300 - 2 \times (40 + 10/2) &= 210 \text{ mm} \\
 Y1 &= 600 - 2 \times (40 + 10/2) &= 510 \text{ mm} \\
 Aoh &= X1 \times Y1 = 210 \times 510 &= 107100 \text{ mm}^2 \\
 Ao &= 0.85 \times Aoh = 0.85 \times 107100 &= 91035 \text{ mm}^2 \\
 Ph &= 2 \times (X1 + Y1) = 2 \times (210 + 510) &= 1440 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Nilai ditetapkan 45° karena merupakan struktur non pratekan, sehingga nilai $\cot = 1.0$.

Kekutan tulangan torsi

$$\frac{At}{s} = \frac{Tn \times 10^6}{2 \times Ao \times f_{yv} \times \cot \theta} = \frac{13104000}{2 \times 91035 \times 280 \times 1} = 0,257 \text{ mm}^2/\text{m}$$

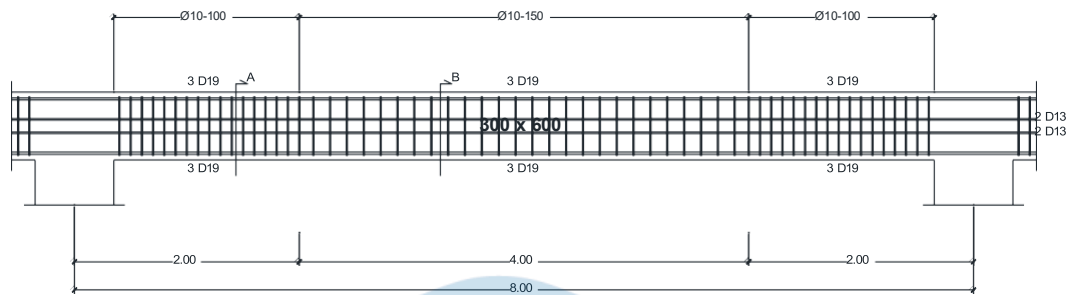
Kebutuhan tulangan torsi arah longitudinal

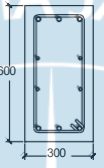
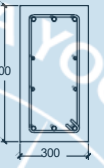
$$\begin{aligned}
 A1 &= \frac{At}{s} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_{y1}} \times \cot^2 \theta \\
 &= 0,257 \times 1440 \times 280/420 \times 1^2 \\
 &= 246,72 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A1_{\min} &= \frac{5 \times \sqrt{25} \times 180000}{12 \times 240} - 246,72 \\
 &= 646,137 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dikarenakan $A1 < A1_{\min}$, maka digunakan $A1_{\min} = 646,137 \text{ mm}^2$. Tulangan torsi arah longitudinal (A1) dipasang disisi tengah dan didistribusikan merata pada muka tampang arah vertikal. Digunakan tulangan torsi 4 D 16 = $804,248 \text{ mm}^2 > A1_{\min} = 646,137 \text{ mm}^2$.

5. Gambar detail penulangan balok



TIPE	RING BALOK (RB)	
POSISI	POTONGAN A	POTONGAN B
PENAMPANG		
DIMENSI	300 x 600	
TUL. ATAS	3 D19	3 D19
TUL. TENGAH	4 D13	4 D13
TUL. BAWAH	3 D19	3 D19
SENGKANG	Ø10-100	Ø10-150

Gambar 2. 42 Detail Tulangan Ring Balok (RB)
(Sumber : Gambar Rencana)

2.6.2 Penulangan balok induk (BI 1)

1. Data Perencanaan

- a. Tinggi penampang balok (h) = 500 mm
- b. Lebar penampang balok (b) = 250 mm
- c. Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- d. Diameter tulangan utama (D) = 19 mm
- e. Mutu tulangan (f_y) = 420 MPa
- f. Diameter tulangan sengkang (Ø) = 10 mm
- g. Mutu tulangan sengkang (f_y) = 280 MPa
- h. Selimut beton (p) = 40 mm
- i. Bentang balok (L) = 6000 mm

Dari hasil analisis struktur portal menggunakan *software* SAP 2000 didapatkan nilai momen, gaya lintang dan gaya torsi sebagai berikut :

M.tumpuan	= -172,726	kNm
M.lapangan	= 115,915	kNm
V.tumpuan	= 142,402	kN
V.lapangan	= 23,458	kN
Torsi	= 0,962	kN

2. Perhitungan tulangan utama

a. Tulangan utama tumpuan

$$\begin{aligned}M_u &= 172,726 \text{ kNm} \\d &= h - p - \text{Ø} - \frac{1}{2} \cdot D \\&= 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\&= 440,5 \text{ mm} \\d' &= p + \text{Ø} + \frac{1}{2} \cdot D \\&= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 \\&= 59,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f'c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta \left(\frac{f'c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,025$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned} M_{n_{kap}} &= \rho_{maks} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{maks} \cdot d \cdot f_y}{f'c} \right) \\ &= 0,019 \cdot 250 \cdot 440,5 \cdot 420 \cdot \left(440,5 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 440,5 \cdot 420}{25} \right) \\ &= 314207015,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} M_R &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,80 \cdot 314,207 \\ &= 251,366 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($251,366 \text{ kNm} > 172,726 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned} k_{perlu} &= \frac{172,726 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 440,5^2} \\ &= 4,451 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 4,451}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} = 0,012$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, jadi digunakan ρ

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,012 \cdot 250 \cdot 440,5 = 1321,5 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 5 D19 = 1417,645 mm² > A_{Sperlu} = 1321,5 mm²

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n.D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

$\emptyset$ = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

D = diameter tulangan utama

S_p = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$250 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 10 + 5 \cdot 19 + (5-1) S_p$$

$$S_p = 13,75 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{TIDAK AMAN})$$

Maka dipasang 2 baris tulangan, pada baris pertama digunakan 3 buah tulangan dan baris kedua digunakan 2 buah tulangan.

Menghitung letak titik berat tulangan (statis momen dari sisi bawah) dikarenakan tulangan 2 lapis bagian atas, sehingga:

$$\begin{aligned} Y1 &= t_s + d_s + D + S_p + 0,5 \times D \\ &= 40 + 10 + 19 + 30 + 0,5 \times 19 \\ &= 108,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_2 &= t_s + d_s + 0,5 \times D \\
 &= 40 + 10 + 0,5 \times 19 \\
 &= 59,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{(n_{\text{Atas}} \times Y_1) + (n_{\text{Bawah}} \times Y_2)}{(n_{\text{Atas}} + n_{\text{Bawah}})}$$

$$= \frac{(3 \times 108,5) + (2 \times 59,5)}{(3 + 2)}$$

$$= 88,9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d_{\text{aktual}} &= h - Y \\
 &= 500 - 88,9 \\
 &= 411,1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek M_n :

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times d_{\text{aktual}} \\
 &= 1417,645 \times 420 \times 411,1 \\
 &= 244773421 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_R &= \phi \times M_n \\
 &= 0,80 \times 244773421 \times 10^{-6}
 \end{aligned}$$

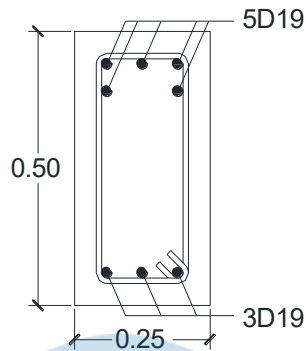
$$M_R = 195,819 \text{ kNm} > M_u = 172,726 \text{ kNm} \quad (\text{AMAN})$$

Cek kembali jarak pemasangan:

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2t_s) \times (2d_s) \times (n \times D)}{n - 1}$$

$$= \frac{250 - (2 \times 40) + (2 \times 10) + (3 \times 19)}{3 - 1}$$

$$= 46,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$



Gambar 2. 43 Rencana Tulangan Utama Tumpuan Balok Induk (BI 1)
(Sumber : Gambar Rencana)

b. Tulangan utama lapangan

$$M_u = 115,915 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - p - \emptyset - \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 440,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= p + \emptyset + \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 59,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \cdot \beta \left(\frac{f_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned} M_{n_{kap}} &= \rho_{maks} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{maks} \cdot d \cdot f_y}{f_c} \right) \\ &= 0,019 \cdot 250 \cdot 440,5 \cdot 420 \cdot \left(440,5 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 440,5 \cdot 420}{25} \right) \end{aligned}$$

$$= 314207015,7 \text{ Nmm}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} M_R &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,80 \cdot 314,207 \\ &= 251,366 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($251,366 \text{ kNm} > 115,915 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned} k_{\text{perlu}} &= \frac{115,915 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 440,5^2} \\ &= 2,987 \\ \rho &= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 2,987}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} \\ &= 0,008 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, jadi digunakan ρ

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,008 \cdot 250 \cdot 440,5 = 881 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 5 D19 = $1417,645 \text{ mm}^2 > A_{\text{Sperlu}} = 881 \text{ mm}^2$

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n \cdot D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

Ø = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

D = diameter tulangan utama

Sp = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$250 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 10 + 5 \cdot 19 + (5-1) Sp$$

$$Sp = 13,75 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{TIDAK AMAN})$$

Maka dipasang 2 baris tulangan, pada baris pertama digunakan 3 buah tulangan dan baris kedua digunakan 2 buah tulangan.

Menghitung letak titik berat tulangan (statis momen dari sisi bawah) dikarenakan tulangan 2 lapis bagian atas, sehingga:

$$\begin{aligned} Y_1 &= ts + ds + D + Sp + 0,5 \times D \\ &= 40 + 10 + 19 + 30 + 0,5 \times 19 \\ &= 108,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_2 &= ts + ds + 0,5 \times D \\ &= 40 + 10 + 0,5 \times 19 \\ &= 59,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y &= \frac{(n_{\text{Atas}} \times Y_1) + (n_{\text{Bawah}} \times Y_2)}{(n_{\text{Atas}} + n_{\text{Bawah}})} \\ &= \frac{(3 \times 108,5) + (2 \times 59,5)}{(3 + 2)} \end{aligned}$$

$$= 88,9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d \text{ aktual} &= h - Y \\ &= 500 - 88,9 \\ &= 411,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

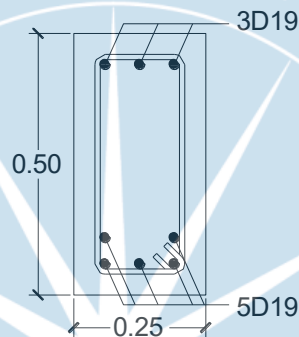
Cek Mn:

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times d \text{ aktual} \\ &= 1417,645 \times 420 \times 411,1 \\ &= 244773421 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MR &= \phi \times M_n \\
 &= 0.80 \times 244773421 \times 10^{-6} \\
 MR &= 195,819 \text{ kNm} > M_u = 115,915 \text{ kNm} \quad (\text{AMAN})
 \end{aligned}$$

Cek kembali jarak pemasangan:

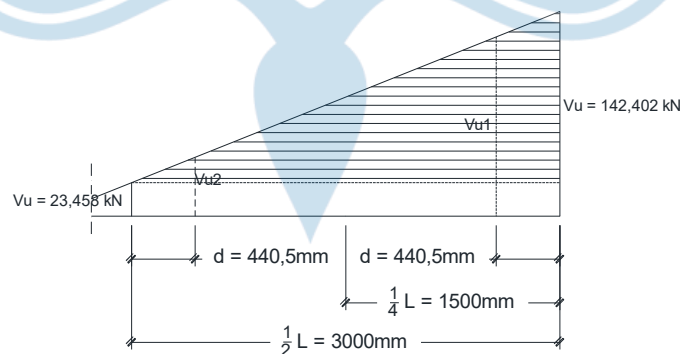
$$\begin{aligned}
 S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2t_s) \times (2d_s) \times (n \times D)}{n - 1} \\
 &= \frac{250 - (2 \times 40) + (2 \times 10) + (3 \times 19)}{3 - 1} \\
 &= 46,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$



Gambar 2. 44 Rencana Tulangan Utama Lapangan Balok Induk (BI 1)
(Sumber : Gambar Rencana)

3. Perhitungan tulangan geser

Besarnya gaya lintang pada penampang kritis sejauh d dari muka kolom yaitu:



Gambar 2. 45 Penampang Kritis dengan Perbandingan Segitiga (BI 1)
(Sumber : Gambar Rencana)

a. Tumpuan

Dengan perbandingan segitiga :

$$\frac{142,402 \text{ kN}}{3000} = \frac{V_{U1}}{(3000 - d)}$$
$$V_{U1} = \frac{142,402 \times (3000 - 440,5)}{3000} = 121,493 \text{ kN}$$

Kapasitas gaya geser yang disumbangkan beton dihitung dengan persamaan :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$
$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 250 \cdot 440,5$$
$$= 91770,833 \text{ N}$$
$$= 91,77 \text{ kN}$$
$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 91,77$$
$$= 68,828 \text{ kN}$$

Cek perlu tulangan geser :

$$V_{U1} = 121,493 \text{ kN} > \phi \cdot V_c = 68,828 \text{ kN} \rightarrow \text{Maka balok perlu tulangan geser.}$$

Menghitung nilai V_s :

$$V_s = \frac{V_U}{\phi} - V_c = \frac{142,402}{0,75} - 91,77 = 98,098 \text{ kN}$$

Dicoba tulangan geser Ø10 mm ($A_s = 78,539 \text{ mm}^2$)

$$A_v = 2 \cdot A_s = 2 \cdot 78,539 = 157,079 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan geser sengkang vertikal :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157,079 \cdot 280 \cdot 440,5}{98,098 \cdot 10^3} = 197,497 \text{ mm}$$

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan :

Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm

Pelat sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 440,5/2 = 220,25 \text{ mm}$

Maka dipasang sengkang Ø10 - 100 mm (masing - masing berjarak $\frac{1}{4} \cdot L = 1500 \text{ mm}$ dari kedua ujung tumpuan, baik sisi kanan maupun kiri).

b. Lapangan

Dengan perbandingan segitiga :

$$\frac{23,458 \text{ kN}}{3000} = \frac{V_{U2}}{(3000 - d)}$$
$$V_{U2} = \frac{23,458 \times (3000 - 440,5)}{3000} = 20,014 \text{ kN}$$

Kapasitas gaya geser yang disumbangkan beton dihitung dengan persamaan :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$
$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 250 \cdot 440,5$$
$$= 91770,883 \text{ N}$$
$$= 91,77 \text{ kN}$$
$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 91,77$$
$$= 68,828 \text{ kN}$$

Cek perlu tulangan geser :

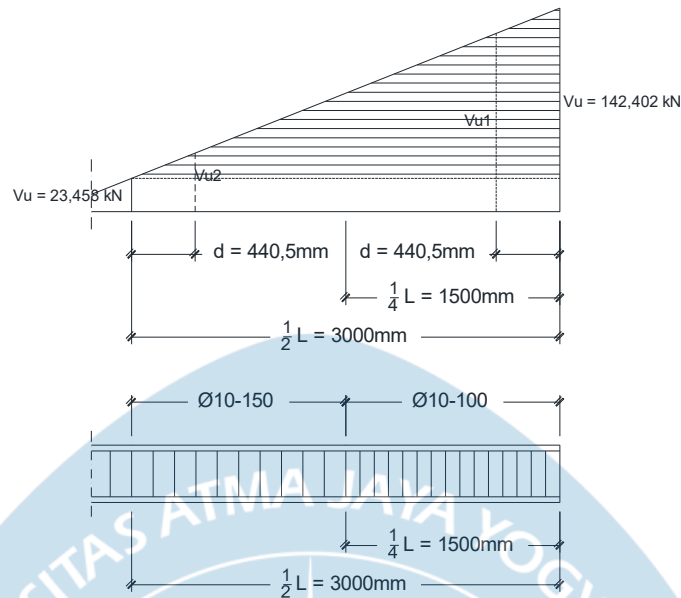
$$V_{U2} = 20,014 \text{ kN} < \phi \cdot V_c = 68,828 \text{ kN} \rightarrow \text{Maka balok cukup menggunakan tulangan sengkang } \emptyset 10.$$

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan :

Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm

Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 440,5/2 = 220,25 \text{ mm}$

Maka dipasang sengkang $\emptyset 10 - 150 \text{ mm}$ (masing - masing berjarak $\frac{1}{2} \cdot L = 3000 \text{ mm}$ (berada pada $\frac{1}{2} \cdot L = 3000 \text{ mm}$ di tengah balok).



Gambar 2. 46 Detail Penulangan Senggang Balok Induk (BI 1)
(Sumber : Gambar Rencana)

4. Perhitungan tulangan torsi

Pengaruh torsi diatur dalam SNI 2847 : 2019 Pasal 22.7.4 untuk komponen struktur *non – prategang* jika nilai $T_u < \phi T_u$ maka pengaruh torsi dapat diabaikan. Untuk balok BI 1 250 x 500 besar gaya torsi maksimalnya (T_u) = 0.962 kNm. Diasumsikan bagian sayap (flens) tidak menyatu secara monolith dengan bagian badan, maka :

$$A_{cp} = 250 \times 500 = 125000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (250 + 500) = 1500 \text{ mm}$$

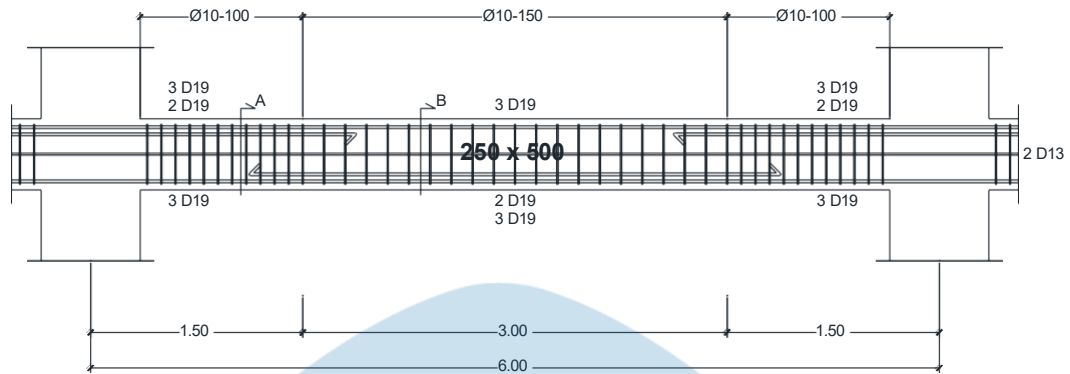
$$\phi T_u = 0.75 \times \frac{1}{12} \times 0.75 \times \sqrt{25} \times \frac{125000^2}{1500}$$

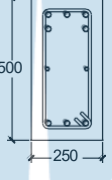
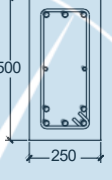
$$= 2441406,3 \text{ Nmm} = 2,44 \text{ kNm}$$

$$\phi T_u = 2,44 \text{ kNm} > T_u = 0,962 \text{ kNm}$$

Karena $\phi T_u > T_u$ sehingga gaya torsi diabaikan maka cukup dipasang 2 D 13.

5. Gambar detail penulangan balok



TIPE	BALOK INDUK (BI1)	
POSISI	POTONGAN A	POTONGAN B
PENAMPANG		
DIMENSI	250 x 500	
TUL. ATAS	5 D19	3 D19
TUL. TENGAH	2 D13	2 D13
TUL. BAWAH	3 D19	5 D19
SENGKANG	Ø10-100	Ø10-150

Gambar 2. 47 Detail Tulangan Balok Induk (BI 1)
(Sumber : Gambar Rencana)

2.6.3 Penulangan balok induk (BI 2)

1. Data Perencanaan

- a. Tinggi penampang balok (h) = 700 mm
- b. Lebar penampang balok (b) = 300 mm
- c. Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- d. Diameter tulangan utama (D) = 22 mm
- e. Mutu tulangan (f_y) = 420 MPa
- f. Diameter tulangan sengkang (Ø) = 10 mm
- g. Mutu tulangan sengkang (f_y) = 280 MPa
- h. Selimut beton (p) = 40 mm
- i. Bentang balok (L) = 8000 mm

Dari hasil analisis struktur portal menggunakan *software* SAP2000 didapatkan nilai momen, gaya lintang dan gaya torsi sebagai berikut :

M.tumpuan	= -351,154	kNm
M.lapangan	= 237,922	kNm
V.tumpuan	= 219,908	kN
V.lapangan	= 35,571	kN
Torsi	= 2,913	kN

2. Perhitungan tulangan utama

a. Tulangan utama tumpuan

$$\begin{aligned} M_u &= 351,154 \text{ kNm} \\ d &= h - p - \text{Ø} - \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 700 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 22 \\ &= 639 \text{ mm} \\ d' &= p + \text{Ø} + \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 22 \\ &= 61 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f'_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \cdot \beta \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned} M_{n_{kap}} &= \rho_{maks} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{maks} \cdot d \cdot f_y}{f'_c} \right) \\ &= 0,019 \cdot 300 \cdot 639 \cdot 420 \cdot \left(639 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 639 \cdot 420}{25} \right) \\ &= 793425374 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} M_R &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,80 \cdot 793,425 \\ &= 634,74 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($634,74 \text{ kNm} > 351,154 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned} k_{perlu} &= \frac{351,154 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 639^2} \\ &= 3,583 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 3,583}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} = 0,009$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, jadi digunakan ρ

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,09 \cdot 300 \cdot 639 = 1725,3 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 6 D22 = 2280,798 mm² > A_{Sperlu} = 1725,3 mm²

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n.D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

$\emptyset$ = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

D = diameter tulangan utama

S_p = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$300 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 10 + 6 \cdot 22 + (6-1) S_p$$

$$S_p = 13,6 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{TIDAK AMAN})$$

Maka dipasang 2 baris tulangan, pada baris pertama digunakan 4 buah tulangan dan baris kedua digunakan 2 buah tulangan.

Menghitung letak titik berat tulangan (statis momen dari sisi bawah) dikarenakan tulangan 2 lapis bagian atas, sehingga:

$$\begin{aligned} Y1 &= t_s + d_s + D + S_p + 0,5 \times D \\ &= 40 + 10 + 22 + 30 + 0,5 \times 22 \\ &= 113 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_2 &= t_s + d_s + 0,5 \times D \\
 &= 40 + 10 + 0,5 \times 22 \\
 &= 61 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{(n_{\text{Atas}} \times Y_1) + (n_{\text{Bawah}} \times Y_2)}{(n_{\text{Atas}} + n_{\text{Bawah}})}$$

$$= \frac{(4 \times 108,5) + (2 \times 59,5)}{(4 + 2)}$$

$$= 95,667 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d_{\text{aktual}} &= h - Y \\
 &= 700 - 95,667 \\
 &= 604,333 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek Mn:

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times d_{\text{aktual}} \\
 &= 2280,798 \times 420 \times 604,333 \\
 &= 578912148,4 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

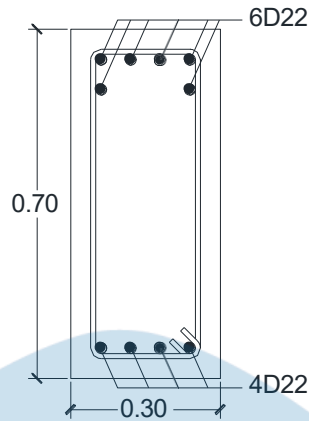
$$\begin{aligned}
 M_R &= \phi \times M_n \\
 &= 0,80 \times 578912148,4 \times 10^{-6}
 \end{aligned}$$

$$M_R = 463,13 \text{ kNm} > M_u = 351,154 \text{ kNm (AMAN)}$$

Cek kembali jarak pemasangan:

$$\begin{aligned}
 S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2t_s) \times (2d_s) \times (n \times D)}{n - 1} \\
 &= \frac{300 - (2 \times 40) + (2 \times 10) + (4 \times 22)}{4 - 1}
 \end{aligned}$$

$$= 37,333 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$



Gambar 2. 48 Rencana Tulangan Utama Tumpuan Balok Induk (BI 2)
(Sumber : Gambar Rencana)

b. Tulangan utama lapangan

$$\begin{aligned} M_u &= 237,922 \text{ kNm} \\ d &= h - p - \emptyset - \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 700 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 22 \\ &= 639 \text{ mm} \\ d' &= p + \emptyset + \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 22 \\ &= 61 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f'_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \cdot \beta \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned}
 M_{n_{kap}} &= \rho_{maks} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{maks} \cdot d \cdot f_y}{f_c} \right) \\
 &= 0,019 \cdot 300 \cdot 639 \cdot 420 \cdot \left(639 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 639 \cdot 420}{25} \right) \\
 &= 793425374 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 M_R &= \phi \cdot M_n \\
 &= 0,80 \cdot 793,425 \\
 &= 634,74 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($634,74 \text{ kNm} > 237,922 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
 k_{perlu} &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\
 &= \frac{241,237 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 639^2} \\
 &= 2,428 \\
 \rho &= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 2,428}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} \\
 &= 0,006
 \end{aligned}$$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$, jadi digunakan ρ

$$A_{Sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,006 \cdot 300 \cdot 639 = 1150,2 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 6 D22 = $2280,798 \text{ mm}^2 > A_{Sperlu} = 1150,2 \text{ mm}^2$

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n \cdot D + (n-1) S_p$$

Sehingga,

$$300 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 10 + 6 \cdot 22 + (6-1) S_p$$

$$S_p = 13,6 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{TIDAK AMAN})$$

Maka dipasang 2 baris tulangan, pada baris pertama digunakan 4 buah tulangan dan baris kedua digunakan 2 buah tulangan.

Menghitung letak titik berat tulangan (statis momen dari sisi bawah) dikarenakan tulangan 2 lapis bagian atas, sehingga:

$$\begin{aligned} Y_1 &= t_s + d_s + D + S_p + 0,5 \times D \\ &= 40 + 10 + 22 + 30 + 0,5 \times 22 \\ &= 113 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_2 &= t_s + d_s + 0,5 \times D \\ &= 40 + 10 + 0,5 \times 22 \\ &= 61 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y &= \frac{(n_{\text{Atas}} \times Y_1) + (n_{\text{Bawah}} \times Y_2)}{(n_{\text{Atas}} + n_{\text{Bawah}})} \\ &= \frac{(4 \times 108.5) + (2 \times 59.5)}{(4 + 2)} \\ &= 95,667 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{aktual}} &= h - Y \\ &= 700 - 95,667 \\ &= 604,333 \text{ mm} \end{aligned}$$

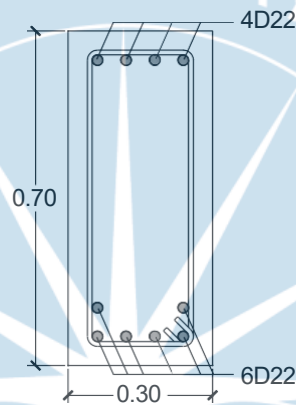
Cek Mn:

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times d_{\text{aktual}} \\ &= 2280,798 \times 420 \times 604,333 \\ &= 578912148,4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MR &= \phi \times Mn \\
 &= 0.80 \times 578912148,4 \times 10^{-6} \\
 MR &= 463,13 \text{ kNm} > Mu = 237,922 \text{ kNm (AMAN)}
 \end{aligned}$$

Cek kembali jarak pemasangan:

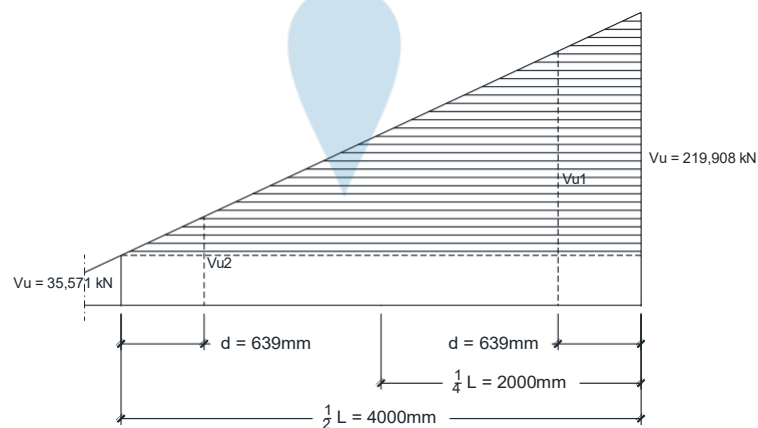
$$\begin{aligned}
 S_{maks} &= \frac{b - (2ts) \times (2ds) \times (n \times D)}{n - 1} \\
 &= \frac{300 - (2 \times 40) + (2 \times 10) + (4 \times 22)}{4 - 1} \\
 &= 37,333 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$



Gambar 2. 49 Rencana Tulangan Utama Lapangan Balok Induk (BI 2)

3. Perhitungan tulangan geser

Besarnya gaya lintang pada penampang kritis sejauh d dari muka kolom yaitu:



Gambar 2. 50 Penampang Kritis dengan Perbandingan Segitiga (BI 2)
(Sumber : Gambar Rencana)

a. Tumpuan

Dengan perbandingan segitiga :

$$\begin{aligned}\frac{219,908 \text{ kN}}{4000} &= \frac{V_{U1}}{(4000 - d)} \\ V_{U1} &= \frac{219,908 \times (4000 - 639)}{4000} \\ &= 184,778 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kapasitas gaya geser yang disumbangkan beton dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 300 \cdot 639 \\ &= 159750 \text{ N} \\ &= 159,75 \text{ kN} \\ \phi \cdot V_c &= 0,75 \cdot 159,75 \\ &= 119,813 \text{ kN}\end{aligned}$$

Cek perlu tulangan geser :

$V_{U1} = 184,778 \text{ kN} > \phi \cdot V_c = 119,813 \text{ kN} \rightarrow$ Maka balok perlu tulangan geser.

Menghitung nilai V_s :

$$V_s = \frac{V_U}{\phi} - V_c = \frac{219,908}{0,75} - 159,75 = 133,46 \text{ kN}$$

Dicoba tulangan geser $\emptyset 10 \text{ mm}$ ($A_s = 78,539 \text{ mm}^2$)

$$A_v = 2 \cdot A_s = 2 \cdot 78,539 = 157,079 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan geser sengkang vertikal :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157,079 \cdot 280 \cdot 639}{133,46 \cdot 10^3} = 210,584 \text{ mm}$$

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan :

- ✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm
- ✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 639/2 = 319,5 \text{ mm}$

Maka dipasang sengkang $\emptyset 10 - 100 \text{ mm}$ (masing - masing berjarak $\frac{1}{4} \cdot L = 1500 \text{ mm}$ dari kedua ujung tumpuan, baik sisi kanan maupun kiri).

b. Lapangan

Dengan perbandingan segitiga :

$$\frac{35,571 \text{ kN}}{4000} = \frac{V_{U2}}{(4000 - d)}$$

$$V_{U2} = \frac{35,571 \times (4000 - 639)}{4000} = 29,889 \text{ kN}$$

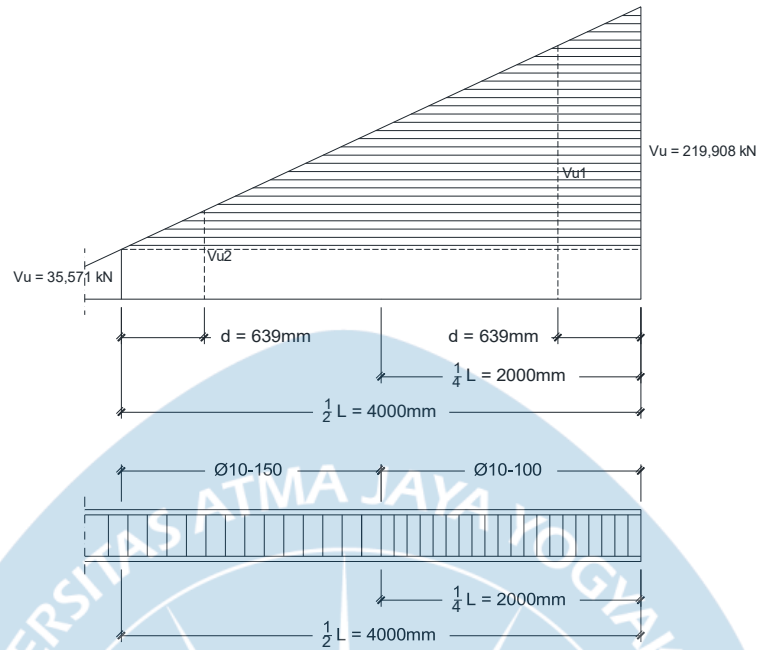
Cek perlu tulangan geser :

$V_{U2} = 29,889 \text{ kN} < \phi \cdot V_c = 119,813 \text{ kN} \rightarrow$ Maka balok cukup menggunakan tulangan sengkang Ø10.

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan :

- ✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm
- ✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 639/2 = 319,5 \text{ mm}$

Maka dipasang sengkang Ø10 - 150 mm ($\frac{1}{2} \cdot L = 4000 \text{ mm}$ di tengah balok).



Gambar 2. 51 Detail Penulangan Sengkan Balok Induk (BI 2)
(Sumber : Gambar Rencana)

4. Perhitungan tulangan torsi

Pengaruh torsi diatur dalam SNI 2847 : 2019 untuk komponen struktur *non – prategang* jika nilai $T_u < \phi T_u$ maka pengaruh torsi dapat diabaikan. Untuk balok BI 2 300 x 700 besar gaya torsi maksimalnya (T_u) = 2,913 kNm. Diasumsikan bagian sayap (flens) tidak menyatu secara monolith dengan bagian badan, maka :

$$A_{cp} = 300 \times 700 = 210000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (300 + 700) = 2000 \text{ mm}$$

Hitung batasan nilai momen torsi yang boleh diabaikan :

$$\phi T_u = \phi \times \frac{1}{12} \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times \frac{c p^2}{P_{cp}}$$

$$= 0.75 \times \frac{1}{12} \times 0.75 \times \sqrt{25} \times \frac{210000^2}{2000}$$

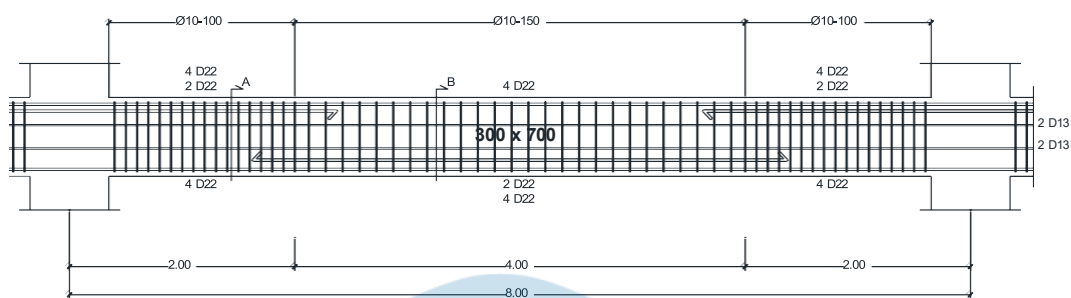
$$= 5167968,8 \text{ Nmm}$$

$$= 5,168 \text{ kNm}$$

$\phi T_u = 5,168 \text{ kNm} > T_u = 2,913 \text{ kNm}$, maka torsi diabaikan. Karena $\phi T_u >$

T_u sehingga gaya torsi diabaikan maka cukup dipasang 4 D 13.

5. Gambar detail penulangan balok



TIPE	BALOK INDUK (BI2)	
POSISI	POTONGAN A	POTONGAN B
PENAMPANG		
DIMENSI	300 x 700	
TUL. ATAS	6 D22	4 D22
TUL. TENGAH	4 D13	4 D13
TUL. BAWAH	4 D22	6 D22
SENGKANG	Ø10-100	Ø10-150

Gambar 2. 52 Detail Tulangan Balok Induk (BI 2)
(Sumber : Gambar Rencana)

2.6.4 Penulangan balok anak (BA 1)

1. Data perencanaan

- a. Tinggi penampang balok (h) = 400 mm
- b. Lebar penampang balok (b) = 200 mm
- c. Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- d. Diameter tulangan utama (D) = 16 mm
- e. Mutu tulangan (f_y) = 420 MPa
- f. Diameter tulangan sengkang (Ø) = 8 mm
- g. Mutu tulangan sengkang (f_y) = 280 MPa
- h. Selimut beton (p) = 40 mm
- i. Bentang balok (L) = 6000 mm

Dari hasil analisis struktur portal menggunakan *software* SAP 2000 didapatkan nilai momen, gaya lintang dan gaya torsi sebagai berikut :

M.tumpuan	= -67,056	kNm
M.lapangan	= 48,769	kNm
V.tumpuan	= 56,904	kN
V.lapangan	= 9,978	kN
Torsi	= 0,475	kN

2. Perhitungan tulangan utama

a. Tulangan utama tumpuan

$$M_u = 67,056 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - p - \text{Ø} - \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 400 - 40 - 8 - \frac{1}{2} \cdot 16 \\ &= 344 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= p + \text{Ø} + \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 40 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 16 \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f'_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned} M_{n_{\text{kap}}} &= \rho_{\text{maks}} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{\text{maks}} \cdot d \cdot f_y}{f_c} \right) \\ &= 0,019 \cdot 200 \cdot 344 \cdot 420 \cdot \left(344 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 344 \cdot 420}{25} \right) \\ &= 153295736,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} M_R &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,80 \cdot 153,296 \\ &= 122,637 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($122,637 \text{ kNm} > 67,056 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned} k_{\text{perlu}} &= \frac{67,056 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 344^2} \\ &= 3,542 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 3,542}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} \\ &= 0,009 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, jadi digunakan ρ

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,009 \cdot 200 \cdot 344 = 619,2 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 4 D16 = 804,248 mm² > A_{Sperlu} = 619,2 mm²

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n.D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

$\emptyset$ = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

D = diameter tulangan utama

S_p = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$200 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 8 + 4 \cdot 16 + (4-1) S_p$$

$$S_p = 13,333 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{TIDAK AMAN})$$

Maka dipasang 2 baris tulangan, pada baris pertama digunakan 2 buah tulangan dan baris kedua digunakan 2 buah tulangan.

Menghitung letak titik berat tulangan (statis momen dari sisi bawah) dikarenakan tulangan 2 lapis bagian atas, sehingga:

$$\begin{aligned} Y1 &= t_s + d_s + D + S_p + 0,5 \times D \\ &= 40 + 8 + 16 + 30 + 0,5 \times 16 \\ &= 102 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_2 &= t_s + d_s + 0,5 \times D \\
 &= 40 + 8 + 0,5 \times 16 \\
 &= 56 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{(n_{\text{Atas}} \times Y_1) + (n_{\text{Bawah}} \times Y_2)}{(n_{\text{Atas}} + n_{\text{Bawah}})}$$

$$= \frac{(2 \times 102) + (2 \times 56)}{(2 + 2)}$$

$$= 79 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d_{\text{aktual}} &= h - Y \\
 &= 400 - 79 \\
 &= 321 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek Mn:

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times d_{\text{aktual}} \\
 &= 804,248 \times 420 \times 321 \\
 &= 108428715,4 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_R &= \phi \times M_n \\
 &= 0.80 \times 108428715,4 \times 10^{-6}
 \end{aligned}$$

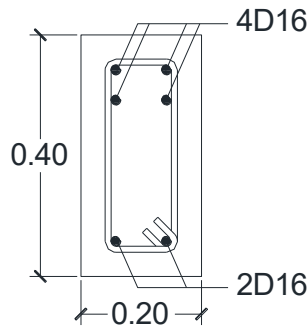
$$M_R = 86,743 \text{ kNm} > M_u = 67,056 \text{ kNm} \quad (\text{AMAN})$$

Cek kembali jarak pemasangan:

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2t_s) \times (2d_s) \times (n \times D)}{n - 1}$$

$$= \frac{300 - (2 \times 40) + (2 \times 8) + (2 \times 16)}{2 - 1}$$

$$= 72 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$



Gambar 2. 53 Rencana Tulangan Utama Tumpuan Balok Anak (BA 1)

(Sumber : Gambar Rencana)

b. Tulangan utama lapangan

$$M_u = 48,769 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - p - \emptyset - \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 400 - 40 - 8 - \frac{1}{2} \cdot 16 \\ &= 344 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= p + \emptyset + \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 40 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 16 \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f'_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \cdot \beta \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= ,025 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$M_{nkap} = 153295736,2 \text{ Nmm}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}M_R &= \phi \cdot M_n \\&= 0,80 \cdot 153,296 \\&= 122,637 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($122,637 \text{ kNm} > 48,769 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}k_{\text{perlu}} &= \frac{48,769 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 344^2} \\&= 2,576 \\ \rho &= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 2,576}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} \\&= 0,007\end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, jadi digunakan ρ

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,007 \cdot 200 \cdot 344 = 481,6 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 4 D16 = $804,248 \text{ mm}^2 > A_{\text{Sperlu}} = 481,6 \text{ mm}^2$

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n \cdot D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

Ø = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

D = diameter tulangan utama

Sp = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$200 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 8 + 4 \cdot 16 + (4-1) Sp$$

$$Sp = 13,333 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{TIDAK AMAN})$$

Maka dipasang 2 baris tulangan, pada baris pertama digunakan 3 buah tulangan dan baris kedua digunakan 2 buah tulangan.

Menghitung letak titik berat tulangan (statis momen dari sisi bawah) dikarenakan tulangan 2 lapis bagian atas, sehingga:

$$\begin{aligned} Y_1 &= ts + ds + D + Sp + 0,5 \times D \\ &= 40 + 8 + 16 + 30 + 0,5 \times 16 \\ &= 102 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_2 &= ts + ds + 0,5 \times D \\ &= 40 + 8 + 0,5 \times 16 \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y &= \frac{(n_{\text{Atas}} \times Y_1) + (n_{\text{Bawah}} \times Y_2)}{(n_{\text{Atas}} + n_{\text{Bawah}})} \\ &= 79 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{aktual}} &= h - Y \\ &= 400 - 79 \\ &= 321 \text{ mm} \end{aligned}$$

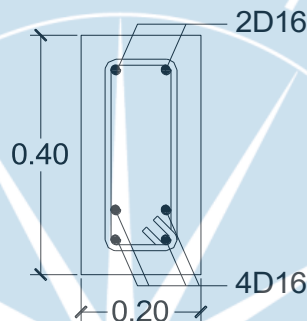
Cek Mn:

$$\begin{aligned} Mn &= As \cdot f_y \cdot d_{\text{aktual}} \\ &= 804,248 \times 420 \times 321 \\ &= 108428715,4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MR &= \phi \times M_n \\
 &= 0.80 \times 108428715,4 \times 10^{-6} \\
 MR &= 86,743 \text{ kNm} > M_u = 48,769 \text{ kNm} \quad (\text{AMAN})
 \end{aligned}$$

Cek kembali jarak pemasangan:

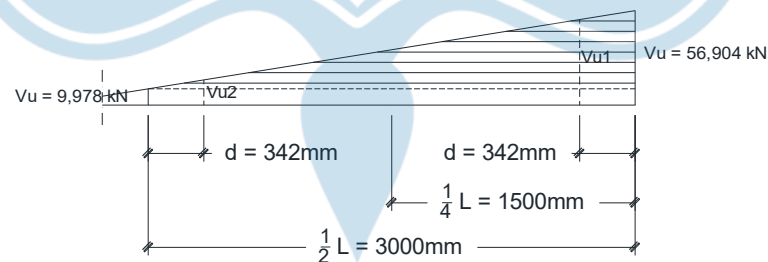
$$\begin{aligned}
 S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2t_s) \times (2d_s) \times (n \times D)}{n - 1} \\
 &= \frac{300 - (2 \times 40) + (2 \times 8) + (2 \times 16)}{2 - 1} \\
 &= 72 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$



Gambar 2. 54 Rencana Tulangan Utama Lapangan Balok Anak (BA 1)
(Sumber : Gambar Rencana)

3. Perhitungan tulangan geser

Besarnya gaya lintang pada penampang kritis sejauh d dari muka kolom yaitu:



Gambar 2. 55 Penampang Kritis dengan Perbandingan Segitiga (BA 1)
(Sumber : Gambar Rencana)

a. Tumpuan

Dengan perbandingan segitiga :

$$\begin{aligned}
 \frac{56,904 \text{ kN}}{3000} &= \frac{V_{U1}}{(3000 - d)} \\
 V_{U1} &= \frac{56,904 \times (3000 - 344)}{3000} = 50,379 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas gaya geser yang disumbangkan beton dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 200 \cdot 344 \\ &= 57333 \text{ N} \\ &= 57,333 \text{ kN} \\ \phi \cdot V_c &= 0,75 \cdot 57,333 \\ &= 43 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek perlu tulangan geser :

$$V_{U1} = 50,379 \text{ kN} > \phi \cdot V_c = 43 \text{ kN} \rightarrow \text{Maka balok perlu tulangan geser}$$

Menghitung nilai V_s :

$$V_s = 18,538 \text{ kN}$$

Dicoba tulangan geser Ø8 mm ($A_s = 50,265 \text{ mm}^2$)

$$A_v = 2 \cdot A_s = 2 \cdot 50,265 = 100,531 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan geser sengkang vertikal :

$$s = \frac{100,531 \cdot 280 \cdot 344}{18,538 \cdot 10^3} = 522,321 \text{ mm}$$

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan :

- ✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm
- ✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 344/2 = 172 \text{ mm}$

Maka dipasang sengkang Ø8 - 100 mm (masing - masing berjarak $\frac{1}{4} \cdot L = 1500 \text{ mm}$ dari kedua ujung tumpuan, baik sisi kanan maupun kiri).

b. Lapangan

Dengan perbandingan segitiga :

$$\frac{9,978 \text{ kN}}{3000} = \frac{V_{U2}}{(3000 - d)}$$

$$V_{U2} = \frac{9,978 \times (3000 - 344)}{3000} = 8,834 \text{ kN}$$

Kapasitas gaya geser yang disumbangkan beton dihitung dengan persamaan :

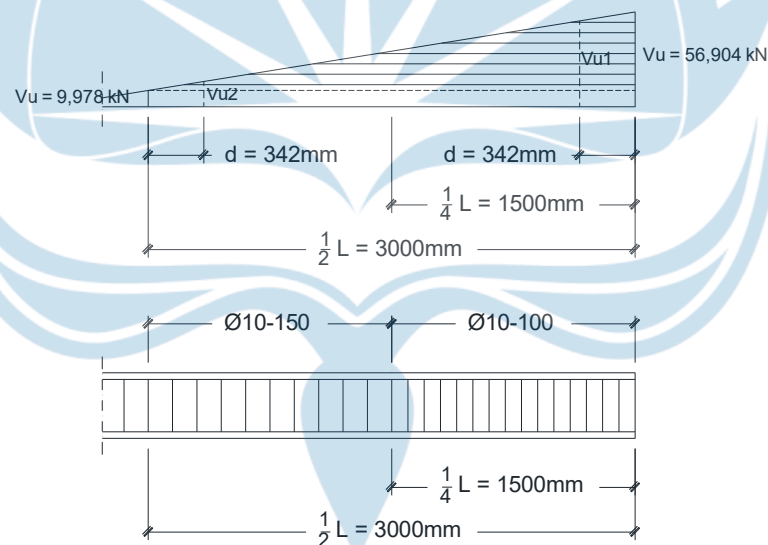
$$\begin{aligned} V_c &= 57333 \text{ N} \\ &= 57,33 \text{ kN} \\ \phi \cdot V_c &= 0,75 \cdot 57,333 \\ &= 43 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek perlu tulangan geser :

$V_{U1} = 8,834 \text{ kN} < \phi \cdot V_c = 43 \text{ kN} \rightarrow$ Maka balok cukup menggunakan tulangan sengkang Ø 8.

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan :

- ✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm
 - ✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 342/2 = 171 \text{ mm}$
- Maka dipasang sengkang Ø8 - 150 mm ($\frac{1}{2} \cdot L = 3000 \text{ mm}$ di tengah balok).



Gambar 2. 56 Detail Penulangan Sengkang Balok Anak (BA 1)
(Sumber : Gambar Rencana)

4. Perhitungan tulangan torsi

Pengaruh torsi diatur dalam SNI 2847 : 2019 untuk komponen struktur *non – prategang* jika nilai $T_u < \phi T_u$ maka pengaruh torsi dapat diabaikan.

Untuk balok anak BA1 200 x 400 besar gaya torsi maksimalnya (T_u) = 0,475 kNm. Diasumsikan bagian sayap tidak menyatu secara monolith dengan bagian badan, maka :

$$A_{cp} = 200 \times 400 = 80000 \text{ mm}^2$$

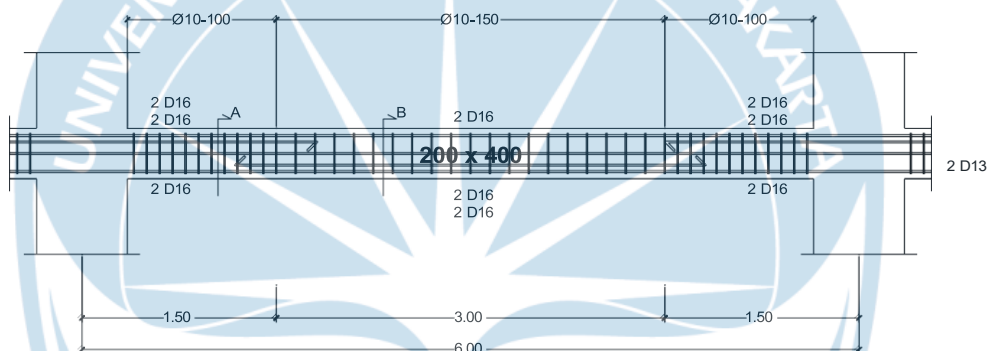
$$P_{cp} = 2 \times (200 + 400) = 1200 \text{ mm}$$

Hitung batasan nilai momen torsi yang boleh diabaikan:

$$\phi T_u = 1250000 \text{ Nmm} = 1,25 \text{ kNm}$$

$\phi T_u = 1,25 \text{ kNm} > T_u = 0,475 \text{ kNm}$, karena $\phi T_u > T_u$ sehingga gaya torsi diabaikan maka cukup dipasang 2 D13.

5. Gambar detail penulangan balok



TIPE	BALOK ANAK (BA1)	
POSISI	POTONGAN A	POTONGAN B
PENAMPANG		
DIMENSI	200 x 400	
TUL. ATAS	4 D16	2 D16
TUL. TENGAH	2 D13	2 D13
TUL. BAWAH	2 D16	4 D16
SENGKANG	Ø8-100	Ø8-150

Gambar 2. 57 Detail Tulangan Balok Anak (BA 1)
(Sumber : Gambar Rencana)

2.6.5 Penulangan balok anak (BA 2)

1. Data Perencanaan

- a. Tinggi penampang balok (h) = 400 mm
- b. Lebar penampang balok (b) = 200 mm
- c. Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- d. Diameter tulangan utama (D) = 16 mm
- e. Mutu tulangan (f_y) = 420 MPa
- f. Diameter tulangan sengkang (Ø) = 8 mm
- g. Mutu tulangan sengkang (f_y) = 280 MPa
- h. Selimut beton (p) = 40 mm
- i. Bentang balok (L) = 8000 mm

Dari hasil analisis struktur portal menggunakan *software* SAP 2000 didapatkan nilai momen, gaya lintang dan gaya torsi sebagai berikut :

M.tumpuan	= -56,919	kNm
M.lapangan	= 27,067	kNm
V.tumpuan	= 43,496	kN
V.lapangan	= 5,302	kN
Torsi	= 0,283	kN

2. Perhitungan tulangan utama

a. Tulangan utama tumpuan

$$M_u = 56,919 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - p - \text{Ø} - \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 400 - 40 - 8 - \frac{1}{2} \cdot 16 \\ &= 344 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= p + \text{Ø} + \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 40 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 16 \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f'_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\rho_b = 0,025$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned} M_{n_{\text{kap}}} &= \rho_{\text{maks}} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{\text{maks}} \cdot d \cdot f_y}{f_c} \right) \\ &= 0,019 \cdot 200 \cdot 344 \cdot 420 \cdot \left(344 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 344 \cdot 420}{25} \right) \\ &= 153295736,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} M_R &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,80 \cdot 153,296 \\ &= 122,637 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($122,637 \text{ kNm} > 56,919 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned} k_{\text{perlu}} &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{56,919 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 344^2} \\ &= 3,006 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 3,006}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} \\ &= 0,008 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, jadi digunakan ρ

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,008 \cdot 200 \cdot 344 = 550,4 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 4 D16 = 804,248 mm² > A_{Sperlu} = 550,4 mm²

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n.D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

$\emptyset$ = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

D = diameter tulangan utama

S_p = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$200 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 8 + 3 \cdot 16 + (4-1) S_p$$

$$S_p = 13,333 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{TIDAK AMAN})$$

Maka dipasang 2 baris tulangan, pada baris pertama digunakan 3 buah tulangan dan baris kedua digunakan 2 buah tulangan.

Menghitung letak titik berat tulangan (statis momen dari sisi bawah) dikarenakan tulangan 2 lapis bagian atas, sehingga:

$$\begin{aligned} Y1 &= t_s + d_s + D + S_p + 0,5 \times D \\ &= 40 + 8 + 16 + 30 + 0,5 \times 16 \\ &= 102 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_2 &= t_s + d_s + 0,5 \times D \\
 &= 40 + 8 + 0,5 \times 16 \\
 &= 56 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{(n_{\text{Atas}} \times Y_1) + (n_{\text{Bawah}} \times Y_2)}{(n_{\text{Atas}} + n_{\text{Bawah}})}$$

$$= \frac{(2 \times 102) + (2 \times 56)}{(2 + 2)}$$

$$= 79 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d_{\text{aktual}} &= h - Y \\
 &= 400 - 79 \\
 &= 321 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek Mn:

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times d_{\text{aktual}} \\
 &= 804,248 \times 420 \times 321 \\
 &= 108428715,4 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

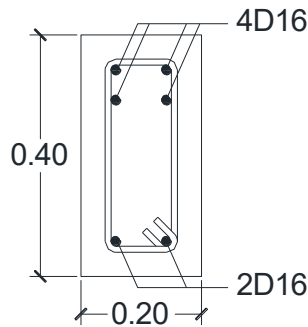
$$\begin{aligned}
 M_R &= \phi \times M_n \\
 &= 0.80 \times 108428715,4 \times 10^{-6}
 \end{aligned}$$

$$M_R = 86,743 \text{ kNm} > M_u = 56,919 \text{ kNm} \quad (\text{AMAN})$$

Cek kembali jarak pemasangan:

$$\begin{aligned}
 S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2t_s) \times (2d_s) \times (n \times D)}{n - 1} \\
 &= \frac{200 - (2 \times 40) + (2 \times 8) + (2 \times 16)}{2 - 1}
 \end{aligned}$$

$$= 72 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$



Gambar 2. 58 Rencana Tulangan Utama Tumpuan Balok Anak (BA 2)
(Sumber : Gambar Rencana)

b. Tulangan utama lapangan

$$M_u = 27,067 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - p - \emptyset - \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 400 - 40 - 8 - \frac{1}{2} \cdot 16 \\ &= 344 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= p + \emptyset + \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 40 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 16 \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0.85$

$$\rho_b = 0,025$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned}
 M_{n_{kap}} &= \rho_{maks} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{maks} \cdot d \cdot f_y}{f_c} \right) \\
 &= 0,019 \cdot 200 \cdot 344 \cdot 420 \cdot \left(344 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 344 \cdot 420}{25} \right) \\
 &= 153295736,2 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 M_R &= \phi \cdot M_n \\
 &= 0,80 \cdot 153,296 \\
 &= 122,637 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($122,637 \text{ kNm} > 27,516 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
 k_{perlu} &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\
 &= \frac{27,067 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 344^2} \\
 &= 1,43 \\
 \rho &= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 1,43}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} \\
 &= 0,004
 \end{aligned}$$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$, jadi digunakan ρ

$$A_{Sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,004 \cdot 200 \cdot 344 = 275,2 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 4 D16 = $804,248 \text{ mm}^2 > A_{Sperlu} = 275,2 \text{ mm}^2$

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n \cdot D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

Ø = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

D = diameter tulangan utama

Sp = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$200 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 8 + 4 \cdot 16 + (4-1) Sp$$

$$Sp = 13,333 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{TIDAK AMAN})$$

Maka dipasang 2 baris tulangan, pada baris pertama digunakan 3 buah tulangan dan baris kedua digunakan 2 buah tulangan.

Menghitung letak titik berat tulangan (statis momen dari sisi bawah) dikarenakan tulangan 2 lapis bagian atas, sehingga:

$$\begin{aligned} Y_1 &= ts + ds + D + Sp + 0,5 \times D \\ &= 40 + 8 + 16 + 30 + 0,5 \times 16 \\ &= 102 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_2 &= ts + ds + 0,5 \times D \\ &= 40 + 8 + 0,5 \times 16 \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y &= \frac{(n_{\text{Atas}} \times Y_1) + (n_{\text{Bawah}} \times Y_2)}{(n_{\text{Atas}} + n_{\text{Bawah}})} \\ &= \frac{(2 \times 102) + (2 \times 56)}{(2 + 2)} \end{aligned}$$

$$= 79 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d \text{ aktual} &= h - Y \\ &= 400 - 79 \\ &= 321 \text{ mm} \end{aligned}$$

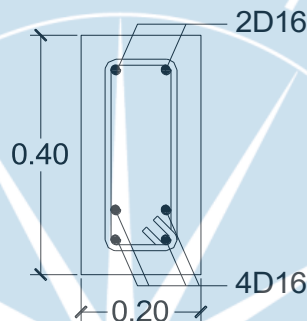
Cek Mn:

$$\begin{aligned} Mn &= As \times f_y \times d \text{ aktual} \\ &= 804,248 \times 420 \times 321 \\ &= 108428715,4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MR &= \phi \times M_n \\
 &= 0.80 \times 108428715,4 \times 10^{-6} \\
 MR &= 86,743 \text{ kNm} > M_u = 26,067 \text{ kNm} \quad (\text{AMAN})
 \end{aligned}$$

Cek kembali jarak pemasangan:

$$\begin{aligned}
 S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2t_s) \times (2d_s) \times (n \times D)}{n - 1} \\
 &= \frac{200 - (2 \times 40) + (2 \times 8) + (2 \times 16)}{2 - 1} \\
 &= 72 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$



Gambar 2. 59 Rencana Tulangan Utama Lapanagan Balok Anak (BA 2)
(Sumber : Gambar Rencana)

3. Perhitungan tulangan geser

Besarnya gaya lintang pada penampang kritis sejauh d dari muka kolom yaitu:

a. Tumpuan

Dengan perbandingan segitiga :

$$\frac{43,496 \text{ kN}}{4000} = \frac{V_{U1}}{(4000 - d)}$$

$$\begin{aligned}
 V_{U1} &= \frac{43,496 \times (4000 - 344)}{4000} \\
 &= 39,755 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas gaya geser yang disumbangkan beton dihitung dengan persamaan:

$$\begin{aligned}V_C &= 57333 \text{ N} \\&= 57,333 \text{ kN} \\ \phi.V_c &= 0,75 \cdot 57,333 \\&= 43 \text{ kN}\end{aligned}$$

Cek perlu tulangan geser :

$V_{U1} = 39,755 \text{ kN} < \phi.V_c = 43 \text{ kN} \rightarrow$ Maka balok cukup menggunakan tulangan sengkang Ø8.

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan:

✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm

✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 344/2 = 172 \text{ mm}$

Maka dipasang sengkang Ø8 - 100 mm (masing - masing berjarak $\frac{1}{4}$.

$L = 2000 \text{ mm}$ dari kedua ujung tumpuan, baik sisi kanan maupun kiri).

b. Lapangan

Dengan perbandingan segitiga:

$$\frac{5,302 \text{ kN}}{4000} = \frac{V_{U1}}{(4000 - d)}$$

$$V_{U2} = \frac{5,302 \times (4000 - 344)}{4000} = 4,846 \text{ kN}$$

Kapasitas gaya geser yang disumbangkan beton dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned}V_C &= 57333 \text{ N} \\&= 57,333 \text{ kN} \\ \phi.V_c &= 0,75 \cdot 57,333 \\&= 43 \text{ kN}\end{aligned}$$

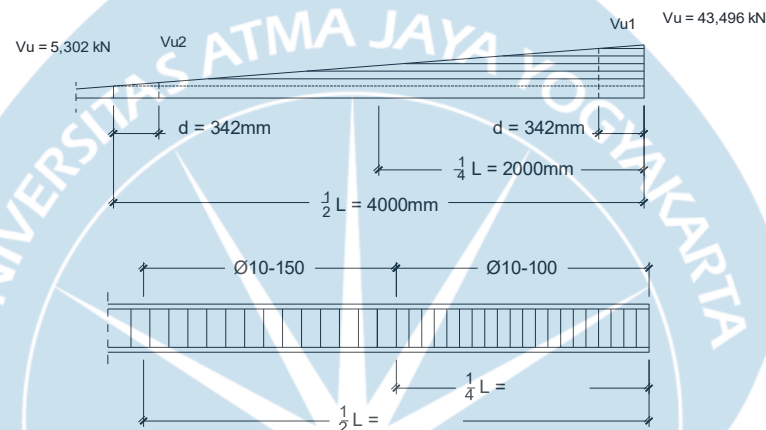
Cek perlu tulangan geser :

$V_{U2} = 4,846 \text{ kN} < \phi \cdot V_c = 43 \text{ kN} \rightarrow$ Maka balok cukup menggunakan tulangan sengkang Ø8.

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan :

- ✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm
- ✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 344/2 = 172 \text{ mm}$

Maka dipasang sengkang Ø8 - 150 mm ($\frac{1}{2} \cdot L = 4000 \text{ mm}$ di tengah balok).



Gambar 2. 60 Detail Penulangan Sengkang Balok Anak (BA 2)
(Sumber : Gambar Rencana)

4. Perhitungan tulangan torsi

Pengaruh torsi diatur dalam SNI 2847 : 2019 untuk komponen struktur *non – prategang* jika nilai $T_u < \phi T_u$ maka pengaruh torsi dapat diabaikan. Untuk balok anak BA2 200 x 400 besar gaya torsi maksimalnya (T_u) = 0,283 kNm. Diasumsikan bagian sayap (flens) tidak menyatu secara monolith dengan bagian badan, maka :

$$A_{cp} = 200 \times 400 = 80000 \text{ mm}^2$$

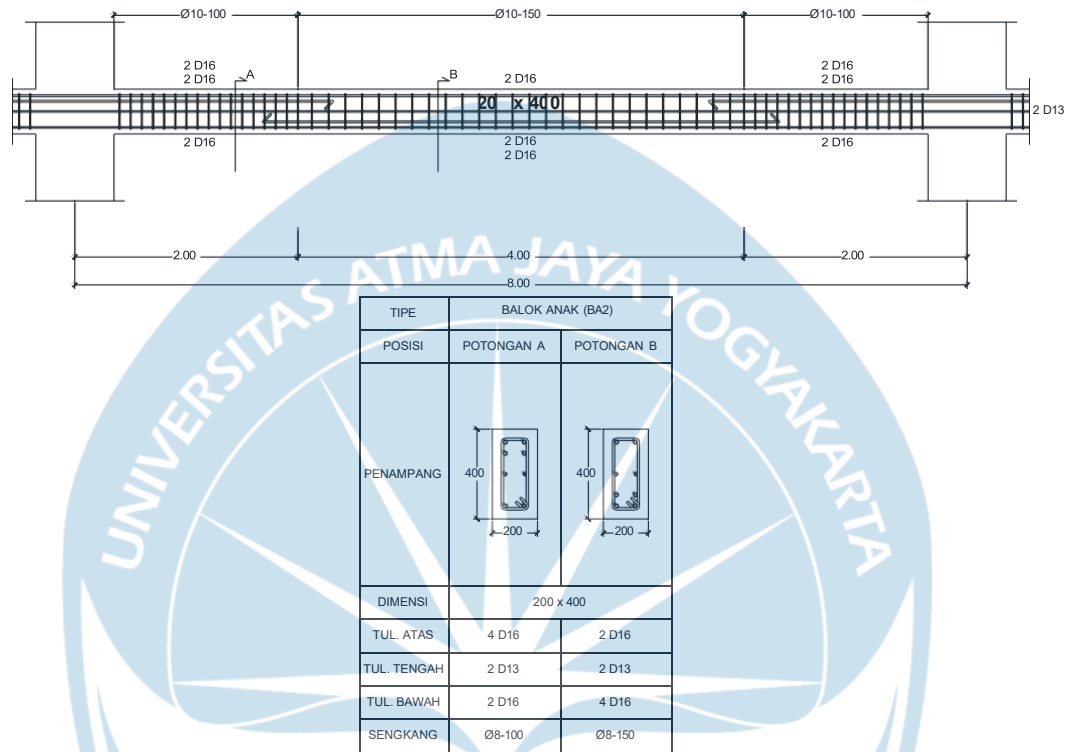
$$P_{cp} = 2 \times (200 + 400) = 1200 \text{ mm}$$

Hitung batasan nilai momen torsi yang boleh diabaikan :

$$\begin{aligned} \phi T_u &= \phi \times \frac{1}{12} \times \lambda \times \sqrt{c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_c} \\ &= 0,75 \times \frac{1}{12} \times 0,75 \times \sqrt{25} \times \frac{80000^2}{1200} \\ &= 1250000 \text{ Nmm} = 1,25 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$\phi T_u = 1,25 \text{ kNm} > T_u = 0,283 \text{ kNm}$, maka torsi diabaikan. Karena $\phi T_u > T_u$ sehingga gaya torsi diabaikan maka cukup dipasang 2 D13.

5. Gambar detail penulangan balok



Gambar 2. 61 Detail Tulangan Balok Anak (BA 2)
(Sumber : Gambar Rencana)

2.6.6 Penulangan *sloof* (SF)

1. Data Perencanaan

- a. Tinggi penampang balok (h) = 500 mm
- b. Lebar penampang balok (b) = 250 mm
- c. Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- d. Diameter tulangan utama (D) = 19 mm
- e. Mutu tulangan (f_y) = 420 MPa
- f. Diameter tulangan sengkang (Ø) = 10 mm
- g. Mutu tulangan sengkang (f_y) = 280 MPa
- h. Selimut beton (p) = 40 mm
- i. Bentang balok (L) = 8000 mm

Dari hasil analisis struktur portal menggunakan *software* SAP 2000 didapatkan nilai momen, gaya lintang dan gaya torsi sebagai berikut :

M.tumpuan	= -98,525	kNm
M.lapangan	= 49,262	kNm
V.tumpuan	= 73,894	kN
V.lapangan	= 0	kN
Torsi	= 0	kNm

2. Perhitungan tulangan utama

a. Tulangan utama tumpuan

$$\begin{aligned}M_u &= 98,525 \text{ kNm} \\d &= h - p - \text{Ø} - \frac{1}{2} \cdot D \\&= 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\&= 440,5 \text{ mm} \\d' &= p + \text{Ø} + \frac{1}{2} \cdot D \\&= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 \\&= 59,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f'_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \cdot \beta \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \cdot 0,85 \left(\frac{25}{420} \right) \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned} M_{nkap} &= \rho_{maks} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{maks} \cdot d \cdot f_y}{f'_c} \right) \\ &= 0,019 \cdot 250 \cdot 440,5 \cdot 420 \cdot \left(440,5 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 440,5 \cdot 420}{25} \right) \\ &= 314207015,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} M_R &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,80 \cdot 314,207 \\ &= 251,366 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($251,366 \text{ kNm} > 98,525 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned} k_{perlu} &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{98,525 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 440,5^2} \\ &= 2,539 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2.36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 2,539}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} = 0,006$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, jadi digunakan ρ

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,006 \cdot 250 \cdot 440,5 = 660,75 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 3 D19 = 850,587 mm² > A_{Sperlu} = 660,75 mm²

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n.D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

$\emptyset$ = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

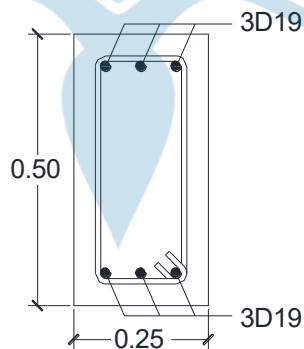
D = diameter tulangan utama

S_p = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$250 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 10 + 3 \cdot 19 + (3-1) S_p$$

$$S_p = 46,5 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$



Gambar 2. 62 Rencana Tulangan Utama Tumpuan Sloof (SF)

(Sumber : Gambar Rencana)

b. Tulangan utama lapangan

$$M_u = 49,262 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - p - \emptyset - \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 440,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= p + \emptyset + \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 59,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f'_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned} M_{n\text{kap}} &= \rho_{\text{maks}} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{\text{maks}} \cdot d \cdot f_y}{f_c} \right) \\ &= 0,019 \cdot 250 \cdot 440,5 \cdot 420 \cdot \left(440,5 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 440,5 \cdot 420}{25} \right) \\ &= 314207015,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} M_R &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,80 \cdot 314,207 \\ &= 251,366 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($251,366 \text{ kNm} > 49,262 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned} k_{\text{perlu}} &= \frac{49,262 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 440,5^2} \\ &= 1,269 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2.36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 1,269}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}}$$

$$= 0,003$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, jadi digunakan ρ

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,003 \cdot 250 \cdot 440,5 = 330,375 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 3 D19 = 850,587 mm² > A_{Sperlu} = 330,375 mm²



Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n.D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

$\emptyset$ = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

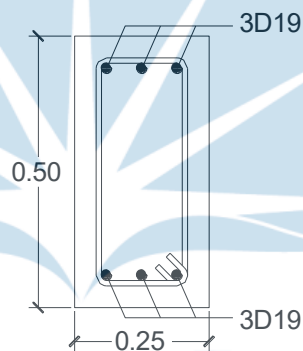
D = diameter tulangan utama

S_p = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$250 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 10 + 3 \cdot 19 + (3-1) S_p$$

$$S_p = 46,5 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$



Gambar 2. 63 Rencana Tulangan Utama Lapangan Sloof (SF)

(Sumber : Gambar Rencana)

3. Perhitungan tulangan geser

Besarnya gaya lintang pada penampang kritis sejauh d dari muka kolom yaitu:

a. Tumpuan

Dengan perbandingan segitiga :

$$\frac{73,894 \text{ kN}}{3000} = \frac{V_{U1}}{(3000 - d)}$$
$$V_{U1} = \frac{73,894 \times (3000 - 440,5)}{3000} = 65,756 \text{ kN}$$

Kapasitas gaya geser yang disumbangkan beton dihitung dengan persamaan :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 250 \cdot 440,5$$
$$= 91770,833 \text{ N}$$
$$= 91,77 \text{ kN}$$
$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 91,77$$
$$= 68,828 \text{ kN}$$

Cek perlu tulangan geser :

$$V_{U1} = 65,756 \text{ kN} > \phi \cdot V_c = 68,828 \text{ kN} \rightarrow \text{Maka balok cukup menggunakan tulangan sengkang } \emptyset 10.$$

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan:

- ✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm
 - ✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 344/2 = 172 \text{ mm}$
- Maka dipasang sengkang $\emptyset 10 - 100 \text{ mm}$ (masing - masing berjarak $\frac{1}{4} \cdot L$ dari kedua ujung tumpuan, baik sisi kanan maupun kiri).

b. Lapangan

Dengan perbandingan segitiga :

$$\frac{0 \text{ kN}}{3000} = \frac{V_{U2}}{(3000 - d)}$$

$$V_{U2} = \frac{0 \times (3000 - 440.5)}{3000} = 0 \text{ kN}$$

Kapasitas gaya geser yang disumbangkan beton dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 250 \cdot 440,5 \end{aligned}$$

$$= 91770,883 \text{ N}$$

$$= 91,77 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 91,77$$

$$= 68,828 \text{ kN}$$

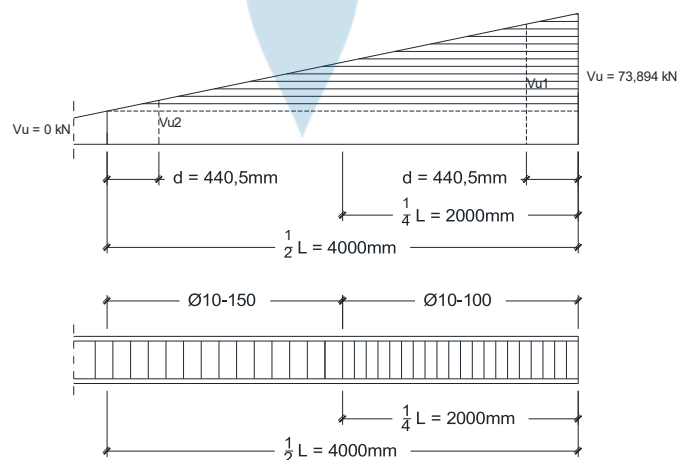
Cek perlu tulangan geser :

$V_{U2} = 0 \text{ kN} < \phi \cdot V_c = 68,828 \text{ kN} \rightarrow$ Maka balok cukup menggunakan tulangan sengkang Ø10.

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan :

- ✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm
- ✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 437.5/2 = 219 \text{ mm}$

Maka dipasang sengkang Ø10 - 150 mm ($\frac{1}{2} \cdot L = 4000 \text{ mm}$ di tengah balok).



Gambar 2. 64 Detail Penulangan Sengkang Sloof (SF)
(Sumber : Gambar Rencana)

4. Perhitungan tulangan torsi

Pengaruh torsi diatur dalam SNI 2847 : 2019 untuk komponen struktur *non – prategang* jika nilai $T_u < \phi T_u$ maka pengaruh torsi dapat diabaikan. Untuk *sloof* SF 250 x 500 besar gaya torsi maksimalnya (T_u) = 0 kNm. Diasumsikan bagian sayap (flens) tidak menyatu secara monolith dengan bagian badan, maka :

$$A_{cp} = 250 \times 500 = 125000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (250 + 500) = 1500 \text{ mm}$$

Hitung batasan nilai momen torsi yang boleh diabaikan :

$$\phi T_u = \phi \times \frac{1}{12} \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

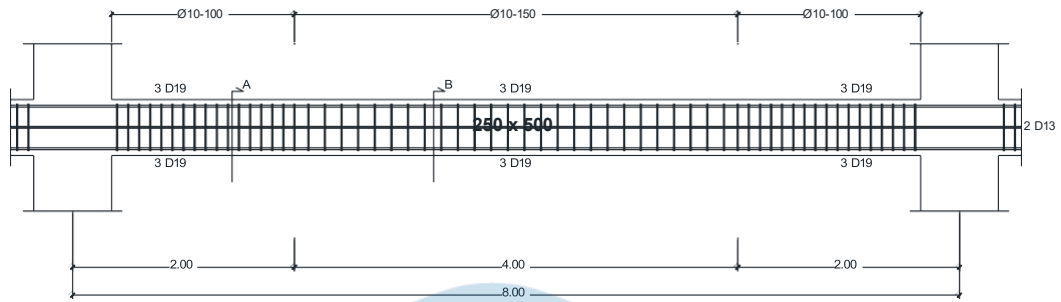
$$= 0.75 \times \frac{1}{12} \times 0.75 \times \sqrt{25} \times \frac{125000^2}{1500}$$

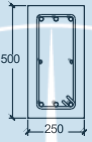
$$= 2441406,3 \text{ Nmm} = 2,441 \text{ kNm}$$

$$\phi T_u = 2,441 \text{ kNm} < T_u = 0 \text{ kNm}$$

Karena $\phi T_u > T_u$ sehingga gaya torsi diabaikan maka cukup dipasang 2 D 13.

5. Gambar detail penulangan sloof



TIPE	SLOOF (SF)	
POSISI	POTONGAN A	POTONGAN B
PENAMPANG		
DIMENSI	250 x 500	
TUL. ATAS	3 D19	3 D19
TUL. TENGAH	2 D13	2 D13
TUL. BAWAH	3 D19	3 D19
SENGKANG	Ø10-100	Ø10-150

Gambar 2. 65 Detail Tulangan Sloof (SF)
(Sumber : Gambar Rencana)

2.6.7 Penulangan kolom (K1)

1. Data Perencanaan

- a. Tinggi penampang kolom (h) = 700 mm
- b. Lebar penampang kolom (b) = 700 mm
- c. Tinggi kolom (h) = 4600 mm
- d. Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- e. Diameter tulangan utama (D) = 22 mm
- f. Mutu tulangan (f_y) = 420 MPa
- g. Diameter tulangan sengkang (Ø) = 10 mm
- h. Mutu tulangan sengkang (f_y) = 280 MPa
- i. Selimut beton (p) = 40 mm

Dari hasil analisis struktur portal menggunakan *software* SAP 2000 didapatkan nilai momen, gaya lintang dan gaya torsi sebagai berikut :

Mu 1	= -219,192	kNm
Mu 2	= 219,192	kNm
Vu	= 132,206	kN
Pu	= 1543,558	kN

2. Penampang Efektif Kolom

$$\begin{aligned}d &= h - t_s - d_s - 0,5 \times D \\&= 700 - 40 - 10 - 0,5 \times 22 \\&= 639 \text{ mm} \\A_g &= b \times h \\&= 700 \times 700 \\&= 490000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

3. Kontrol Terhadap Tekuk

a. Kontrol kelangsingan kolom

$$\begin{aligned}\beta_d &= \frac{1.4DL}{1.2DL + 1.6LL} < 1.0 \text{ (SNI 2847:2019)} \\&= \frac{1.4 \times 4,51}{(1.2 \times 4,51) + (1.6 \times 2,5)} < 1.0 \\ \beta_d &= 0,671 < 1.0 \rightarrow \text{Memenuhi}\end{aligned}$$

b. Kontrol kekakuan kolom

$$I_g = \frac{1}{12} x b x h^3$$

$$= \frac{1}{12} x 700 x 700^3$$

$$= 2 x 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4700 x \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 x \sqrt{25}$$

$$= 23500 \text{ MPa}$$

$$E_{ik} = \frac{0.4 x E_c x I_g}{1 + \beta_d} \quad (\text{SNI 2847:2019})$$

$$= \frac{0.4 x 23500 x 2,00 x 10^{10}}{1 + 0,671}$$

$$= 1,126 x 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

c. Kontrol kekakuan balok

$$I_g = \frac{1}{12} x b x h^3$$

$$= \frac{1}{12} x 300 x 700^3$$

$$= 8,575 x 10^9 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4700 x \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 x \sqrt{25}$$

$$= 23500 \text{ MPa}$$

$$E_{ib} = \frac{0.4 x E_c x I_g}{1 + \beta_d} \quad (\text{SNI 2847:2019})$$

$$= \frac{0.4 x 23500 x 8,575 x 10^9}{1 + 0,671}$$

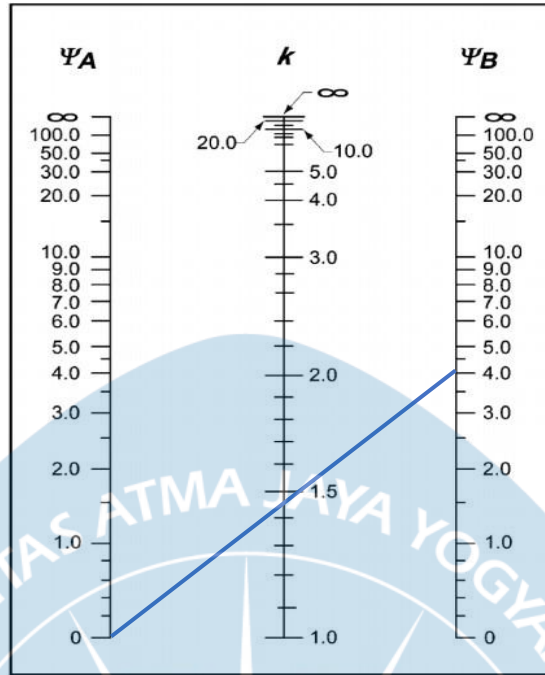
$$= 4,824 x 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

d. Kontrol kekakuan relative kolom (Ψ)

Bawah, $\Psi_A = 0$ (ujung kolom bawah merupakan perletakan jepit)

$$\text{Atas, } Y_b = \sum \left(\frac{(1,126 x 10^{14}/4600) + (1,126 x 10^{14}/4600)}{(4,824 x 10^{13}/8000) + (4,824 x 10^{13}/8000)} \right)$$

$$= 4,06$$



Gambar 2. 66 Nomogram Faktor Penunjang Efektif K Kolom K1
(Sumber : SNI 2847:2019)

Dari nomogram diatas dapat diambil nilai faktor panjang efektif kolom untuk portal bergoyang adalah $k = 1,45$

e. Cek kelangsingan kolom

$$\frac{k \times l_u}{r} \leq 22 \quad (\text{SNI 2847:2019})$$

$$\frac{1,3 \times (4600-700)}{0,3 \times 700} \leq 22$$

$$26,928 > 22 \rightarrow \text{Tidak memenuhi}$$

Karena syarat tidak terpenuhi, maka kolom harus diperhitungkan terhadap momen yang diperbesar (pengaruh kelangsingan).

f. Faktor pembesaran momen

$$\begin{aligned} F_c &= \frac{\pi^2 \times E I_k}{(k \times l_u)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 1,126 \times 10^{14}}{(1,45 \times 3900)^2} \\ &= 34737363 \text{ N} \\ &= 34737,363 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta_s &= \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \times \sum P_c}} \geq 1 \quad (\text{SNI 2847:2019}) \\
 &= \frac{1}{1 - \frac{1543,558}{0.75 \times 34737,363}} \geq 1 \\
 &= 1,063 \geq 1
 \end{aligned}$$

Maka, didapat $\delta_s = 1,063$ dalam perhitungan pembesaran momen

$$\begin{aligned}
 M_c &= \delta_s \times M_u2 \\
 &= 1,063 \times 219,192 \\
 &= 232,996 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

4. Penulangan longitudinal

a. Menentukan eksentrisitas kolom

$$\begin{aligned}
 E_t &= \frac{M_{u_{\text{maks}}}}{P_u} \\
 &= \frac{232,996 \times 10^3}{1543,558} \\
 &= 150,947 \text{ mm} \\
 E_{t_{\text{min}}} &= 15 + (0.03 \times h) \\
 &= 15 + (0.03 \times 700) \\
 &= 36 \text{ mm} < E_t = 150,947 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan $E_t = 150,947 \text{ mm} = 0,151 \text{ m}$

b. Menentukan rasio penulangan

$$\begin{aligned}
 d' &= t_s - d_s - 0.5 \times D \\
 &= 40 + 10 + 0.5 \times 22 \\
 &= 61 \text{ mm} \\
 d'/h &= 61/700 \\
 &= 0.087
 \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{\phi A_g \times 0.85 \times f_c} = \frac{1543,558 \times 10^3}{0,65 \times 490000 \times 0.85 \times 25} = 0,228$$

$$\frac{\text{Pu}}{\phi \text{Ag} \times 0.85 \times \text{fc}} \times \frac{\text{Et}}{\text{h}} = \frac{1543,558 \times 10^3}{0,65 \times 490000 \times 0.85 \times 25} \times \frac{150,947}{700} = 0.049$$



Berdasarkan grafik 6.2.d buku grafik dan tabel perhitungan beton bertulang seri beton 4 Gideon Kusuma untuk penulangan di semua sisi, berdasarkan $P_{u_{maks}}$ tidak didapatkan nilai r . Maka perhitungan yang dipakai berdasarkan SNI 2847-2019 rasio penulangan (ρ) tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,08. Diambil $\rho = 0,01$.

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= 1 \% \times A_g \\ &= 0.01 \times 490000 \\ &= 4900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \max} &= 8 \% \times A_g \\ &= 0.08 \times 490000 \\ &= 39200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c. Menentukan luas tulangan

$$\begin{aligned} A_s &= 1/4 \times \pi \times D^2 \\ &= 1/4 \times \pi \times 22^2 \\ &= 380,133 \text{ mm}^2 \\ 16 \text{ D22} &= 16 \times 380,133 \\ &= 6082,128 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan utama menggunakan tulangan 16 D22. sehingga

$$A_{s \min} 4900 \text{ mm}^2 \leq A_{s \text{terpasang}} 6082,128 \text{ mm}^2 \leq A_{s \max} 39200 \text{ mm}^2$$

d. Kuat kolom maksimum

Berdasarkan persyaratan SNI 2847 : 2019 tentang faktor reduksi kekuatan untuk komponen beton structural dan sambungan bahwa rasio penulangan tidak boleh kurang dari 0,65 dan tidak lebih dari 0,9.

$$\begin{aligned} \phi P_{n_{\max}} &= 0.85 \phi \times (A_g - A_{st}) \times (0.85 \times f_c) + (A_{st} \times f_y) \\ &= 0.85 \times 0.65 \times (490000 - 6082,128) \times (0.85 \times 25) + (6082,128 \times 420) \\ &= 8235,992 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi P_{n_{\max}} = 8235,992 \text{ kN} > P_u = 1543,558 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

5. Penulangan transversal / geser

$$V_u = 132,206 \text{ kN}$$

$$N_u = P_u = 1543,558 \text{ kN}$$

Menghitung nilai V_c berdasarkan SNI 2847-2019:

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 \times A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6}\right) \times b_w \times d \\ &= \left(1 + \frac{1543,558 \times 10^3}{14 \times 490000}\right) \times \left(\frac{\sqrt{25}}{6}\right) \times 700 \times 639 = 456621,9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 456,621 \times 10^3 = 342,466 \text{ kN}$$

Dikarenakan $V_u = 132,206 \text{ kN} < \phi V_c = 342,466 \text{ kN}$, maka kolom tidak memerlukan tulangan geser, hanya tulangan geser praktis.

Direncanakan sengkang Ø10 mm ($A_s = 78,54 \text{ mm}^2$)

$$A_v = 2 \cdot A_s = 2 \cdot 78,54 = 157,08 \text{ mm}^2$$

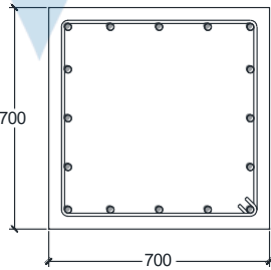
Dipakai tulangan geser sengkang vertikal:

$$s = \frac{3 \cdot A_v \cdot f_y}{b} = \frac{3 \cdot 157,08 \cdot 280}{700} = 188,496 \text{ mm}$$

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan :

- ✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm
- ✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 639/2 = 319,5 \text{ mm}$

Maka, untuk mengantisipasi gaya geser yang diakibatkan oleh gempa, dipasang sengkang Ø10-150 mm di sepanjang kolom.

TIPE	KOLOM (K1)
PENAMPANG	
DIMENSI	700 x 700
JML. TULANGAN	16 D22
SENGKANG	Ø10-150

Gambar 2. 68 Detail Penulangan Kolom K1
(Sumber : Gambar Rencana)

2.6.8 Penulangan kolom (K2)

1. Data Perencanaan

- a. Tinggi penampang kolom (h) = 400 mm
- b. Lebar penampang kolom (b) = 400 Mm
- c. Tinggi kolom (h) = 4600 mm
- d. Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- e. Diameter tulangan utama (D) = 16 mm
- f. Mutu tulangan (f_y) = 420 MPa
- g. Diameter tulangan sengkang (Ø) = 10 mm
- h. Mutu tulangan sengkang (f_y) = 280 MPa
- i. Selimut beton (p) = 40 mm

Dari hasil analisis struktur portal menggunakan *software* SAP 2000 didapatkan nilai momen, gaya lintang dan gaya torsi sebagai berikut :

Mu 1	= -95,507	kNm
Mu 2	= 95,507	kNm
Vu	= 65,794	kN
Pu	= 802,449	kN

2. Penampang Efektif Kolom

$$\begin{aligned}d &= h - t_s - d_s - 0,5 \times D \\&= 400 - 40 - 10 - 0,5 \times 16 \\&= 342 \text{ mm} \\A_g &= b \times h \\&= 400 \times 400 \\&= 160000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

3. Kontrol Terhadap Tekuk

a. Kontrol kelangsingan kolom

$$\begin{aligned}\beta_d &= \frac{1.4DL}{1.2DL + 1.6LL} < 1.0 \text{ (SNI 2847:2019)} \\&= \frac{1.4 \times 4,51}{(1.2 \times 4,51) + (1.6 \times 2,5)} < 1.0 \\ \beta_d &= 0,671 < 1.0 \rightarrow \text{Memenuhi}\end{aligned}$$

b. Kontrol kekakuan kolom

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 400 \times 400^3$$

$$= 2,13 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \times \sqrt{25}$$

$$= 23500 \text{ MPa}$$

$$E_{ik} = \frac{0.4 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \quad (\text{SNI 2847:2019})$$

$$= \frac{0.4 \times 23500 \times 2,13 \times 10^9}{1 + 0,671}$$

$$= 1,2 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

c. Kontrol kekakuan balok

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 200 \times 400^3$$

$$= 1,07 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \times \sqrt{25}$$

$$= 23500 \text{ MPa}$$

$$E_{ib} = \frac{0.4 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \quad (\text{SNI 2847:2019})$$

$$= \frac{0.4 \times 23500 \times 1,07 \times 10^9}{1 + 0,671}$$

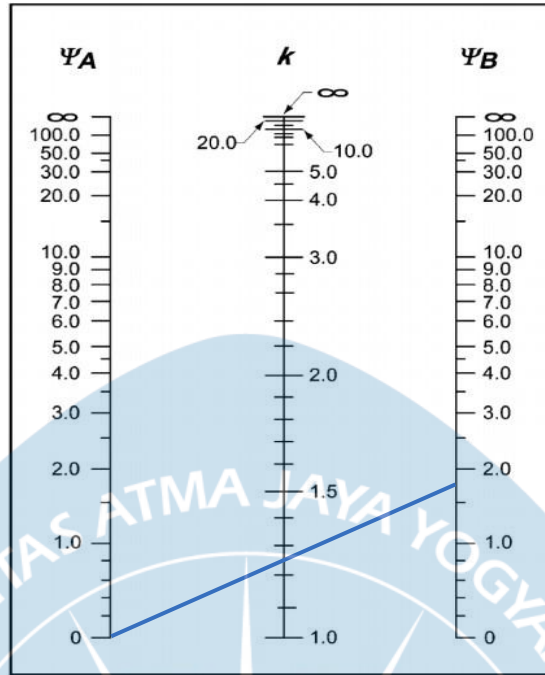
$$= 6 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

d. Kontrol kekakuan relative kolom (Ψ)

Bawah, $\Psi_A = 0$ (ujung kolom bawah merupakan perletakan jepit)

$$\text{Atas } Y_b = \sum \left(\frac{(1,2 \times 10^{13}/4600) + (1,2 \times 10^{13}/4600)}{(6 \times 10^{12}/8000) + (6 \times 10^{12}/8000)} \right)$$

$$= 1,74$$



Gambar 2. 69 Nomogram Faktor Penunjang Efektif K Kolom K2
(Sumber : SNI 2847:2019)

Dari nomogram diatas dapat diambil nilai faktor panjang efektif kolom untuk portal bergoyang adalah $k = 1,23$

e. Cek kelangsingan kolom

$$\frac{k \times l_u}{r} \leq 22 \quad (\text{SNI 2847:2019})$$

$$\frac{1,23 \times (4600-400)}{0,3 \times 400} \leq 22$$

$$43,05 > 22 \rightarrow \text{Tidak memenuhi}$$

Karena syarat tidak terpenuhi, maka kolom harus diperhitungkan terhadap momen yang diperbesar (pengaruh kelangsingan).

f. Faktor pembesaran momen

$$F_c = \frac{\pi^2 \times E I_k}{(k \times l_u)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 1,2 \times 10^{13}}{(1,23 \times 4200)^2}$$

$$= 4438141 \text{ N}$$

$$= 4438,141 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\delta_s &= \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \times \sum P_c}} \geq 1 \quad (\text{SNI 2847:2019}) \\ &= \frac{1}{1 - \frac{802,449}{0.75 \times 4438,141}} \geq 1 \\ &= 1,318 \geq 1\end{aligned}$$

Maka, didapat $\delta_s = 1,318$ dalam perhitungan pembesaran momen

$$\begin{aligned}M_c &= \delta_s \times M_u2 \\ &= 1,318 \times 95,507 \\ &= 125,878 \text{ kNm}\end{aligned}$$

4. Penulangan longitudinal

a. Menentukan eksentrisitas kolom

$$\begin{aligned}E_t &= \frac{M_{u\text{maks}}}{P_u} \\ &= \frac{125,878 \times 10^3}{802,449} \\ &= 156,867 \text{ mm} \\ E_{t\text{min}} &= 15 + (0.03 \times h) \\ &= 15 + (0.03 \times 400) \\ &= 27 \text{ mm} < E_t = 156,867 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka digunakan $E_t = 156,867 \text{ mm} = 0,157 \text{ m}$

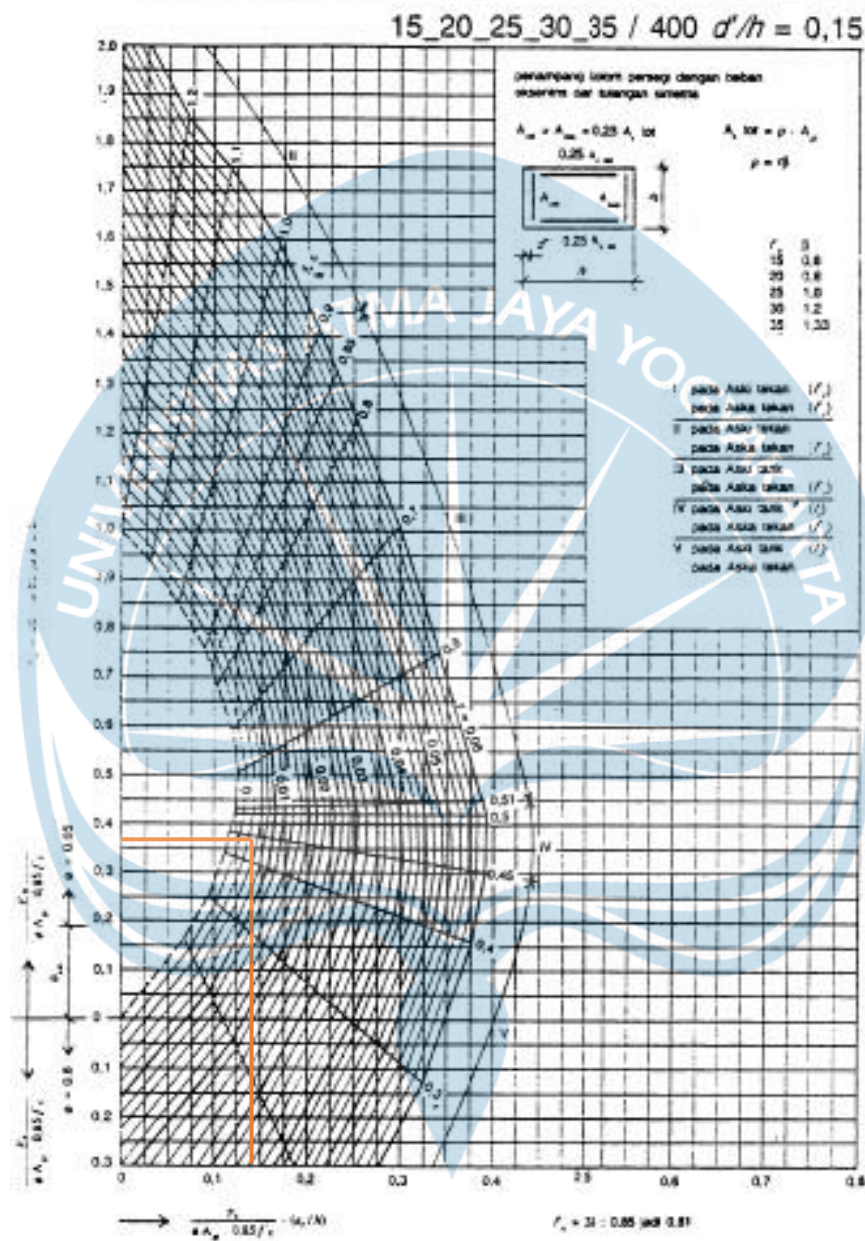
b. Menentukan rasio penulangan

$$\begin{aligned}d' &= t_s - d_s - 0.5 \times D \\ &= 40 + 10 + 0.5 \times 16 \\ &= 58 \text{ mm} \\ d'/h &= 58/400 \\ &= 0,145\end{aligned}$$

Menurut (SNI 2847 : 2019) faktor reduksi kolom $\phi = 0,65$

$$\frac{P_u}{\phi A_g \times 0.85 \times f_c} = \frac{802,449 \times 10^3}{0,65 \times 160000 \times 0.85 \times 25} = 0,363$$

$$\frac{P_u}{\phi A_g \times 0.85 \times f_c} \cdot \frac{E_t}{h} = \frac{802,449 \times 10^3}{0,65 \times 160000 \times 0.85 \times 25} \cdot \frac{156,867}{400} = 0,142$$



Gambar 2. 70 Grafik Penampang Kolom
 (Sumber : Buku Grafik dan tabel perhitungan beton bertulang)

Berdasarkan grafik 6.2.a buku grafik dan tabel perhitungan beton bertulang seri beton 4 Gideon Kusuma untuk penulangan di semua sisi (lihat pada lampiran), berdasarkan Pu_{maks} didapatkan nilai $r = 0,005$. Maka perhitungan yang dipakai berdasarkan SNI 2847-2019 rasio penulangan (ρ) tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,08. Diambil $\rho = 0,01$.

$$\begin{aligned} As_{min} &= 1 \% \times Ag \\ &= 0.01 \times 160000 \\ &= 1600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{maks} &= 8 \% \times Ag \\ &= 0.08 \times 160000 \\ &= 12800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c. Menentukan luas tulangan

$$\begin{aligned} As &= 1/4 \times \pi \times D^2 \\ &= 1/4 \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 12 \text{ D16} &= 12 \times 201,062 \\ &= 2412,744 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan utama menggunakan tulangan 12 D16. sehingga

$$As_{min} 1600 \text{ mm}^2 \leq As_{terpasang} 2412,744 \text{ mm}^2 \leq As_{maks} 12800 \text{ mm}^2$$

d. Kuat kolom maksimum

Berdasarkan persyaratan SNI 2847 : 2019 kekuatan untuk komponen beton structural dan sambungan bahwa rasio penulannngan tidak boleh kurang dari 0,65 dan tidak lebih dari 0,9.

$$\begin{aligned} \phi Pn_{max} &= 0.85\phi \times (Ag - Ast) \times (0.85 \times fc) + (Ast \times fy) \\ &= 0.85 \times 0.65 \times (160000 - 2412,744) \times (0.85 \times 25) + (2412,744 \times 420) \\ &= 2863,525 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi Pn_{max} = 2863,525 \text{ kN} > Pu = 802,449 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

5. Penulangan transversal / geser

$$V_u = 65,794 \text{ kN}$$

$$N_u = P_u = 802,449 \text{ kN}$$

Menghitung nilai V_c berdasarkan SNI 2847-2019:

$$V_c = \left(1 + \frac{802,449 \times 10^3}{14 \times 160000}\right) \times \left(\frac{\sqrt{25}}{6}\right) \times 400 \times 342 = 154838,9 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 154838,9 \times 10^{-3} = 116,129 \text{ kN}$$

Dikarenakan $V_u = 65,794 \text{ kN} < \phi V_c = 116,129 \text{ kN}$, maka kolom tidak memerlukan tulangan geser, hanya tulangan geser praktis.

Direncanakan sengkang $\emptyset 10 \text{ mm}$ ($A_s = 78,54 \text{ mm}^2$)

$$A_v = 2 \cdot A_s = 2 \cdot 78,54 = 157,08 \text{ mm}^2$$

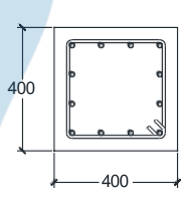
Dipakai tulangan geser sengkang vertikal:

$$s = \frac{3 \cdot A_v \cdot f_y}{b} = \frac{3 \cdot 157,08 \cdot 280}{400} = 329,868 \text{ mm}$$

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan :

- ✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm
- ✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 342/2 = 171 \text{ mm}$

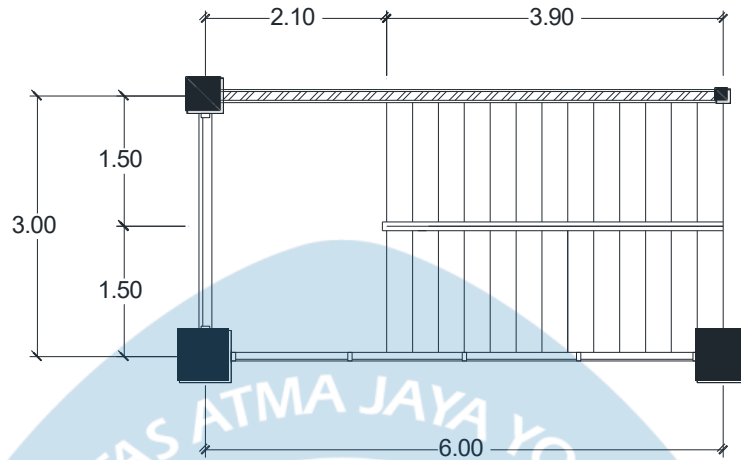
Maka, untuk mengantisipasi gaya geser yang diakibatkan oleh gempa, dipasang sengkang $\emptyset 10$ -150 mm di sepanjang kolom.

TIPE	KOLOM (K2)
PENAMPANG	
DIMENSI	400 x 400
JML. TULANGAN	12 D16
SENGKANG	$\emptyset 10$ -150

Gambar 2. 71 Detail Penulangan Kolom K2
(Sumber : Gambar Rencana)

2.7 Perencanaan Tangga

2.7.1 Denah tangga



Gambar 2. 72 Denah Tangga
(Sumber : Gambar Rencana)

2.7.2 Perhitungan anak tangga

1. Data perencanaan

- a. Tinggi antar lantai = 460 cm
- b. Panjang Tangga = 600 cm
- c. Lebar Tangga = 300 cm
- d. Panjang bordes = 300 cm
- e. Lebar bordes = 210 cm
- f. Antrade (Ant) = 30 cm

2. Menghitung jumlah *antrade* dan *optrade*

$$2 \cdot \text{Opt} + \text{Ant} = 61 \text{ cm s/d } 65 \text{ cm}$$

$$2 \cdot \text{Opt} + 30 = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Opt} = \frac{65 - 30}{2}$$

$$= 17,50 \text{ cm}$$

Sehingga dengan metode pendekatan akan didapatkan :

$$\text{Jumlah Optrade} = \frac{\text{Tinggi antar lantai}}{\text{Opt}} = \frac{460}{17,5} = 26,28 \approx 26 \text{ buah}$$

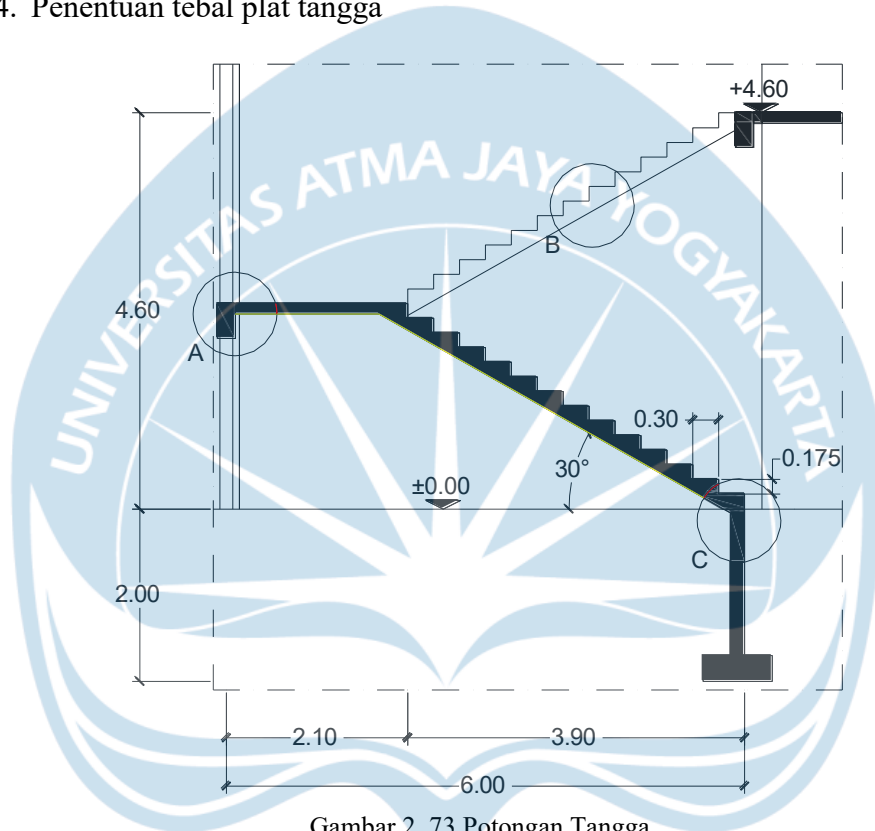
$$\text{Optrade} = \frac{\text{Tinggi antar lantai}}{\text{Jumlah Optrade}} = \frac{460}{26} = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Jumlah Antrade} = \text{Jumlah optrade} - 2 = 26 - 2 = 24 \text{ buah}$$

3. Menentukan sudut kemiringan

$$\begin{aligned}\alpha &= \arctan \left(\frac{Optrade}{Antrade} \right) \\ &= \arctan \left(\frac{17.5}{30} \right) \\ &= 30.256^\circ \leq 40^\circ \dots \text{OK}\end{aligned}$$

4. Penentuan tebal plat tangga

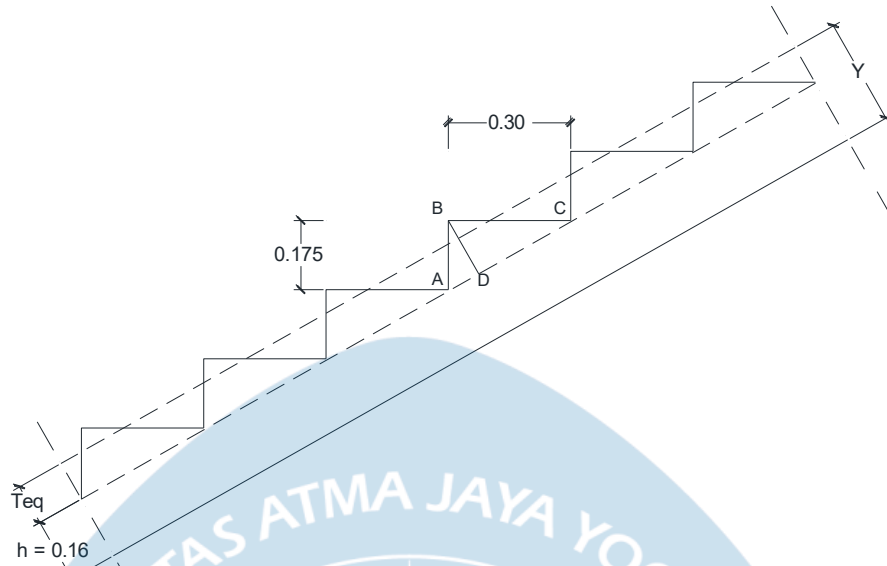


Gambar 2. 73 Potongan Tangga
(Sumber: AutoCAD)

Tebal pelat tangga dan bordes minimum sebagai berikut:

$$\begin{aligned}L &= 390 \text{ cm} \\ h &= \frac{L}{20} \cdot \left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right] \\ &= \frac{390}{20} \cdot \left[0,4 + \frac{280}{700} \right] \\ &= 15,6 \text{ cm}\end{aligned}$$

Diambil tebal pelat tangga dan bordes 16 cm



Gambar 2. 74 Tebal Equivalen
(Sumber : Gambar Rencana)

$$\begin{aligned}\frac{BD}{AB} &= \frac{BC}{AC} \\ BD &= \frac{AB \cdot BC}{AC} \\ &= \frac{17,5 \cdot 30}{\sqrt{17,5^2 + 30^2}} \\ &= 15,12 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Teq &= \frac{2}{3} \cdot BD \\ &= \frac{2}{3} \cdot 15,12 \\ &= 10,08 \text{ cm}\end{aligned}$$

Jadi, total *equivalent* pelat tangga:

$$\begin{aligned}Y &= Teq + h \\ &= 10,08 + 16 \\ &= 26,08 \text{ cm} = 0,2608 \text{ m}\end{aligned}$$

2.7.3 Pembebanan tangga dan bordes

1. Pembebanan tangga

Beban Mati:

Pelat tangga	$= 0,2608 \cdot 24$	$= 6,259 \text{ kN/m}^2$
Spesi (t = 2 cm)	$= 2 \cdot 0,21$	$= 0,42 \text{ kN/m}^2$
Keramik (t = 1 cm)	$= 1 \cdot 0,24$	$= 0,24 \text{ kN/m}^2$
Railing (taksiran)		$= 0,89 \text{ kN/m}^2 +$
		$D_{L1} = 7,809 \text{ kN/m}^2$

Beban Hidup :

Pada pelat tangga $= 300 \text{ kg/m}^2 = 3,00 \text{ kN/m}^2$

W_{L1} dan $W_{L2} = 3,00 \text{ kN/m}^2$

2. Pembebanan bordes

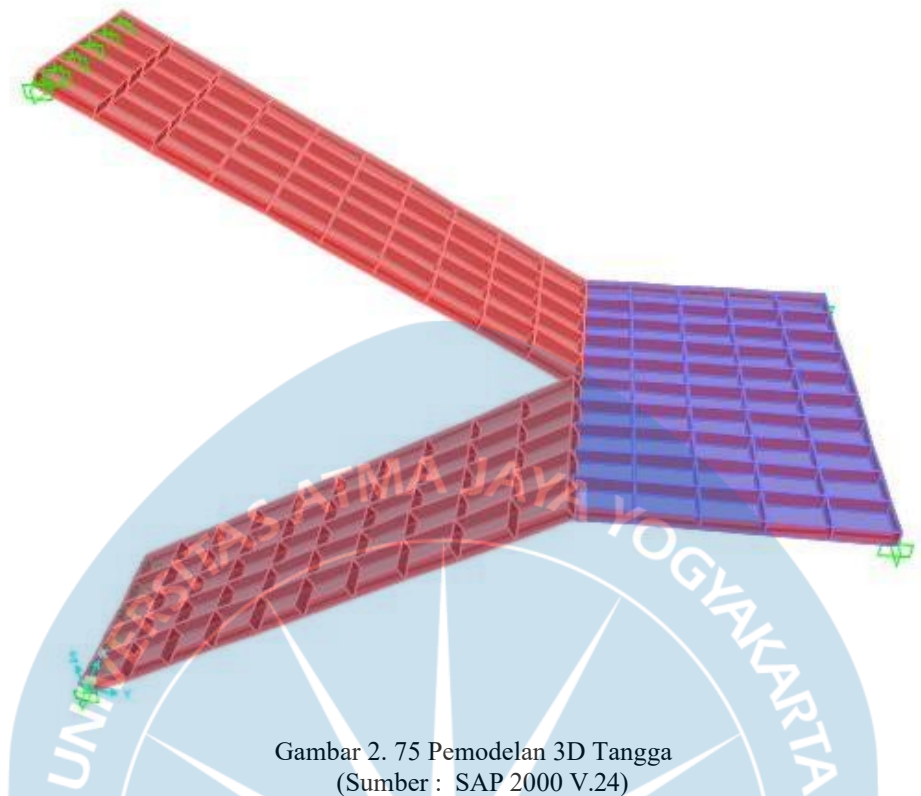
Beban Mati:

Pelat bordes	$= 0,16 \cdot 24$	$= 3,84 \text{ kN/m}^2$
B. Spesi (t = 2 cm)	$= 2 \cdot 0,21$	$= 0,42 \text{ kN/m}^2$
B. Keramik (t = 1 cm)	$= 1 \cdot 0,24$	$= 0,24 \text{ kN/m}^2$
Railing (taksiran)		$= 0,89 \text{ kN/m}^2 +$
		$W_{D3} = 5,39 \text{ kN/m}^2$

Beban Hidup :

Pada pelat bordes $= 300 \text{ kg/m}^2 = 3,00 \text{ kN/m}^2$

$W_{L3} = 3,00 \text{ kN/m}^2$



Gambar 2. 75 Pemodelan 3D Tangga
(Sumber : SAP 2000 V.24)

Analisis struktur tangga dan bordes menggunakan bantuan *software* SAP2000 guna mencari gaya dalam yang terjadi pada tangga menggunakan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847 – 2019 sebagai berikut:

$$U = 1,2 D + 1,6 L$$

2.7.4 Analisa gaya dalam

Dari hasil analisis menggunakan bantuan *software* SAP2000 didapatkan gaya dalam pada pelat tangga dan pelat bordes berupa momen, di mana momen terbesar diperoleh untuk digunakan mendimensi tulangan dengan nilai sebagai berikut:

3. Pelat Tangga

$$\text{Momen max} = -25,115 \text{ kNm}$$

4. Pelat Bordes

$$\text{Momen max} = -15,398 \text{ kNm}$$

2.7.5 Penulangan pelat tangga

1. Data perencanaan

- a. Tebal pelat tangga (h) = 160 mm
- c. Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- d. Diameter tulangan utama (D) = 12 mm
- g. Mutu tulangan (f_y) = 280 MPa
- h. Selimut beton (p) = 20 mm

2. Penulangan pelat tangga

a. Tinggi efektif pelat tangga (d)

$$\begin{aligned}d &= h - p - \frac{1}{2} \emptyset \\&= 160 - 20 - \frac{1}{2} 12 \\&= 134 \text{ mm}\end{aligned}$$

b. Momen maksimal (M_u)

$$\begin{aligned}M_u &= 25,115 \text{ kNm} \\&= 25,115 \times 10^6 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

c. Rasio tulangan

$$\begin{aligned}k &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\&= \frac{25,115 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 1000 \cdot 134^2} \\&= 1,748\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\&= \frac{1,4}{280} \\&= 0,005\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\&= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{280} \cdot \frac{600}{600 + 280} = 0,033\end{aligned}$$

$$\rho = \frac{280 - \sqrt{280^2 - 2,36 \frac{280^2}{25}}}{1,18 \frac{280^2}{25}} \cdot 1,748$$

$$= 0,007$$

Jika $p_{min} < p < p_{maks}$, maka digunakan $p = 0,007$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,007 \cdot 1000 \cdot 134$$

$$= 938 \text{ mm}^2$$

Dengan A_s perlu 938 mm^2 , maka struktur plat tangga direncanakan menggunakan tulangan $\varnothing 12 - 100$ dengan $A_s = 1131 \text{ mm}^2$

Tulangan bagi:

$$A_{s\text{bagi}} = 50 \% \cdot A_s \text{ tulangan}$$

$$= 0,5 \cdot 1131$$

$$= 565,5 \text{ mm}^2$$

Dengan A_s perlu $565,5 \text{ mm}^2$, maka struktur plat tangga direncanakan menggunakan tulangan bagi $\varnothing 10 - 100$ dengan $A_s = 785 \text{ mm}^2$

2.7.6 Perencanaan balok bordes

1. Pembebanan balok

a. Beban mati (D_L)

$$\text{Tembok pada balok bordes} = 2,00 \times 2,50 = 5,00 \text{ kN/m}$$

b. Beban Hidup

$$\text{Pada pelat tangga} = 300 \text{ kg/m}^2 = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

2. Perencanaan balok

- a. Tinggi penampang balok (h) = 400 mm
- b. Lebar penampang balok (b) = 200 mm
- c. Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- d. Diameter tulangan utama (D) = 16 mm
- e. Mutu tulangan (f_y) = 420 MPa
- f. Diameter tulangan sekang ($\emptyset$) = 8 mm
- g. Mutu tulangan sekang (f_y) = 280 MPa
- h. Selimut beton (p) = 20 mm
- i. Bentang balok (L) = 3000 mm

Dari hasil analisis struktur portal menggunakan *software* SAP 2000 didapatkan nilai momen, gaya lintang dan gaya torsi sebagai berikut :

M.tumpuan	= -11,287	kNm
M.lapangan	= 5,272	kNm
V.tumpuan	= 21,684	kN
V.lapangan	= 0,4	kN
Torsi	= 0,4	kN

3. Perhitungan tulangan balok bordes

a. Tulangan utama tumpuan

$$M_u = 11,287 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - p - \emptyset - \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 400 - 40 - 8 - \frac{1}{2} \cdot 16 \\ &= 344 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= p + \emptyset + \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 40 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 16 \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f'_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned} M_{n_{\text{kap}}} &= \rho_{\text{maks}} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{\text{maks}} \cdot d \cdot f_y}{f_c} \right) \\ &= 0,019 \cdot 200 \cdot 344 \cdot 420 \cdot \left(344 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 344 \cdot 420}{25} \right) \\ &= 153295736,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} M_R &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,80 \cdot 153,296 \\ &= 122,637 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($122,637 \text{ kNm} > 11,287 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}
 k_{\text{perlu}} &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\
 &= \frac{11,287 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 344^2} \\
 &= 0,596
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 0,596}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} \\
 &= 0,001
 \end{aligned}$$

$\rho < \rho_{\text{min}} < \rho_{\text{maks}}$, jadi digunakan ρ_{min}

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 0,003 \cdot 200 \cdot 344 = 206,4 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 2 D16 = 402,124 mm² > A_{Sperlu} = 206,4 mm²

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n \cdot D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

$\emptyset$ = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

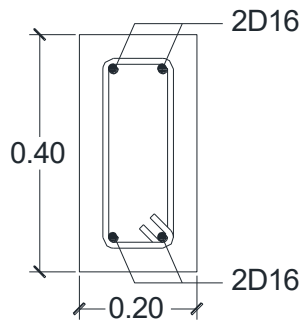
D = diameter tulangan utama

S_p = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$200 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 8 + 3 \cdot 16 + (2-1) S_p$$

$$S_p = 72 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$



Gambar 2. 76 Detail Penulangan Tumpuan Balok Bordes
(Sumber : Gambar Rencana)

b. Tulangan utama lapangan

$$M_u = 5,272 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - p - \emptyset - \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 400 - 40 - 8 - \frac{1}{2} \cdot 16 \\ &= 344 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= p + \emptyset + \frac{1}{2} \cdot D \\ &= 40 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 16 \\ &= 56 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek apakah balok harus menggunakan sistem tulangan rangkap atau cukup menggunakan sistem tulangan tunggal:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 17 < f'_c < 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_2 = 0,85 - \frac{0,05 \times (f'_c - 28)}{7} \quad \text{Untuk } 28 < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_3 = 0,65 \quad \text{Untuk } f'_c > 55 \text{ MPa}$$

maka untuk $f'_c = 25 \text{ MPa}$ digunakan $\beta = 0,85$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003$$

$$\begin{aligned} M_{n_{\text{kap}}} &= \rho_{\text{maks}} \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{0,59 \cdot \rho_{\text{maks}} \cdot d \cdot f_y}{f_c} \right) \\ &= 0,019 \cdot 200 \cdot 344 \cdot 420 \cdot \left(344 - \frac{0,59 \cdot 0,019 \cdot 344 \cdot 420}{25} \right) \\ &= 153295736,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}M_R &= \phi \cdot M_n \\&= 0,80 \cdot 153,296 \\&= 122,637 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Karena $M_R > M_U$ ($122,637 \text{ kNm} > 5,272 \text{ kNm}$), maka balok cukup menggunakan sistem tulangan tunggal.

$$\begin{aligned}K_{\text{perlu}} &= \frac{5,272 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 420 \cdot 344^2} \\&= 0,278\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \cdot \frac{420^2}{25} \cdot 0,278}}{1,18 \cdot \frac{420^2}{25}} \\&= 0,001\end{aligned}$$

$\rho < \rho_{\min} < \rho_{\max}$, jadi digunakan $\rho_{\min}$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,003 \cdot 200 \cdot 344 = 206,4 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan 2 D16 = $402,124 \text{ mm}^2 > A_{\text{Sperlu}} = 206,4 \text{ mm}^2$

Cek terhadap jarak pemasangan:

$S_p \geq 25 \text{ mm}$ (syarat jarak antar tulangan berdasarkan SNI 2847-2019)

$$b = 2p + 2\emptyset + n.D + (n-1) S_p$$

Dengan,

p = selimut beton

$\emptyset$ = diameter tulangan sengkang

n = jumlah tulangan satu baris

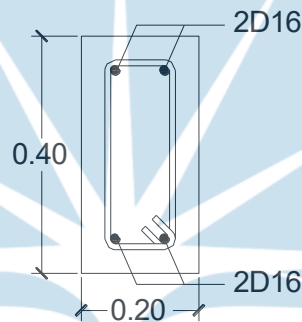
D = diameter tulangan utama

S_p = jarak bersih antar tulangan

Sehingga,

$$200 = 2 \cdot 40 + 2 \cdot 8 + 3 \cdot 16 + (2-1) S_p$$

$$S_p = 72 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$



Gambar 2. 77 Detail Penulangan Lapangan Balok Bordes
(Sumber : Gambar Rencana)

4. Perencanaan tulangan geser

Dengan perbandingan segitiga :

$$\begin{aligned} \frac{21,684 \text{ kN}}{1500} &= \frac{V_{U1}}{(1500 - d)} \\ V_{U1} &= \frac{21,684 \times (1500 - 344)}{1500} \\ &= 16,711 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas gaya geser yang disumbangkan beton dihitung dengan persamaan:

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 200 \cdot 344 \\ &= 57,333 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi.V_c &= 0,75 \cdot 57,333 \\ &= 43 \text{ kN}\end{aligned}$$

Cek perlu tulangan geser :

$V_{U1} = 16,711 \text{ kN} < \phi.V_c = 43 \text{ kN} \rightarrow$ Maka balok cukup menggunakan tulangan sengkang Ø8.

Berdasarkan persyaratan spasi sengkang dapat ditentukan :

✓ Spasi sengkang untuk memenuhi syarat kekuatan = 100 mm

✓ Spasi sengkang maksimum = $d/2 < 500 = d/2 = 342/2 = 171 \text{ mm}$

Maka dipasang sengkang Ø8 - 150 mm.

5. Perhitungan tulangan torsi

Pengaruh torsi diatur dalam SNI 2847 : 2019 Pasal 22.7.4 untuk komponen struktur *non – prategang* jika nilai $T_u < \phi T_u$ maka pengaruh torsi dapat diabaikan. Untuk balok bordes 200 x 400 besar gaya torsi maksimalnya (T_u) = 0,487 kNm. Maka :

$$A_{cp} = 200 \times 400 = 80000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (200 + 400) = 1200 \text{ mm}$$

Tahanan momen torsi (T_n)

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{0,487}{0,75} = 0,649 \text{ kNm}$$

Menentukan sifat taMPang datar yang diperlukan

$$X1 = 200 - 2 \times (40 + 8/2) = 112 \text{ mm}$$

$$Y1 = 400 - 2 \times (40 + 8/2) = 312 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = X1 \times Y1 = 112 \times 312 = 34944 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 34944 = 29702,4 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2 \times (X1 + Y1) = 2 \times (112 + 312) = 848 \text{ mm}$$

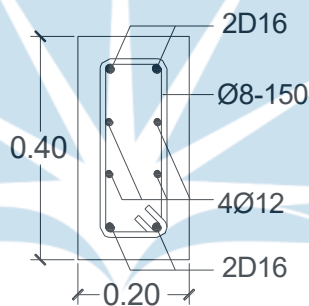
Nilai ditetapkan 45° karena merupakan struktur non pratekan, sehingga nilai $\cot = 1,0$.

Kebutuhan tulangan torsi arah longitudinal

$$\begin{aligned}
 A_l &= \frac{A_t}{s} \times Ph \times \frac{F_{yv}}{F_{y1}} \times \cot^2 \theta \\
 &= 0,039 \times 848 \times 280/420 \times 1^2 \\
 &= 22,048 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{l \text{ min}} &= \frac{5 \times \sqrt{25} \times 80000}{12 \times 240} = 22.048 \\
 &= 374,777 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dikarenakan $A_l < A_{l \text{ min}}$, maka digunakan $A_{l \text{ min}} = 374,777 \text{ mm}^2$. Tulangan torsi arah longitudinal (A_l) dipasang disisi tengah dan didistribusikan merata pada muka taMPang arah vertikal. Digunakan tulangan torsi 4 Ø12 = 452,389 $\text{mm}^2 > A_{l \text{ min}} = 374,777 \text{ mm}^2$.



Gambar 2. 78 Detail Penulangan Balok Bordes
(Sumber : Gambar Rencana)

2.7.7 Perencanaan pondasi tangga

Pada perencanaan ini data hasil penyelidikan tanah yang digunakan menggunakan hasil pengujian tes sondir dari Laboratorium Tanah Fakultas Teknik Universitas Wijayakusuma Purwokerto. Didapatkan data sondir sebagai berikut:

Tabel 2. 11 Data Sondir Titik Satu (S1)

Kedalaman (m)	Qc (kg/cm ²)
0.0	0
- 0.2	10
- 0.4	10
- 0.6	10
- 0.8	20
- 1.0	20
- 1.2	20
- 1.4	20
- 1.6	30
- 1.8	40
- 2.0	40
- 2.2	50
- 2.4	100
- 2.6	150

1. Data teknis perencanaan pondasi tangga

a. Material beton

- 1) Berat per unit volume = 2400 kg/m³
- 2) Mutu beton, f_c = 25 MPa
- 3) Modulus elastisitas, E_c = $4700 \sqrt{f_c}$ = 23500 MPa

b. Material baja tulangan

- 1) Besi tulangan ulir, f_y = 420 MPa
- 2) Besi tulangan polos, f_y = 280 MPa
- 3) Modulus elastisitas, E_c = 200000 MPa

2. Perencanaan pondasi tangga

Berdasarkan data hasil penyelidikan tanah dengan sondir, diketahui kedalaman tanah keras mencapai kedalaman 2,60 sampai 2,80 m dari muka tanah asli. Berikut perhitungan daya dukung tanah pada kedalaman 2,00 m dari MTA dengan $q_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ dengan metode L. Herminer, sebagai berikut:

$$Q_u = \frac{CR}{15} = \frac{40 \times 100}{15} = 266,66 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_i = \frac{Q_u}{S_f} = \frac{266,66}{2} = 133,33 \text{ kN/m}^2$$

Dengan :

Q_u = Daya dukung ultimate tanah (ton/m^2)

Q_i = Daya dukung ijin tanah (ton/m^2)

CR = Perlawanan ujung konus (cone resistant)

15 = Faktor reduksi

S_f = Faktor keamanan diambil (2)

a. Pondasi tangga

Perencanaan pondasi tangga $P_{u_{maks}}$ diambil berdasarkan gaya yang terjadi pada plat tangga. Didapatkan $P_u = 25,115 \text{ kN}$.

$$Q_i = \frac{P_u}{A}$$
$$133,33 = \frac{25,115}{A} = 0,188 \text{ m}^2$$

Pondasi tangga direncanakan berbentuk persegi panjang, sehingga

$$\sqrt{A} = P \text{ dan } L$$

$$\sqrt{0,148} = P \text{ dan } L$$

$$L = 0,434 \text{ m} \rightarrow 0,80 \text{ m}$$

Digunakan dimensi pondasi tangga = $1,50 \times 0,80 \times 0,30 \text{ m}$.

b. Pembebanan pondasi tangga

$$\begin{aligned} P_u \text{ maks} &= 25,115 \text{ kN} \\ \text{plat tangga} &= 1,50 \times 0,16 \times 1,70 \times 24 = 9,792 \text{ kN} \\ \text{plat pondasi} &= 1,50 \times 0,80 \times 0,30 \times 24 = 8,64 \text{ kN} \\ \text{Berat tanah} &= ((1,50 \times 0,80) - (1,50 \times 0,16)) \times 1,70 \times 17 = 27,744 \text{ kN} \\ \text{Total beban yang bekerja} \quad P_{\text{tot}} &= 71,291 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{71,291}{1,50 \times 0,80} = 59,409 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga, tegangan yang terjadi < σ_{ijin} . $59,409 \text{ kN/m}^2 < 133,33 \text{ kN/m}^2$.
maka pondasi aman digunakan karena memenuhi syarat keamanan.

c. Kontrol gaya geser pondasi tangga

$$\begin{aligned} H_t &= 300 \text{ mm} \\ D &= 16 \text{ mm} \\ T_s &= 40 \text{ mm} \\ d &= 300 - 40 - 16 = 244 \text{ mm} \\ G &= (800 - 160) / 2 - 244 = 76 \text{ mm} = 0,076 \text{ m} \end{aligned}$$

1) Kontrol pondasi terhadap tegangan geser satu arah

$$\begin{aligned} V_u &= p_u \times W \times G \\ &= 59,409 \times 1,50 \times 0,076 \\ &= 6,772 \text{ kN} \\ V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{25} \times 800 \times 244 \\ &= 162666,66 \text{ N} \\ \phi V_c &= 0,75 \times 162666,66 \times 10^{-3} \\ &= 122 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dikarenakan $V_u = 6,772 \text{ kN} < \phi V_c = 122 \text{ kN}$, Maka pondasi aman terhadap gaya geser pondasi satu arah.

d. Penulangan pondasi tangga

Data perhitungan tulangan:

$$H_t = 300 \text{ mm}$$

$$T_s = 40 \text{ mm}$$

$$D = 16 \text{ mm}$$

$$d = 244 \text{ mm}$$

$$\ell = (W - b)/2 = (800 - 160)/2 = 320 \text{ mm}$$

1) Menghitung momen

$$\begin{aligned} M_u &= 0,5 \times p_u \times \ell^2 \times W \\ &= 0,5 \times 59,409 \times 0,32^2 \times 1,00 \\ &= 3,042 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Menghitung kebutuhan tulangan

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} \\ &= 0.003 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0.025 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0.75 \times 0.025 \\ &= 0.019 \end{aligned}$$

$$K = 0,064 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{f_y - \sqrt{f_y^2 - 2.36 \times (f_y^2/f_c) \times k}}{1.18 \times (f_y^2/f_c)}$$

$$= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2.36 \times (420^2/25) \times 0.064}}{1.18 \times (420^2/25)}$$

$$= 0,00015$$

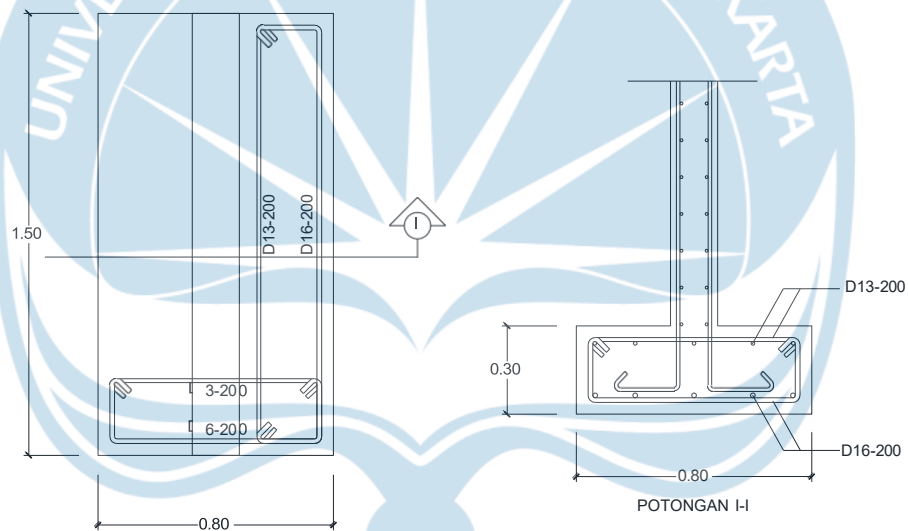
Jika $\rho < \rho_{\min} < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,003$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho_{\min} \times b \times d = 0,003 \times 1000 \times 204 = 732 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan pelat pondasi D16-200 dengan $A_s = 1005 \text{ mm}^2$.

Tulangan susut = $50\% \times 1005 \text{ mm}^2 = 502,5 \text{ mm}^2$.

Digunakan tulangan susut D13-200 dengan $A_s = 664 \text{ mm}^2$.



Gambar 2. 79 Detail Penulangan Balok Bordes

(Sumber : Gambar Rencana)

Perencanaan struktur bawah meliputi perhitungan pondasi sumuran dan *footplat*. Pada suatu struktur pondasi, pondasi sendiri mempunyai fungsi untuk meneruskan beban struktur bagian atas serta gaya-gaya yang bekerja ke tanah teMPat berdirinya bangunan.

Figure 1 is a detailed floor plan of the 1st floor of a building. The plan is organized on a grid with horizontal axes labeled A, B, C, D, and E, and vertical axes labeled 1, 2, 3, 4, 5, and 6. The overall dimensions are 24.00 units wide and 40.00 units deep. The plan shows various rooms, including a large central area labeled 'UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA' and a large circular area labeled 'ATMA JAYA'. The rooms are numbered 1 through 10. The plan includes dimensions for each room and the overall building footprint. The rooms are arranged in a grid pattern, with some rooms having specific labels like 'FP1 & PS1' and 'FP2 & PS2'. The plan also shows a large circular area in the center, which is part of the building's design. The overall layout is symmetrical and well-organized.

184

2.8.2 Data tanah

Pada perencanaan ini data hasil penyelidikan tanah yang digunakan menggunakan hasil pengujian tes sondir dari Laboratorium Tanah Fakultas Teknik Universitas Wijayakusuma Purwokerto. Didapatkan data sondir sebagai berikut:

1. Data sondir titik satu (S1)

Tabel 2. 12 Data Sondir Titik Satu (S1)

Kedalaman (m)	Qc (kg/cm ²)
0.0	0
- 0.2	10
- 0.4	10
- 0.6	10
- 0.8	20
- 1.0	20
- 1.2	20
- 1.4	20
- 1.6	30
- 1.8	40
- 2.0	40
- 2.2	50
- 2.4	100
- 2.6	150

2. Data sondir titik 2 (S2)

Tabel 2. 13 Data Sondir Titik Dua (S2)

Kedalaman (m)	Qc (kg/cm ²)
0.0	0
- 0.2	10
- 0.4	10
- 0.6	20
- 0.8	30
- 1.0	20
- 1.2	20
- 1.4	10
- 1.6	20
- 1.8	30
- 2.0	50
- 2.2	80
- 2.4	100
- 2.6	120
- 2.8	150

2.8.3 Data teknis perencanaan pondasi

a. Material beton

- 1) Berat per unit volume = 2400 kg/m³
- 2) Mutu beton, f_c = 25 MPa
- 3) Modulus elastisitas, E_c = $4700 \sqrt{f_c}$ = 23500 MPa

b. Material baja tulangan

- 1) Besi tulangan ulir, f_y = 420 MPa
- 2) Besi tulangan polos, f_y = 280 MPa
- 3) Modulus elastisitas, E_c = 200000 MPa

2.8.4 Perencanaan pondasi *footplat*

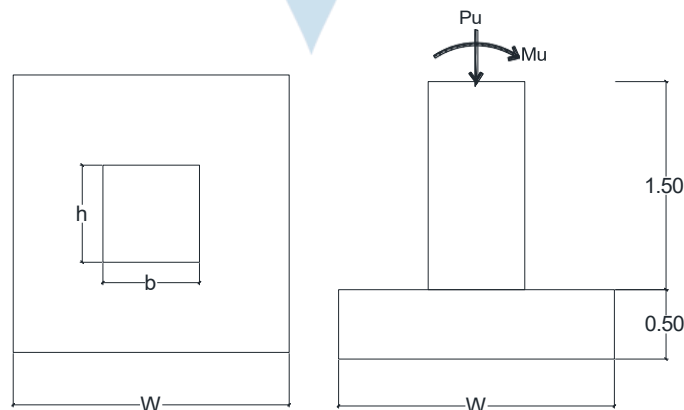
Berdasarkan data hasil penyelidikan tanah dengan sondir, diketahui kedalaman tanah keras mencapai kedalaman 2,60 saMPai 2,80 m dari muka tanah asli. Berikut perhitungan daya dukung tanah pada kedalaman 2,80 m dari MTA dengan $q_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ dengan metode L. Herminer, sebagai berikut:

$$Q_u = \frac{CR}{15} = \frac{150 \times 100}{15} = 1000 \text{ kN/m}^2$$
$$Q_i = \frac{Q_u}{S_f} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ kN/m}^2$$

1. Perencanaan *footplat* FP1

Perencanaan *footplat* FP1 $P_{u\text{maks}}$ diambil berdasarkan gaya yang terjadi pada kolom K1. Didapatkan $P_u = 1543,558 \text{ kN}$.

a. Perhitungan dimensi *footplat* FP1



Gambar 2. 81 Perencanaan Footplat FP1
(Sumber : Gambar Rencana)

$$Q_i = \frac{P_u}{A}$$

$$500 = \frac{1543,558}{A} = 3,087 \text{ m}^2$$

Footplat direncanakan berbentuk bujur sangkar, sehingga

$$\sqrt{A} = P \text{ dan } L$$

$$\sqrt{3,087} = P \text{ dan } L$$

$$P \text{ dan } L = 1,757 \text{ m} \rightarrow 2,00 \text{ m}$$

Digunakan dimensi *footplat* tipe FP1 = 2,00 x 2,00 x 0,5 m

b. Pembebanan pondasi

1) P_u maks		= 1543,558 kN
2) B_s Kolom	= 0,7 x 0,7 x 1,5 x 24	= 17,64 kN
3) B_s Pelat	= 2,00 x 2,00 x 0,5 x 24	= 48 kN
4) Berat tanah	= (2,00 ² - (0,7 x 0,7)) x 1,5 x 17	= 89,505 kN
Total beban yang bekerja	P_{tot}	= 1698,703 kN

Tegangan yang terjadi, p_u

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{1698,703}{2,00 \times 2,00} = 424,676 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga, tegangan yang terjadi < σ_{ijin} . 424,676 kN/m² < 500 kN/m².
maka pondasi aman digunakan karena memenuhi syarat keamanan.

c. Kontrol gaya geser pondasi FP1

$$H_t = 500 \text{ mm}$$

$$D = 19 \text{ mm}$$

$$T_s = 80 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 80 - 19 = 401 \text{ mm}$$

$$G = (2000 - 700) / 2 - 401 = 249 \text{ mm} = 0,249 \text{ m}$$

2) Kontrol pondasi terhadap tegangan geser satu arah

$$V_u = p_u \times W \times G$$

$$= 424,676 \times 2,00 \times 0,249$$

$$= 211,489 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\
 &= 1/6 \times \sqrt{25} \times 2000 \times 401 \\
 &= 668333,33 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0,75 \times 668333,33 \times 10^{-3} \\
 &= 501,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

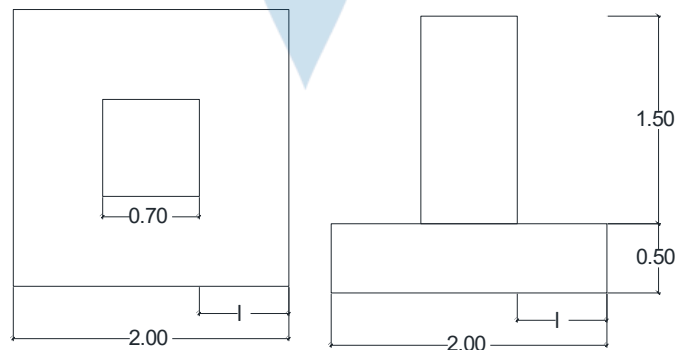
Dikarenakan $V_u = 211,489 \text{ kN} < \phi V_c = 501,25 \text{ kN}$, Maka pondasi aman terhadap gaya geser pondasi satu arah.

3) Kontrol pondasi terhadap tegangan geser dua arah

$$\begin{aligned}
 B &= \text{Lebar Kolom} + d \\
 &= 700 + 401 \\
 &= 1101 \text{ mm} \\
 V_u &= p_u \times (W^2 - B^2) \\
 &= 424,676 \times (2,00^2 - 1,101^2) \\
 &= 1183,911 \text{ kN} \\
 V_c &= 4 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\
 &= 4 \times \sqrt{25} \times 4404 \times 401 \\
 &= 35320080 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0.75 \times 35320080 \times 10^{-3} \\
 &= 26490,06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dikarenakan $V_u = 1183,911 \text{ kN} < \phi V_c = 26490,06 \text{ kN}$, Maka pondasi aman terhadap gaya geser pondasi dua arah.

d. Penulangan *footplat* FP1



Gambar 2. 82 Desain Penulangan Footplat FP1
(Sumber : Gambar Rencana)

Data perhitungan tulangan:

$$H_t = 500 \text{ mm}$$

$$T_s = 80 \text{ mm}$$

$$D = 19 \text{ mm}$$

$$d = 401 \text{ mm}$$

$$\ell = (W - b)/2 = (2000 - 700)/2 = 650 \text{ mm}$$

3) Menghitung momen

$$\begin{aligned} M_u &= 0,5 \times p_u \times \ell^2 \times W \\ &= 0,5 \times 424,676 \times 0,4225^2 \times 1,00 \\ &= 89,713 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4) Menghitung kebutuhan tulangan

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} \\ &= 0,003 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,025 \\ &= 0,019 \end{aligned}$$

$$k = \left(\frac{M_u}{\phi b \times d^2} \right) = \left(\frac{89,713 \times 10^6}{0.8 \times 1000 \times 401^2} \right)$$

$$= 0,697 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{f_y - \sqrt{f_y^2 - 2.36 \times (f_y^2/f_c) \times k}}{1.18 \times (f_y^2/f_c)}$$

$$= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2.36 \times (420^2/25) \times 0,697}}{1,18 \times (420^2/25)}$$

$$= 0,002$$

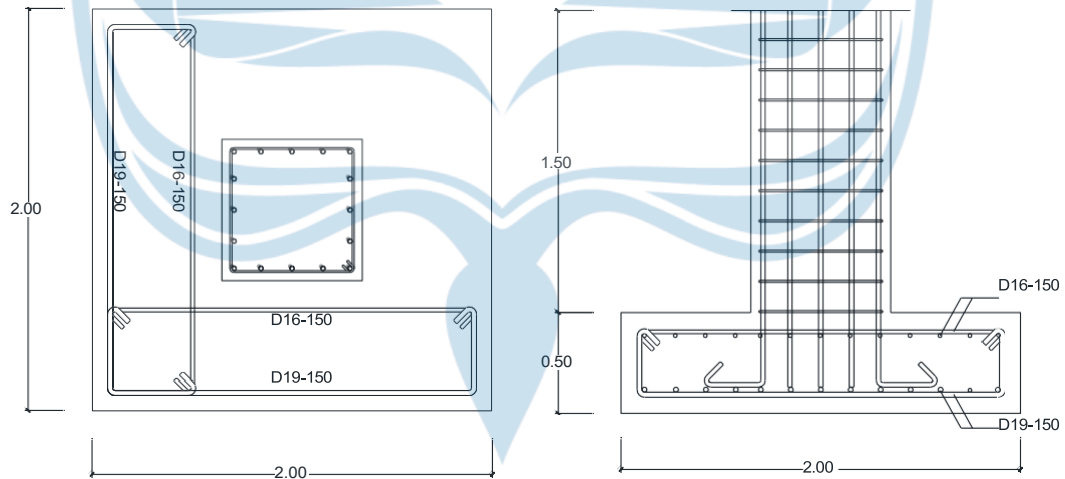
Jika $\rho < \rho_{\min} < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,003$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho_{\min} \times b \times d = 0,003 \times 1000 \times 401 = 1203 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan pelat pondasi D19-150 dengan $A_s = 1809 \text{ mm}^2$.

Tulangan susut = $50\% \times 1809 \text{ mm}^2 = 904,5 \text{ mm}^2$.

Digunakan tulangan susut D16-150 dengan $A_s = 1340 \text{ mm}^2$.



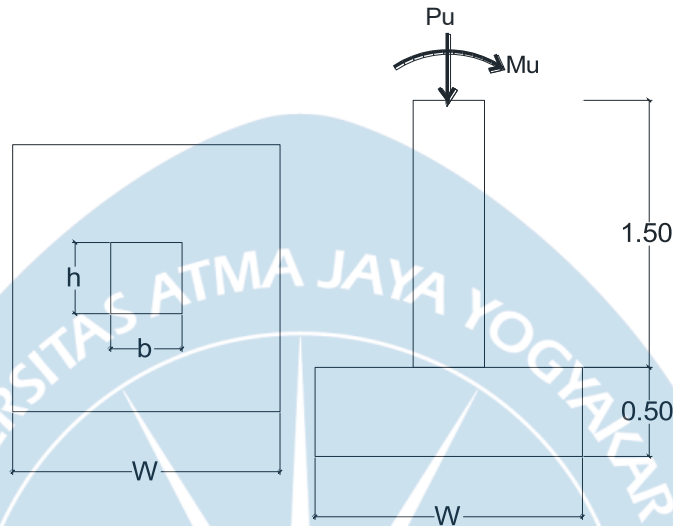
Gambar 2. 83 Penulangan Footplat FP1

(Sumber : Gambar Rencana)

2. Perencanaan *footplat* FP2

Perencanaan *footplat* FP2 $P_{u_{maks}}$ diambil berdasarkan gaya yang terjadi pada kolom K2. Didapatkan $P_u = 802,449$ kN.

a. Perhitungan dimensi *footplat* FP2



Gambar 2. 84 Perencanaan Footplat FP2

(Sumber : Gambar Rencana)

$$Q_i = \frac{P_u}{A}$$

$$500 = \frac{802,449}{A} = 1,605 \text{ m}^2$$

Footplat direncanakan berbentuk bujur sangkar, sehingga

$$\sqrt{A} = P \text{ dan } L$$

$$\sqrt{1,611} = P \text{ dan } L$$

$$P \text{ dan } L = 1,267 \text{ m} \rightarrow 1,5 \text{ m}$$

Digunakan dimensi *footplat* tipe FP2 = 1,5 x 1,5 x 0,5 m

b. Pembebanan pondasi

$$1) P_u \text{ maks} = 802,449 \text{ kN}$$

$$2) B_s \text{ Kolom} = 0,4 \times 0,4 \times 1,5 \times 24 = 5,76 \text{ kN}$$

$$3) B_s \text{ Pelat} = 1,5 \times 1,5 \times 0,5 \times 24 = 27 \text{ kN}$$

$$4) \text{ Berat tanah} = (1,5^2 - (0,4 \times 0,4)) \times 1,5 \times 17 = 53,295 \text{ kN}$$

$$\text{Total beban yang bekerja} \quad P_{tot} = 888,504 \text{ kN}$$

Tegangan yang terjadi, p_u

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{888,504}{1,5 \times 1,5} = 394,891 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga, tegangan yang terjadi $< \sigma_{ijin}$. $394,891 \text{ kN/m}^2 < 500 \text{ kN/m}^2$.
maka pondasi aman digunakan karena memenuhi syarat keamanan.

c. Kontrol gaya geser pondasi FP2

$$H_t = 500 \text{ mm}$$

$$D = 19 \text{ mm}$$

$$T_s = 80 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 80 - 19 = 401 \text{ mm}$$

$$G = (1500 - 400)/2 - 401 = 149 \text{ mm} = 0,149 \text{ m}$$

1) Kontrol pondasi terhadap tegangan geser satu arah

$$\begin{aligned} V_u &= p_u \times W \times G \\ &= 394,891 \times 1,5 \times 0,149 \\ &= 88,258 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{25} \times 1500 \times 401 \\ &= 501250 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 501250 \times 10^{-3} \\ &= 375,938 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dikarenakan $V_u = 88,258 \text{ kN} < \phi V_c = 375,938 \text{ kN}$, Maka pondasi aman terhadap gaya geser pondasi satu arah.

2) Kontrol pondasi terhadap tegangan geser dua arah

$$\begin{aligned} B &= \text{Lebar Kolom} + d \\ &= 400 + 401 \\ &= 801 \text{ mm} \end{aligned}$$

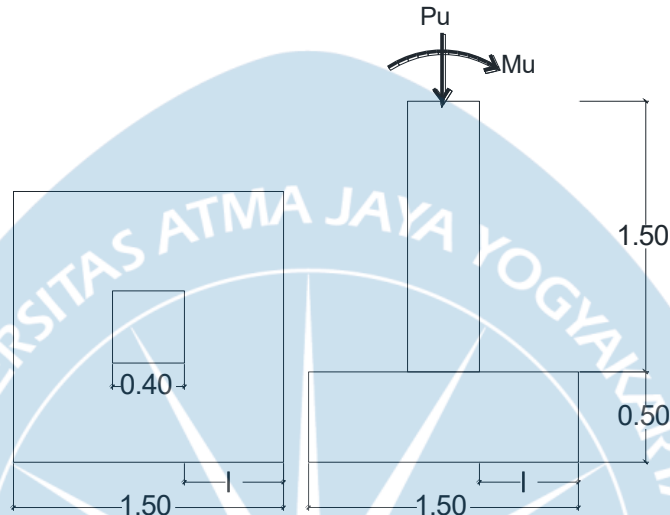
$$\begin{aligned} V_u &= p_u \times (W^2 - B^2) \\ &= 394,891 \times (1,5^2 - 0,801^2) \\ &= 635,142 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 4 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ &= 4 \times \sqrt{25} \times 3204 \times 401 \\ &= 25696080 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.75 \times 25696080 \times 10^{-3} \\ &= 19272,06 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dikarenakan $V_u = 635,142 \text{ kN} < \phi V_c = 19272,06 \text{ kN}$, Maka pondasi aman terhadap gaya geser pondasi dua arah.

d. Penulangan *footplat* FP2



Gambar 2. 85 Desain Penulangan Footplat FP2
(Sumber : Gambar Rencana)

Data perhitungan tulangan:

$$\begin{aligned}H_t &= 500 \text{ mm} \\ T_s &= 80 \text{ mm} \\ D &= 19 \text{ mm} \\ d &= 401 \text{ mm} \\ \ell &= (W - b)/2 = (1500 - 400)/2 = 550 \text{ mm}\end{aligned}$$

1) Menghitung momen

$$\begin{aligned}M_u &= 0.5 \times p_u \times \ell^2 \times W \\ &= 0.5 \times 394,891 \times 0,55^2 \times 1 \\ &= 59,727 \text{ kNm}\end{aligned}$$

2) Menghitung kebutuhan tulangan

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} \\ &= 0.003\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{balance} &= \frac{0.85 \times \beta \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0.025\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{maks} &= 0.75 \times \rho_{balance} \\ &= 0.75 \times 0.025 \\ &= 0.019\end{aligned}$$

$$k = 0.464 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{f_y - \sqrt{f_y^2 - 2.36 \times (f_y^2/f_c) \times k}}{1.18 \times (f_y^2/f_c)} \\ &= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2.36 \times (420^2/25) \times 0.464}}{1.18 \times (420^2/25)} \\ &= 0.001\end{aligned}$$

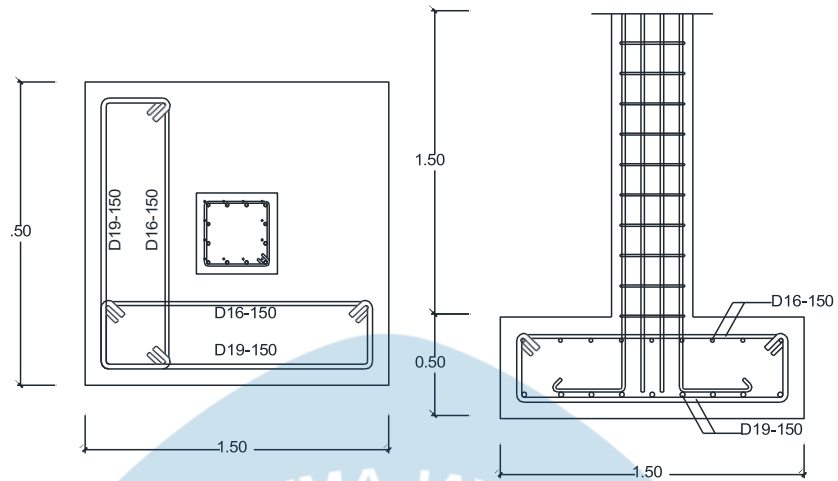
Jika $\rho < \rho_{min} < \rho_{maks}$, maka digunakan $\rho_{min} = 0.003$

$$A_{Sperlu} = \rho_{min} \times b \times d = 0.003 \times 1000 \times 401 = 1203 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan pelat pondasi D19-150 dengan $A_s = 1809 \text{ mm}^2$.

Tulangan susut = $50\% \times 1809 \text{ mm}^2 = 904.5 \text{ mm}^2$.

Digunakan tulangan susut D16-150 dengan $A_s = 1340 \text{ mm}^2$.



Gambar 2. 86 Penulangan Footplat FP2
(Sumber : Gambar Rencana)

2.8.5 Perencanaan pondasi sumuran

1. Perencanaan pondasi sumuran PS1

Perhitungan tebal dinding pondasi sumuran PS1 Data perhitungan:

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

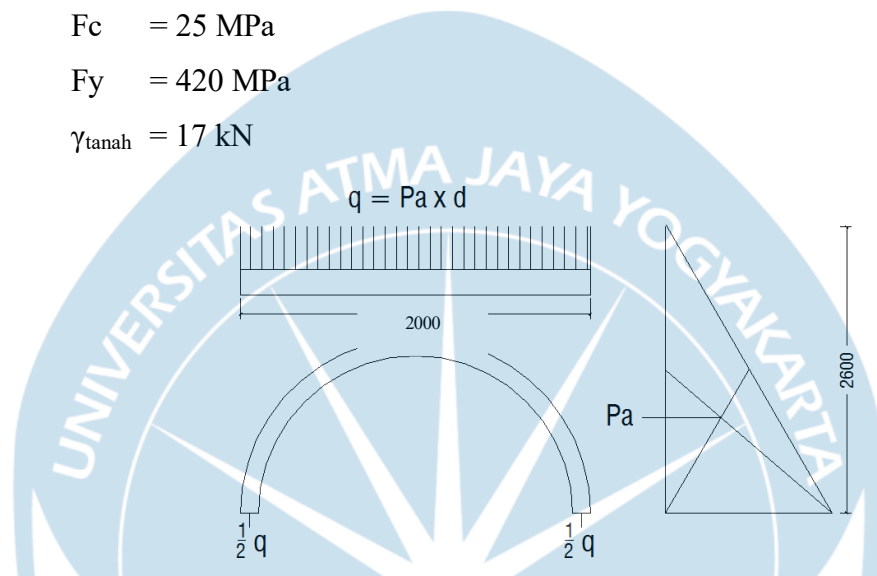
$$H = 3000 \text{ mm}$$

$$D_t = 16 \text{ mm}$$

$$F_c = 25 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 17 \text{ kN}$$



Gambar 2. 87 Perhitungan tebal dinding pondasi sumuran PS1
(Sumber : Gambar Rencana)

$$\text{Tegangan ijin beton (beton)} = 0,85 \times f_c$$

$$= 0,85 \times 25$$

$$= 21,5 \text{ MPa} = 21250 \text{ kN/m}^2$$

$$P_a = 0,5 \times \gamma_{\text{tanah}} \times h^2 \times \lambda_a$$

$$\lambda_a = \tan^2 \times (45 - \phi/2)$$

ϕ diasumsikan 2% dari q_c , sehingga

$$\phi = 0,02 \times 150$$

$$= 3^\circ$$

$$\lambda_a = \tan^2 \times (45 - 3/2)$$

$$= 0,901$$

$$P_a = 0,5 \times 17 \times 3,00^2 \times 0,901$$

$$= 68,891 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 t &= \frac{Pa \times D}{2 \times H \times \bar{\sigma}_{\text{beton}}} \\
 &= \frac{68,891 \times 2,65 \times 10^4}{2 \times 3,00 \times 21250} \\
 &= 10,806 \text{ cm} \rightarrow \text{Tebal diambil } t = 15 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

b. Penulangan dinding pondasi sumuran PS1

$$\begin{aligned}
 W_u = Pa &= 68,891 \text{ kN/m} \\
 M_{\text{maks}} &= 1/8 \times W_u \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 68,891 \times 2,00^2 \\
 &= 34,446 \text{ kNm} \\
 d_{\text{sumuran}} &= h - p - 0,5Dt \\
 &= 300 - 75 - 0,5 \times 16 \\
 &= 217 \text{ mm} \\
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{420} \\
 &= 0,003 \\
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\
 &= 0,025 \\
 \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0,75 \times 0,025 \\
 &= 0,019
 \end{aligned}$$

$$k = \left(\frac{M_u}{\phi b \times d^2} \right) = \left(\frac{34,446 \times 10^6}{0,8 \times 1000 \times 217^2} \right)$$

$$= 0,914 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{f_y - \sqrt{f_y^2 - 2,36 \times (f_y^2/f_c) \times k}}{1,18 \times (f_y^2/f_c)}$$

$$= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \times (420^2/25) \times 0,914}}{1,18 \times (420^2/25)}$$

$$= 0,002$$

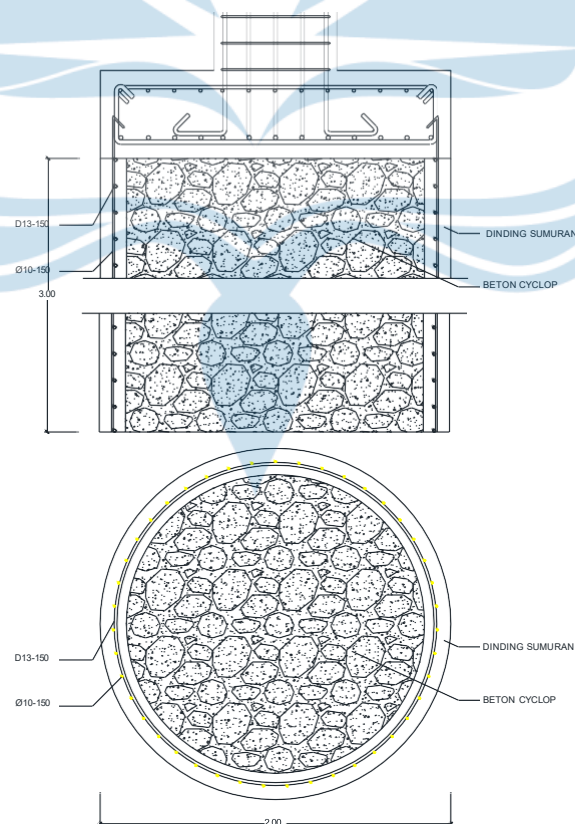
Jika $\rho < \rho_{\min} < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,003$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \times b \times d = 0,003 \times 1000 \times 217 = 651 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan sumuran D13-150 mm dengan $A_s = 885 \text{ mm}^2$.

Tulangan bagi = $50\% \times 885 = 442,5 \text{ mm}^2$.

Digunakan tulangan bagi Ø10-150 dengan $A_s = 524 \text{ mm}^2$.



Gambar 2. 88 Detail pondasi sumuran PS1
(Sumber : Gambar Rencana)

2. Perencanaan pondasi sumuran PS2

a. Perhitungan tebal dinding pondasi sumuran PS2 Data perhitungan:

$$D = 1500 \text{ mm}$$

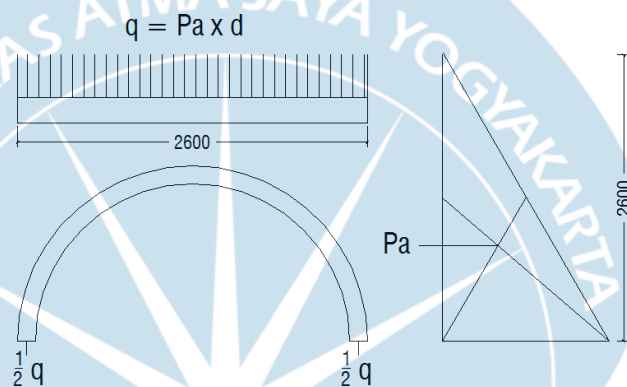
$$H = 3000 \text{ mm}$$

$$D_t = 16 \text{ mm}$$

$$F_c = 25 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 17 \text{ kN}$$



Gambar 2. 89 Perhitungan tebal dinding pondasi sumuran PS2
(Sumber : Gambar Rencana)

$$\begin{aligned} \text{Tegangan ijin beton (beton)} &= 0,85 \times f_c \\ &= 0,85 \times 25 \\ &= 21,5 \text{ MPa} = 21250 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Pa = 0,5 \times \gamma_{\text{tanah}} \times h^2 \times \lambda_a$$

$$\lambda_a = \tan^2 \times (45 - \phi/2)$$

ϕ diasumsikan 2% dari q_c , sehingga

$$\begin{aligned} \phi &= 0,02 \times 150 \\ &= 3^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_a &= \tan^2 \times (45 - 3/2) \\ &= 0,901 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa &= 0,5 \times 17 \times 3,00^2 \times 0,901 \\ &= 68,891 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t &= \frac{Pa \times D}{2 \times H \times \bar{\sigma}_{\text{beton}}} \\
 &= \frac{68,891 \times 1,5 \times 10^4}{2 \times 3,00 \times 21250} \\
 &= 8,105 \text{ cm} \rightarrow \text{Tebal diambil } t = 15 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

b. Penulangan dinding pondasi sumuran PS2

$$W_u = P_a = 68,891 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{maks}} &= 1/8 \times W_u \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 68,891 \times 1,5^2 \\
 &= 19,376 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_{\text{sumuran}} &= h - p - 0,5Dt \\
 &= 300 - 75 - 0,5 \times 16 \\
 &= 217 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{1,4}{420}$$

$$= 0,003$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,025$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0,75 \times 0,025$$

$$= 0,019$$

$$k = \left(\frac{M_u}{\phi b \times d^2} \right) = \left(\frac{19,376 \times 10^6}{0,8 \times 1000 \times 217^2} \right)$$

$$= 0,514 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{f_y - \sqrt{f_y^2 - 2,36 \times (f_y^2/f_c) \times k}}{1,18 \times (f_y^2/f_c)}$$

$$= \frac{420 - \sqrt{420^2 - 2,36 \times (420^2/25) \times 0,514}}{1,18 \times (420^2/25)}$$

$$= 0,001$$

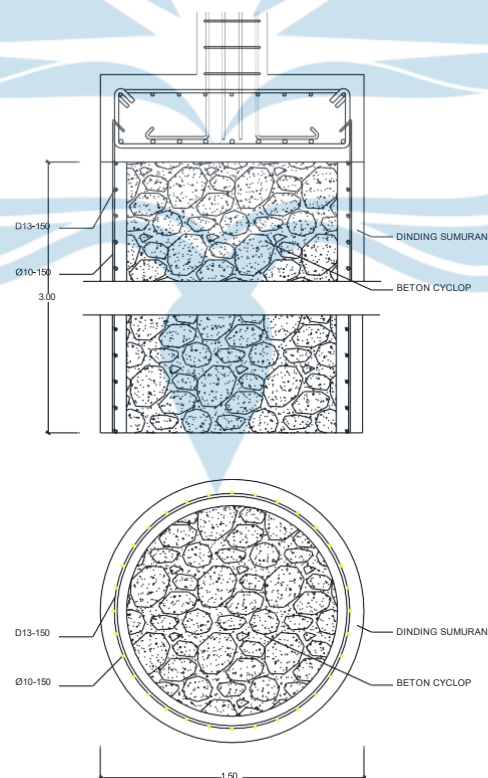
Jika $\rho < \rho_{\min} < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,003$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \times b \times d = 0,003 \times 1000 \times 217 = 651 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan sumuran D13-150 mm dengan $A_s = 885 \text{ mm}^2$.

Tulangan bagi = $50\% \times 885 = 442,5 \text{ mm}^2$.

Digunakan tulangan bagi Ø10-150 dengan $A_s = 524 \text{ mm}^2$.



Gambar 2. 90 Detail pondasi sumuran PS2
(Sumber : Gambar Rencana)