

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Pendahuluan

Struktur atas merupakan seluruh bagian struktur di atas permukaan tanah yang akan saling terintegrasi mengupayakan kekuatan struktur dan kemudian menyalurkannya kepada struktur di bawah permukaan tanah atau struktur bawah. Struktur atas terdiri dari pelat, kolom, balok, tangga, atap, dan lain sebagainya. Berdasarkan jenis material yang membentuk sebuah struktur bangunan, konstruksi bangunan dapat terbagi menjadi beberapa jenis, yaitu:

- a. Struktur Kayu, struktur bangunan bermaterialkan kayu sebagai penyusun utamanya.
- b. Struktur Baja, struktur bangunan yang penyusun utamanya merupakan komponen baja.
- c. Struktur Beton Bertulang, struktur bangunan yang material pembentuk utamanya adalah beton.
- d. Struktur Komposit atau Gabungan, struktur yang menggabungkan material kayu, baja, dan/atau beton bertulang agar konstruksi lebih kuat.

Perencanaan struktur atas bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik akan dilakukan dengan perhitungan sebagai berikut:

- a. Perencanaan Atap
- b. Perencanaan Bangunan Tahan Gempa
- c. *Preliminary Design*
- d. Perencanaan Tangga dan Pelat Lantai
- e. Pembebanan Struktur
- f. Pemodelan Struktur
- g. Perencanaan Balok
- h. Perencanaan Kolom
- i. Hubungan Balok Kolom

Struktur yang digunakan dalam perencanaan atap adalah struktur baja sedangkan, struktur untuk perencanaan kolom, balok, tangga, dan pelat menggunakan struktur beton bertulang. Adapun beberapa kelebihan dalam penggunaan struktur beton bertulang adalah sebagai berikut:

1. Memiliki kekuatan tekan yang relatif tinggi
2. Memiliki ketahanan terhadap api lebih baik daripada baja
3. Lebih tahan lama dengan biaya perawatan yang rendah
4. Bisa dicetak sesuai bentuk yang dibutuhkan, biasanya struktur ini banyak tersedia dalam bentuk *precast*

2.2 Perencanaan Atap

Atap bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik direncanakan menggunakan struktur baja dengan jenis baja konvensional dengan bentuk atap pelana. Baja konvensional dipilih sebagai material rangka atap karena memiliki kelebihan sebagai berikut:

- a. Material baja memiliki kekuatan yang lebih tinggi dibandingkan dengan material lain yang membuat berat sendiri dari atap cenderung lebih kecil.
- b. Baja memiliki sifat daktil yang tinggi.
- c. Tingkat keawetan baja lebih tinggi dibandingkan kayu dikarenakan baja tidak akan lapuk dan tidak akan dimakan oleh rayap.
- d. Elemen baja mudah untuk disambungkan menggunakan baut atau metode las sehingga pengerjaannya cenderung lebih cepat. (Setiawan, 2008)

Baja konvensional memiliki beberapa bentuk profil diantaranya adalah profil WF, profil H *beam*, profil kanal, profil siku dan lainnya sesuai tabel konstruksi baja oleh *American Institute of Steel Construction*. Perhitungan atap dengan struktur baja direncanakan memenuhi pedoman yang berlaku yaitu PPPURG 1987, SNI 1727:2020 dan SNI 1729:2020. Kombinasi pembebanan berlaku sesuai SNI 1727:2020 yaitu:

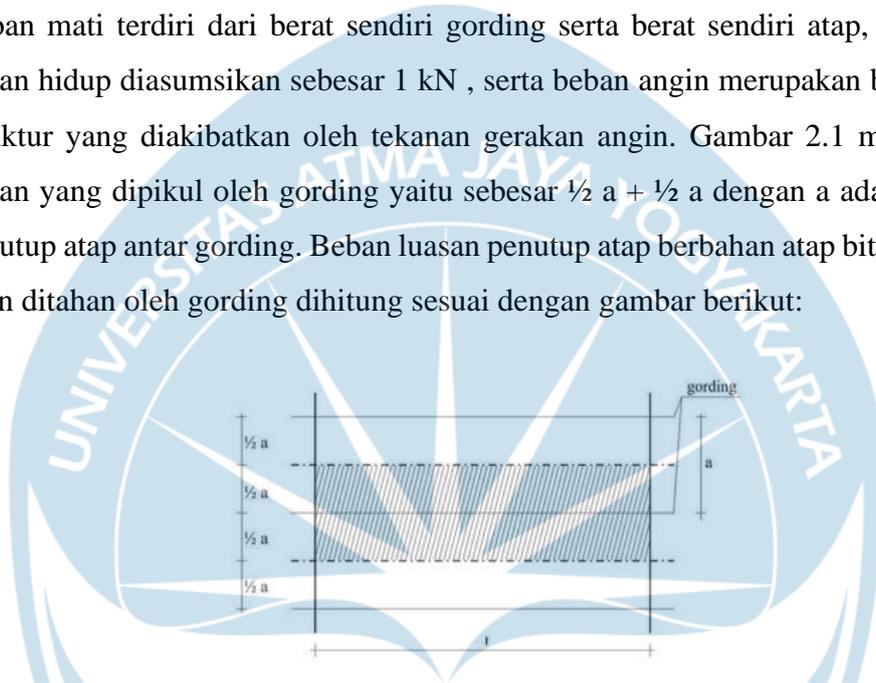
1. $1,4 D$
2. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W)$
4. $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5. $0,9 D + 1,0 W$

Perhitungan rencana atap dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Perencanaan gording dan pembebanan kuda-kuda
2. Elemen kuda-kuda
3. Perhitungan sambungan kuda-kuda

2.2.1 Perencanaan Gording dan Pembebanan Kuda - Kuda

Gording pada atap berfungsi mengikat setiap kuda – kuda agar tetap pada perletakkannya. Gording juga memiliki tugas untuk merubah beban merata menjadi beban terpusat yang akan ditahan oleh kuda – kuda. Kekuatan struktur gording akan dianalisis dengan mempertimbangkan beban mati, beban hidup, dan beban angin. Beban mati terdiri dari berat sendiri gording serta berat sendiri atap, sedangkan beban hidup diasumsikan sebesar 1 kN , serta beban angin merupakan beban pada struktur yang diakibatkan oleh tekanan gerakan angin. Gambar 2.1 menunjukkan beban yang dipikul oleh gording yaitu sebesar $\frac{1}{2} a + \frac{1}{2} a$ dengan a adalah luasan penutup atap antar gording. Beban luasan penutup atap berbahan atap bitumen yang akan ditahan oleh gording dihitung sesuai dengan gambar berikut:



Gambar 2.1 Ilustrasi beban yang dipikul oleh gording

Perencanaan gording akan menggunakan baja profil tipe *channels*/kanal dengan mutu baja BJ 37 sesuai SNI 03-1729-2002 yang dijabarkan pada Tabel 2.1. Besar tegangan leleh (f_y) dan tegangan putus (f_u) pada perencanaan ini tidak melebihi dari nilai yang ditetapkan oleh SNI 03-1729-2002.

Tabel 2.1 Sifat mekanis baja struktural berdasarkan SNI 03-1729-2002

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, f_u (MPa)	Tegangan leleh minimum, f_y (MPa)	Peregangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

2.2.1.1 Bangunan Galeri

Bangunan Galeri memiliki tinggi bangunan sebesar dua lantai namun, beberapa bagian bangunan hanya memiliki satu lantai oleh karena itu, maka perhitungan bangunan Galeri akan dibagi sesuai dengan ketinggian lantai. Bangunan Galeri memiliki tinggi bangunan sebesar dua lantai namun, beberapa bagian bangunan hanya memiliki satu lantai oleh karena itu, maka perhitungan bangunan Galeri akan dibagi sesuai dengan ketinggian lantai. Bangunan Galeri lantai satu adalah bangunan Galeri yang hanya memiliki satu lantai sedangkan bangunan Galeri lantai dua merupakan bangunan dengan dua tingkatan lantai. Adapun data struktur pada bangunan Galeri adalah sebagai berikut:

a) Bangunan Galeri Lantai 1

C150×65×20 dengan tebal 2,5 mm

Jarak antar gording : 1,57 m

Jarak antar kuda - kuda : 5 m

Profil baja : Baja *Channels*/kanal

Material penutup atap : Bitumen

Massa atap bitumen : 40 kg/m²

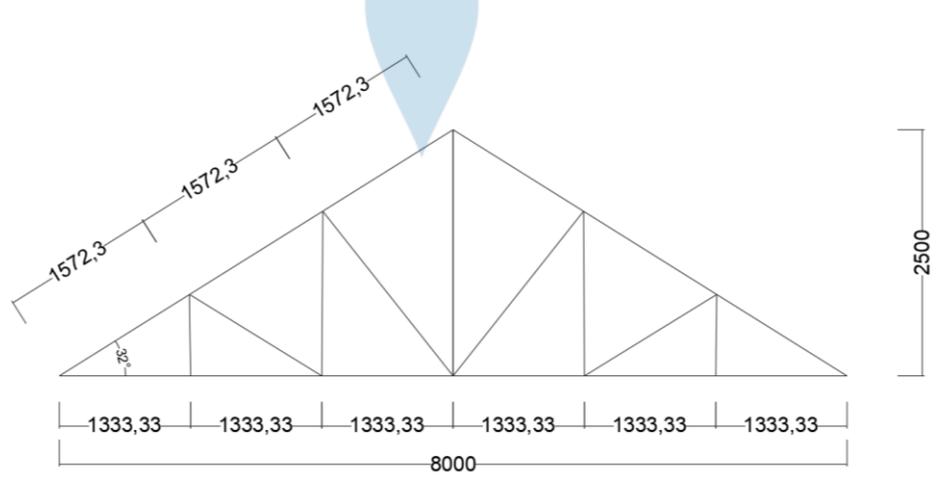
Massa plafond : 20 kg/m²

Berat gording : 5,96 kg/m

Mutu baja : BJ 37

Tiupan angin : 0,25 kN/m²

Kemiringan atap (θ) : 32°



Gambar 2.2 Kuda – kuda 8 meter

Kuda-kuda akan dirancangkan seperti pada Gambar 2.2. Data di atas akan digunakan dalam perhitungan perencanaan gording pada bangunan Galeri lantai satu dengan kuda-kuda sepanjang 8 meter. Gording direncanakan dengan langkah sebagai berikut:

1. Perhitungan pembebanan gording

Beban mati gording terdiri dari berat sendiri gording, berat atap dan berat plafond sedangkan beban hidup akan diambil sebesar 1,0 kN mewakili beban pekerja dan beban hujan yang akan ditahan oleh gording.

- Berat sendiri gording = 5,96 kg
= 0,0596 kN/m²
- Berat atap = $\frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$
= $\frac{1,57}{\cos 32} \times 0,4$
= 0,7405 kN/m²
- Berat plafond = jarak antar gording \times berat plafond
= 1,57 \times 0,2
= 0,314 kN/m²
- Total beban mati (D) = rencana gording q
= 1,1141 kN/m²
- Beban hidup (L) diambil sebesar 1,0 kN.

2. Perhitungan momen rencana gording

- Berat sendiri gording dengan arah sumbu 2

$$\begin{aligned}
 M_{3,D} &= \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 1,1141 \times \cos 32^\circ \times 5^2 \\
 &= 2,9526 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{3,L} &= \frac{1}{4} \times p \times \cos \alpha \times L \\
 &= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 32^\circ \times 5 \\
 &= 1,0601 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan diambil berdasarkan SNI 1727:2020 yaitu 1,4 D dan 1,2 D + 1,6 L, maka momen ultimit yang bekerja pada gording adalah sebesar

$$M_{3,U} = 1,4 \times M_{3,D}$$

$$= 1,4 \times 2,9526$$

$$= 4,1336 \text{ kNm}$$

$$M_{3,U} = 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L}$$

$$= 1,2 \times 2,9526 + 1,6 \times 1,0601$$

$$= 5,2392 \text{ kNm}$$

Dipilih nilai $M_{3,U}$ yang terbesar yaitu $M_{3,U} = 5,2392 \text{ kN/m}^2$

- Berat sendiri gording arah sumbu 3

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 1,1141 \times \sin 32^\circ \times \left(\frac{5}{3}\right)^2$$

$$= 0,2050 \text{ kNm}$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} \times p \times \sin \alpha \times \frac{L}{3}$$

$$= \frac{1}{4} \times 1 \times \sin 32^\circ \times \frac{5}{3}$$

$$= 0,2208 \text{ kNm}$$

Momen ultimit arah sumbu 3 adalah sebesar

$$M_{2,U} = 1,4 \times M_{3,D}$$

$$= 1,4 \times 0,2050$$

$$= 0,2870 \text{ kNm}$$

$$M_{2,U} = 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L}$$

$$= 1,2 \times 0,2050 + 1,6 \times 0,2208$$

$$= 0,5993 \text{ kNm}$$

Dipilih nilai momen ultimit terbesar yaitu $M_{2,U} = 0,5993 \text{ kNm}$

3. Pemeriksaan tegangan sesuai profil yang akan digunakan

Profil yang digunakan dinyatakan aman apabila memenuhi persyaratan berikut:

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_w} \leq F_y, \text{ dengan nilai } \phi = 0,9$$

Dipilih profil C150x65x20 tebal 2,5 mm dengan data-data berdasarkan tabel konstruksi baja (American Institute of Steel Construction, 1994) adalah sebagai berikut:

$$I_3 = I_x = 2670000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 440000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 356000 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 10000 \text{ mm}^3$$

Dengan data tersebut, tegangan diperiksa apakah memenuhi persyaratan di atas dan nilai tegangan leleh sebesar 240 MPa maka diperoleh

$$f_b = \frac{5,2392}{0,9 \times 35600} + \frac{0,5993}{0,9 \times 10000} = 230,1074 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

Karena $230,1074 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$ maka tegangan profil C aman dan akan digunakan profil C150x65x20 dengan tebal 2,5 mm.

4. Pemeriksaan defleksi gording

Defleksi gording adalah perubahan bentuk yang terjadi pada gording akibat dari pembebanan yang dipikul oleh gording. Defleksi gording dapat dinyatakan aman apabila memenuhi persamaan berikut:

$$\delta = \sqrt{\delta_2^2 + \delta_3^2} \leq \frac{1}{240} L$$

Besaran nilai δ_2 dan δ_3 ditentukan terlebih dahulu dengan rumus

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \times \cos \alpha \times L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{p \times \cos \alpha \times L^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{1,1141 \times \cos 32^\circ \times 5000^4}{200000 \times 2670000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 32^\circ \times 5000^3}{200000 \times 2670000} \\ &= 18,5347 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{p \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{1,1141 \times \sin 32^\circ}{200000 \times 2670000} \times \left(\frac{5}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin 32^\circ}{200000 \times 2670000} \times \left(\frac{5}{3}\right)^3 \\ &= 0,2706 \text{ mm} \end{aligned}$$

Melalui persamaan di atas, diperiksa apakah gording memenuhi batasan aman defleksi

$$\begin{aligned} \delta &= \sqrt{\delta_2^2 + \delta_3^2} \leq \frac{1}{240} L \\ &= \sqrt{(18,5347)^2 + (0,2706)^2} \leq \frac{1}{240} \times 5000 \\ &= 18,5366 \leq 20,8333 \end{aligned}$$

Maka, gording dinyatakan aman dari defleksi dan profil yang digunakan adalah C150x65x20 dengan tebal 2,5 mm

5. Pendimensionian sagrod

Sagrod merupakan komponen atap yang berfungsi sebagai penghubung antar gording dan menahan agar gording tidak mengalami pelengkungan. Gaya sagrod akibat beban mati dan beban hidup dihitung dengan rumus:

$$\begin{aligned}F_{t,D} &= n \left(\frac{L}{3} \times q \times \sin \alpha \right) \\ &= 3 \left(\frac{5}{3} \times 1,1141 \times \sin 32^\circ \right) \\ &= 2,9520 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{t,L} &= \frac{n}{2} \times p \times \sin \alpha \\ &= \frac{3}{2} \times 1 \times \sin 32^\circ \\ &= 0,7949 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya sagrod akibat beban hidup dan mati kemudian dikombinasikan dengan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4D dan 1,2 D + 1,6 L

$$\begin{aligned}F_{t,U} &= 1,4 F_{t,D} \\ &= 1,4 \times 2,9520 \\ &= 4,1328 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{t,U} &= 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} \\ &= 1,2 \times 2,9520 + 1,6 \times 0,7949 \\ &= 4,8142 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari kedua kombinasi tersebut dipilih gaya ultimit terbesar yaitu $F_{t,U} = 4,8142 \text{ kN}$.

Luas batang sagrod dapat ditentukan melalui rumus:

$$\begin{aligned}A_{sr} &= \frac{F_{t,U}}{\phi F_y} \\ &= \frac{4,8142 \times 10^3}{0,9 \times 240} \\ &= 22,2879\end{aligned}$$

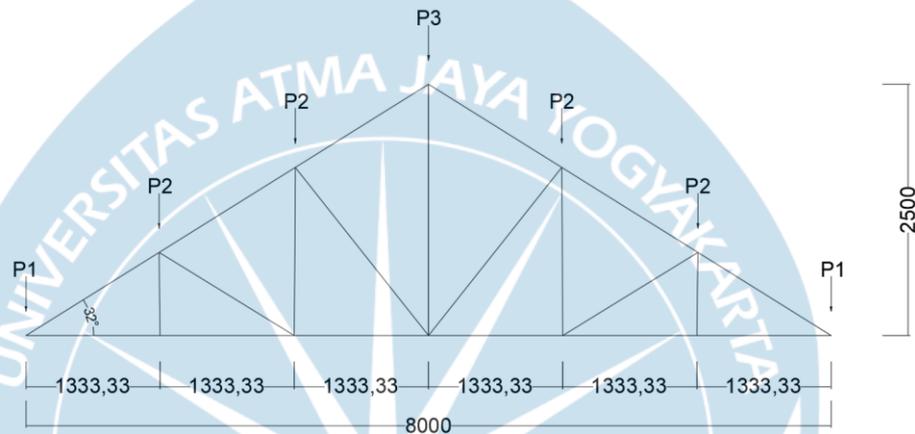
Dengan luasan perlu sebesar 22,2879 kN diperlukan diameter sagrod sebesar

$$\begin{aligned}D &= \sqrt{\frac{A_{sr}}{\frac{1}{4}\pi}} \\ &= \sqrt{\frac{22,2879}{\frac{1}{4}\pi}} \\ &= 5,33 \text{ mm} \approx 6 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sagrod dengan diameter 6 mm sudah dapat dinyatakan namun, karena diameter di pasaran mulai dari diameter 10 mm maka digunakan sagrod dengan diameter 10 mm

6. Beban mati kuda – kuda

Setelah dimensi gording dan sagrod telah ditentukan, maka beban mati yang bekerja pada kuda – kuda dapat dihitung. Pembebanan pada kuda – kuda berlaku seperti pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3 Ilustrasi pembebanan pada kuda-kuda

Beban P1, P2, dan P3 dihitung dengan langkah-langkah sebagai berikut:

- Beban P1

a. Berat sendiri kuda - kuda $= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda - kuda}$
 $= \frac{1,33}{2} \times 0,5$
 $= 0,3325 \text{ kN}$

b. Berat gording $= L \times \text{berat gording per m}^2$
 $= 5 \times 0,0596$
 $= 0,298 \text{ kN}$

c. Berat atap $= \frac{(\frac{a}{2} + b)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$
 $= \frac{(\frac{1,33}{2} + 1,5)}{\cos 32^\circ} \times 5 \times 0,4$
 $= 5,1058 \text{ kN}$

d. Berat plafond $= (\frac{a}{2} + b) \times L \times \text{berat plafond}$

$$= \left(\frac{1,33}{2} + 1,5 \right) \times 5 \times 0,266$$

$$= 2,8795 \text{ kN}$$

e. Total beban P1 = 8,6158 kN

- Beban P2

a. Berat sendiri kuda - kuda = $a \times \text{berat kuda - kuda}$

$$= 1,33 \times 0,5$$

$$= 0,665 \text{ kN}$$

b. Berat gording = $L \times \text{berat gording per m}^2$

$$= 5 \times 0,0596$$

$$= 0,298 \text{ kN}$$

c. Berat atap = $\frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$

$$= \frac{1,33}{\cos 32^\circ} \times 5 \times 0,4$$

$$= 3,1366 \text{ kN}$$

d. Berat plafond = $a \times L \times \text{berat plafond}$

$$= 1,33 \times 5 \times 0,266$$

$$= 1,7689 \text{ kN}$$

e. Total beban P2 = 5,8685 kN

- Beban P3

a. Berat sendiri kuda - kuda = $a \times \text{berat kuda-kuda}$

$$= 1,33 \times 0,5$$

$$= 0,665 \text{ kN}$$

b. Berat gording = $2 \times L \times \text{berat gording per m}^2$

$$= 2 \times 5 \times 0,0596$$

$$= 0,596 \text{ kN}$$

c. Berat atap = $\frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$

$$= \frac{1,33}{\cos 32^\circ} \times 5 \times 0,4$$

$$= 3,1366 \text{ kN}$$

d. Berat plafond = $a \times L \times \text{berat plafond}$

$$= 1,33 \times 5 \times 0,266$$

$$= 1,7689 \text{ kN}$$

e. Total beban P3 = 6,1665 kN

7. Beban Angin

Beban angin merupakan beban yang terjadi akibat dari tekanan angin dari arah kiri dan kanan. Beban angin perlu diuraikan menjadi beban yang tegak lurus terhadap kuda-kuda dan dihitung oleh koefisien angin tiup (C_{t_i}) dan angin isap (C_{is}). Koefisien diambil berdasarkan koefisien tekanan atap pada SNI 1727:2013 yang diuraikan di dalam Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Tabel koefisien angin

Arah Angin	Di sisi angin datang								Di sisi angin datang			
	Sudut (derajat)								Sudut (derajat)			
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	≥60	10	15	≥20
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^\circ$	≤ 0,25	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0		0,01 θ	-0,3	-0,5	-0,6
		-0,18	0	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4				
	0,5	-0,9	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	0	0,01 θ	-0,5	-0,5	-0,6
		-0,18	-0,18	0	0,2	0,2	0,3	0,4				
	≥ 1,0	-1,3	-1,0	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	0	0,01 θ	-0,7	-0,6	-0,6
		-0,18	-0,18	-0,18	0	0,2	0,2	0,4				

Derajat sisi miring atap adalah sebesar 32° maka diperoleh C_{t_i} nilai sebesar 0,34 dan C_{is} sebesar -0,6. Beban angin dihitung sebagai berikut:

- Beban W1 = $\frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{t_1} \times L \times Q_w$
 $= \frac{\left(\frac{1,33}{2}+1,5\right)}{\cos 32^\circ} \times 0,34 \times 5 \times 0,25$
 $= 1,0850 \text{ kN}$

- Beban W2 = $\frac{a}{\cos \alpha} \times C_{t_1} \times L \times Q_w$
 $= \frac{1,33}{\cos 32^\circ} \times 0,34 \times 5 \times 0,25$
 $= 0,6665 \text{ kN}$

- Beban W3 = $\frac{a}{2 \cos \alpha} \times C_{t_1} \times L \times Q_w$
 $= \frac{1,33}{2 \cos 32^\circ} \times 0,34 \times 5 \times 0,25$
 $= 0,3333 \text{ kN}$

- Beban W4 = $\frac{a}{2 \cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w$
 $= \frac{1,33}{2 \cos 32^\circ} \times (-0,6) \times 5 \times 0,25$

$$= -0,5881 \text{ kN}$$

- Beban W5 $= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w$

$$= \frac{1,33}{\cos 32^\circ} \times (-0,6) \times 5 \times 0,25$$

$$= -1,1762 \text{ kN}$$

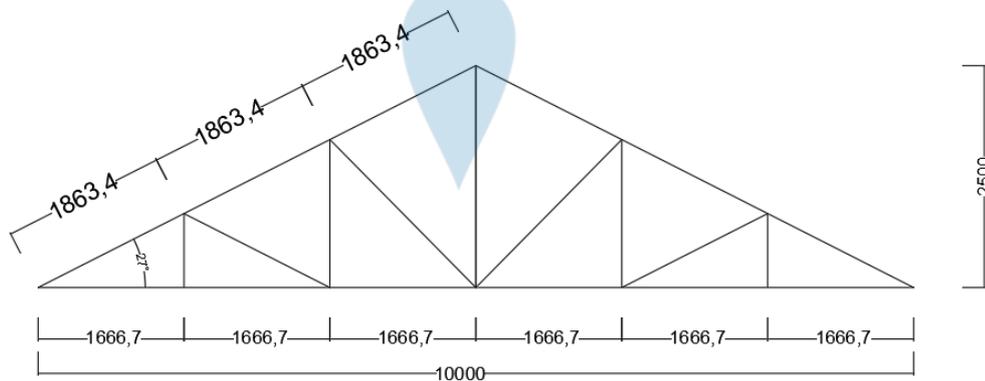
- Beban W6 $= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w$

$$= \frac{\left(\frac{1,33}{2}+1,5\right)}{\cos 32^\circ} \times (-0,6) \times 5 \times 0,25$$

$$= -1,9470 \text{ kN}$$

b) Bangunan Galeri Lantai 2

Jarak antar gording	: 1,86 m
Jarak antar kuda - kuda	: a. 3 m dengan profil C100×50×20 t=2,3 mm b. 4 m dengan profil C125×50×20 t=2,8 mm
Profil baja	: Baja <i>channels</i> /kanal
Material penutup atap	: Bitumen
Massa atap bitumen	: 40 kg/m ²
Massa plafond	: 20 kg/m ²
Berat gording	: 4,06 kg/m
Mutu baja	: BJ 37
Tiupan angin	: 0,25 kN/m ²
Kemiringan atap (θ)	: 27°



Gambar 2.4 Kuda – kuda bangunan Galeri 10 meter

Kuda-kuda bangunan akan dirancang sesuai pada Gambar 2.4. Data tersebut akan digunakan dalam perhitungan perencanaan gording pada bangunan Galeri lantai

satu dengan kuda-kuda sepanjang 10 meter. Gording direncanakan menjadi dua bagian berdasarkan jarak antar kuda-kuda yang dipikul oleh gording dengan langkah sebagai berikut:

1. Perhitungan pembebanan gording

Beban mati gording meliputi berat sendiri dari gording, berat atap, serta berat plafond sedangkan beban hidup akan diambil sebesar 1,0 kN mewakili beban pekerja dan beban hujan yang akan ditahan oleh gording.

a. Dengan jarak antar kuda - kuda 3 m

- Berat sendiri $= 4,06 \text{ kg}$
 $= 0,0406 \text{ kN/m}^2$
- Berat atap $= \frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$
 $= \frac{1,86}{\cos 27^\circ} \times 0,4$
 $= 0,8350 \text{ kN/m}^2$
- Berat plafond $= \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond}$
 $= 1,86 \times 0,2$
 $= 0,372 \text{ kN/m}^2$
- Total beban mati (D) = rencana gording q
 $= 1,2476 \text{ kN/m}^2$

- Beban hidup (L) diambil sebesar 1,0 kN.

b. Dengan jarak antar kuda - kuda 4 m

- Berat sendiri $= 5,42 \text{ kg}$
 $= 0,0542 \text{ kN/m}^2$
- Berat atap $= \frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$
 $= \frac{1,86}{\cos 27^\circ} \times 0,4$
 $= 0,8350 \text{ kN/m}^2$
- Berat plafond $= \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond}$
 $= 1,86 \times 0,2$
 $= 0,372 \text{ kN/m}^2$
- Total beban mati (D) = rencana gording q
 $= 1,2612 \text{ kN/m}^2$

- Beban hidup (L) diambil sebesar 1,0 kN.

2. Perhitungan momen rencana gording

a. Dengan jarak antar kuda - kuda 3 m

- Berat sendiri gording arah sumbu 2

$$\begin{aligned}M_{3,D} &= \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1,2476 \times \cos 27^\circ \times 3^2 \\ &= 1,2506 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{3,L} &= \frac{1}{4} \times p \times \cos \alpha \times L \\ &= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 27^\circ \times 3 \\ &= 0,6683 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen ultimit arah sumbu 2 sebesar

$$\begin{aligned}M_{3,U} &= 1,4 \times M_{3,D} \\ &= 1,4 \times 1,2506 \\ &= 1,7508 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{3,U} &= 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L} \\ &= 1,2 \times 1,2506 + 1,6 \times 0,6683 \\ &= 2,5699 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Dipilih nilai $M_{3,U}$ yang terbesar yaitu $M_{3,U} = 2,5699 \text{ kNm}^2$

- Berat sendiri gording arah sumbu 3

$$\begin{aligned}M_{2,D} &= \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1,2476 \times \sin 27^\circ \times \left(\frac{3}{3}\right)^2 \\ &= 0,0708 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{2,L} &= \frac{1}{4} \times p \times \sin \alpha \times \frac{L}{3} \\ &= \frac{1}{4} \times 1 \times \sin 27^\circ \times \frac{3}{3} \\ &= 0,1135 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen ultimit arah sumbu 3 adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}M_{2,U} &= 1,4 \times M_{2,D} \\ &= 1,4 \times 0,0708 \\ &= 0,0991 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$M_{2,U} = 1,2 \times M_{2,D} + 1,6 \times M_{2,L}$$

$$= 1,2 \times 0,0708 + 1,6 \times 0,1135$$

$$= 0,266 \text{ kNm}$$

Dipilih nilai $M_{2,U}$ yang terbesar yaitu $M_{2,U} = 0,266 \text{ kNm}$

b. Dengan jarak antar kuda - kuda 4 m

- Berat sendiri gording arah sumbu 2

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 1,2612 \times \cos 27^\circ \times 4^2$$

$$= 2,2475 \text{ kNm}$$

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} \times p \times \cos \alpha \times L$$

$$= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 27^\circ \times 4$$

$$= 0,8910 \text{ kNm}$$

Momen ultimit arah sumbu 2 adalah sebagai berikut

$$M_{3,U} = 1,4 \times M_{3,D}$$

$$= 1,4 \times 2,2475$$

$$= 3,1465 \text{ kNm}$$

$$M_{3,U} = 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L}$$

$$= 1,2 \times 2,2475 + 1,6 \times 0,8910$$

$$= 4,1226 \text{ kNm}$$

Dipilih nilai $M_{3,U}$ yang terbesar yaitu $M_{3,U} = 4,1226 \text{ kNm}$

- Berat sendiri gording arah sumbu 3

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 1,2612 \times \sin 27^\circ \times \left(\frac{4}{3}\right)^2$$

$$= 0,1272 \text{ kNm}$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} \times p \times \sin \alpha \times \frac{L}{3}$$

$$= \frac{1}{4} \times 1 \times \sin 27^\circ \times \frac{4}{3}$$

$$= 0,1513 \text{ kNm}$$

Momen ultimit arah sumbu 3 adalah sebagai berikut

$$M_{2,U} = 1,4 \times M_{2,D}$$

$$= 1,4 \times 0,1272$$

$$= 0,1781 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
M_{2,U} &= 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L} \\
&= 1,2 \times 0,1272 + 1,6 \times 0,1513 \\
&= 0,3948 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Dipilih nilai $M_{2,U}$ yang terbesar yaitu $M_{2,U} = 0,3948 \text{ kNm}$

3. Pemeriksaan tegangan sesuai profil yang akan digunakan

Profil yang digunakan dinyatakan aman apabila memenuhi persyaratan berikut:

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_2} \leq F_y, \text{ dengan nilai } \phi = 0,9$$

a. Dengan jarak antar kuda - kuda 3 m

Dipilih profil C100x50x20 dengan tebal 2,3 mm dengan data - data sebagai berikut:

$$I_3 = I_x = 810000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 190000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 16100 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 6000 \text{ mm}^3$$

$$f_b = \frac{2,5699}{0,9 \times 16100} + \frac{0,266}{0,9 \times 6000} = 226,7197 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

Karena $226,7197 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$ maka tegangan profil C aman dan akan digunakan profil C100x50x20 dengan tebal 2,3 mm

b. Dengan jarak antar kuda - kuda 4 m

Dipilih profil C125x50x20 dengan tebal 2,8 mm dengan data - data sebagai berikut:

$$I_3 = I_x = 1620000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 240000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 25900 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 7200 \text{ mm}^3$$

$$f_b = \frac{4,1226}{0,9 \times 25900} + \frac{0,3948}{0,9 \times 7200} = 237,7882 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

Karena $237,7882 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$ maka tegangan profil C aman dan akan digunakan profil C125x50x20 dengan tebal 2,8 mm

4. Pemeriksaan defleksi gording

Defleksi gording adalah perubahan bentuk yang terjadi pada gording akibat dari pembebanan yang dipikul oleh gording. Adapun rumus defleksi gording adalah sebagai berikut:

a. Jarak antar kuda - kuda 3 m

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times \cos \alpha \times L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{p \times \cos \alpha \times L^3}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{1,2476 \times \cos 27^\circ \times 3000^4}{200000 \times 810000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 27^\circ \times 3000^3}{200000 \times 810000}$$

$$= 10,3309 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{p \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{1,2476 \times \sin 27^\circ}{200000 \times 810000} \times \left(\frac{3}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin 27^\circ}{200000 \times 810000} \times \left(\frac{3}{3}\right)^3$$

$$= 0,1039 \text{ mm}$$

$$\delta = \sqrt{\delta_2^2 + \delta_3^2} \leq \frac{1}{240} L$$

$$= \sqrt{(10,3309)^2 + (0,1039)^2} \leq \frac{1}{240} \times 3000$$

$$= 10,3315 \leq 16,667$$

Maka, gording dinyatakan aman dari defleksi dan profil yang digunakan adalah C100x50x20 dengan tebal 2,3 mm

b. Jarak antar kuda - kuda 4 m

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times \cos \alpha \times L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{p \times \cos \alpha \times L^3}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{1,2612 \times \cos 27^\circ \times 4000^4}{200000 \times 1620000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 27^\circ \times 4000^3}{200000 \times 1620000}$$

$$= 15,2279 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{p \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{1,2612 \times \sin 27^\circ}{200000 \times 1620000} \times \left(\frac{4}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin 27^\circ}{200000 \times 1620000} \times \left(\frac{4}{3}\right)^3$$

$$= 0,1650 \text{ mm}$$

$$\delta = \sqrt{\delta_2^2 + \delta_3^2} \leq \frac{1}{240} L$$

$$= \sqrt{(15,2279)^2 + (0,1650)^2} \leq \frac{1}{240} \times 4000$$

$$= 15,2288 \leq 16,6667$$

Maka, gording dinyatakan aman dari defleksi dan profil yang digunakan adalah C125x50x20 dengan tebal 2,8 mm.

5. Pendimensian sagrod

Perhitungan untuk menentukan dimensi sagrod adalah sebagai berikut:

a. Jarak antar kuda - kuda 3 m

$$\begin{aligned}F_{t,D} &= n \left(\frac{L}{3} \times q \times \sin \alpha \right) \\ &= 3 \left(\frac{3}{3} \times 1,2476 \times \sin 27^\circ \right) \\ &= 1,6992 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{t,L} &= \frac{n}{2} \times p \times \sin \alpha \\ &= \frac{3}{2} \times 1 \times \sin 27^\circ \\ &= 0,6810 \text{ kN}\end{aligned}$$

Digunakan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4D dan 1,2 D +

1,6 L

$$\begin{aligned}F_{t,U} &= 1,4 F_{t,D} \\ &= 1,4 \times 1,6992 \\ &= 2,3789 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{t,U} &= 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} \\ &= 1,2 \times 1,6992 + 1,6 \times 0,6810 \\ &= 3,1286 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari kedua kombinasi tersebut dipilih nilai terbesar yaitu $F_{t,U} = 3,1286 \text{ kN}$

- Luas batang sagrod yang dibutuhkan

$$\begin{aligned}A_{sr} &= \frac{F_{t,U} \times 10^3}{\phi F_y} \\ &= \frac{3,1286 \times 10^3}{0,9 \times 240} \\ &= 14,4844 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Diameter sagrod

$$\begin{aligned}D &= \sqrt{\frac{A_{sr}}{\frac{1}{4}\pi}} \\ &= \sqrt{\frac{14,4844}{\frac{1}{4}\pi}} \\ &= 4,29 \text{ mm} \approx 5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sagrod dengan diameter 5 mm sudah dapat dinyatakan namun, karena diameter di pasaran mulai dari diameter 10 mm maka digunakan sagrod dengan diameter 10 mm..

b. Jarak antar kuda - kuda 4 m

$$\begin{aligned} F_{t,D} &= n \left(\frac{L}{3} \times q \times \sin \alpha \right) \\ &= 3 \left(\frac{4}{3} \times 1,2612 \times \sin 27^\circ \right) \\ &= 2,2903 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{t,L} &= \frac{n}{2} \times p \times \sin \alpha \\ &= \frac{3}{2} \times 1 \times \sin 27^\circ \\ &= 0,6810 \text{ kN} \end{aligned}$$

Digunakan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4D dan 1,2 D + 1,6 L

$$\begin{aligned} F_{t,U} &= 1,4 F_{t,D} \\ &= 1,4 \times 2,2903 \\ &= 3,2064 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{t,U} &= 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} \\ &= 1,2 \times 2,2903 + 1,6 \times 0,6810 \\ &= 3,8380 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari kedua kombinasi tersebut dipilih nilai terbesar yaitu $F_{t,U} = 3,8380 \text{ kN}$

- Luas batang sagrod yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} A_{sr} &= \frac{F_{t,U} \times 10^3}{\phi F_y} \\ &= \frac{3,8380 \times 10^3}{0,9 \times 240} \\ &= 17,7683 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Diameter sagrod

$$\begin{aligned} D &= \sqrt{\frac{A_{sr}}{\frac{1}{4}\pi}} \\ &= \sqrt{\frac{17,7683}{\frac{1}{4}\pi}} \\ &= 4,76 \text{ mm} \approx 5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sagrod dengan diameter 5 mm sudah dapat dinyatakan namun, karena diameter di pasaran mulai dari diameter 10 mm maka digunakan sagrod dengan diameter 10 mm.

6. Beban Kuda - Kuda

Setelah dimensi gording dan sagrod telah ditentukan, maka beban mati yang bekerja pada kuda – kuda dapat dihitung. Pembebanan pada kuda – kuda berlaku seperti Gambar 2.4.

a. Jarak antar kuda - kuda 3 m

- Beban P1

$$\begin{aligned} \text{a. Berat sendiri kuda - kuda} &= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda - kuda} \\ &= \frac{1,67}{2} \times 0,5 \\ &= 0,4175 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. Berat gording} &= L \times \text{berat gording per m}^2 \\ &= 3 \times 0,0406 \\ &= 0,1218 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. Berat atap} &= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \\ &= \frac{\left(\frac{1,67}{2} + 1,5\right)}{\cos 27^\circ} \times 3 \times 0,4 \\ &= 3,1448 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{d. Berat plafond} &= \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafond} \\ &= \left(\frac{1,67}{2} + 1,5\right) \times 3 \times 0,334 \\ &= 2,3397 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{e. Total beban P1} = 6,0237 \text{ kN}$$

- Beban P2

$$\begin{aligned} \text{a. Berat sendiri kuda - kuda} &= a \times \text{berat kuda - kuda} \\ &= 1,67 \times 0,5 \\ &= 0,835 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. Berat gording} &= L \times \text{berat gording per m}^2 \\ &= 3 \times 0,0406 \\ &= 0,1218 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Berat atap $= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$
 $= \frac{1,67}{\cos 27^\circ} \times 3 \times 0,4$
 $= 2,2491 \text{ kN}$

d. Berat plafond $= a \times L \times \text{berat plafond}$
 $= 1,67 \times 3 \times 0,334$
 $= 1,6733 \text{ kN}$

e. Total beban P2 $= 4,8793 \text{ kN}$

- Beban P3

a. Berat sendiri kuda - kuda $= a \times \text{berat kuda} - \text{kuda}$
 $= 1,67 \times 0,5$
 $= 0,835 \text{ kN}$

b. Berat gording $= 2 \times L \times \text{berat gording per m}^2$
 $= 2 \times 3 \times 0,0406$
 $= 0,406 \text{ kN}$

c. Berat atap $= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$
 $= \frac{1,67}{\cos 27^\circ} \times 3 \times 0,4$
 $= 2,2491 \text{ kN}$

d. Berat plafond $= a \times L \times \text{berat plafond}$
 $= 1,67 \times 3 \times 0,334$
 $= 1,6733 \text{ kN}$

e. Total beban P3 $= 5,0011 \text{ kN}$

b. Jarak antar kuda - kuda 4 m

- Beban P1

a. Berat sendiri kuda - kuda $= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda} - \text{kuda}$
 $= \frac{1,67}{2} \times 0,5$
 $= 0,4175 \text{ kN}$

b. Berat gording $= L \times \text{berat gording per m}^2$
 $= 4 \times 0,0406$
 $= 0,2168 \text{ kN}$

c. Berat atap $= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$
 $= \frac{\left(\frac{1,67}{2} + 1,5\right)}{\cos 27^\circ} \times 4 \times 0,4$
 $= 4,1930 \text{ kN}$

d. Berat plafond $= \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafond}$
 $= \left(\frac{1,67}{2} + 1,5\right) \times 4 \times 0,334$
 $= 3,1196 \text{ kN}$

e. Total beban P1 $= 7,9469 \text{ kN}$

- Beban P2

a. Berat sendiri kuda - kuda $= a \times \text{berat kuda} - \text{kuda}$
 $= 1,67 \times 0,5$
 $= 0,835 \text{ kN}$

b. Berat gording $= L \times \text{berat gording per m}^2$
 $= 4 \times 0,0406$
 $= 0,2168 \text{ kN}$

c. Berat atap $= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$
 $= \frac{1,67}{\cos 27^\circ} \times 4 \times 0,4$
 $= 2,9989 \text{ kN}$

d. Berat plafond $= a \times L \times \text{berat plafond}$
 $= 1,67 \times 4 \times 0,334$
 $= 2,2311 \text{ kN}$

e. Total beban P2 $= 6,2818 \text{ kN}$

- Beban P3

a. Berat sendiri kuda - kuda $= a \times \text{berat kuda} - \text{kuda}$
 $= 1,67 \times 0,5$
 $= 0,835 \text{ kN}$

b. Berat gording $= 2 \times L \times \text{berat gording per m}^2$
 $= 2 \times 4 \times 0,0406$
 $= 0,4336 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
\text{c. Berat atap} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \\
&= \frac{1,67}{\cos 27^\circ} \times 4 \times 0,4 \\
&= 2,9989 \text{ kN} \\
\text{d. Berat plafond} &= a \times L \times \text{berat plafond} \\
&= 1,67 \times 4 \times 0,334 \\
&= 2,2311 \text{ kN} \\
\text{e. Total beban P3} &= 6,4986 \text{ kN}
\end{aligned}$$

7. Beban Angin

Beban angin merupakan beban yang terjadi akibat tekanan angin dari arah kiri dan kanan. Beban angin perlu diuraikan menjadi beban yang tegak lurus terhadap kuda-kuda seperti. Koefisien angin diambil berdasarkan Tabel 2.2 dengan kemiringan sudut atap 27° .

$$\begin{aligned}
\text{a. Jarak antar kuda - kuda 3 m} & \\
- \text{ Beban W1} &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{t1} \times L \times Q_w \\
&= \frac{\left(\frac{1,67}{2}+1,5\right)}{\cos 27^\circ} \times 0,3 \times 3 \times 0,25 \\
&= 0,5896 \text{ kN} \\
- \text{ Beban W2} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{t1} \times L \times Q_w \\
&= \frac{1,67}{\cos 27^\circ} \times 0,3 \times 3 \times 0,25 \\
&= 0,4217 \text{ kN} \\
- \text{ Beban W3} &= \frac{a}{2 \cos \alpha} \times C_{t1} \times L \times Q_w \\
&= \frac{1,67}{2 \cos 27^\circ} \times 0,3 \times 3 \times 0,25 \\
&= 0,2109 \text{ kN} \\
- \text{ Beban W4} &= \frac{a}{2 \cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\
&= \frac{1,67}{2 \cos 27^\circ} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 \\
&= -0,4217 \text{ kN} \\
- \text{ Beban W5} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\
&= \frac{1,67}{\cos 27^\circ} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 \\
&= -0,8434 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \text{Beban W6} &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{\left(\frac{1,67}{2}+1,5\right)}{\cos 27^\circ} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 \\
 &= -1,1793 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Jarak antar kuda - kuda 4 m

$$\begin{aligned}
 - \quad \text{Beban W1} &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{t1} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{\left(\frac{1,67}{2}+1,5\right)}{\cos 27^\circ} \times 0,3 \times 4 \times 0,25 \\
 &= 0,7862 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \text{Beban W2} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{t1} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{1,67}{\cos 27^\circ} \times 0,3 \times 4 \times 0,25 \\
 &= 0,5623 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \text{Beban W3} &= \frac{a}{2 \cos \alpha} \times C_{t1} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{1,67}{2 \cos 27^\circ} \times 0,3 \times 4 \times 0,25 \\
 &= 0,2811 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \text{Beban W4} &= \frac{a}{2 \cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{1,67}{2 \cos 27^\circ} \times (-0,6) \times 4 \times 0,25 \\
 &= -0,5623 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \text{Beban W5} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{1,67}{\cos 27^\circ} \times (-0,6) \times 3 \times 0,25 \\
 &= -0,8434 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \text{Beban W6} &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{\left(\frac{1,67}{2}+1,5\right)}{\cos 27^\circ} \times (-0,6) \times 4 \times 0,25 \\
 &= -1,5724 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

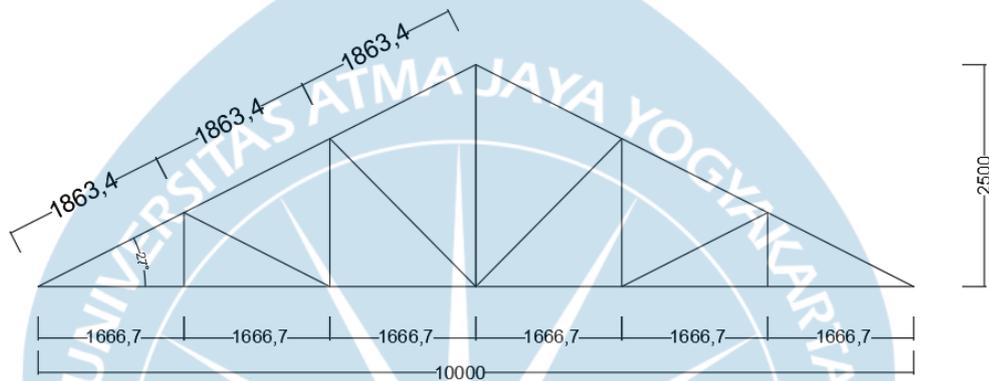
2.2.1.2 Bangunan *Workshop* dan Resto

C150×65×20 t=2,8 mm

Jarak antar gording : 1,86 m

Jarak antar kuda - kuda : 5 m

Massa atap bitumen	: 40	kg
Massa plafond	: 20	kg
Berat gording	: 6,63	kg/m
Fy baja	: 240	MPa
Tiupan angin	: 0,25	kN/m ²
θ	: 27°	



Gambar 2.5 Kuda – kuda bangunan *Workshop* dan Resto 10 meter

Kuda-kuda pada bangunan ini akan dirancang sesuai pada Gambar 2.5. Data tersebut akan digunakan dalam perhitungan perencanaan gording pada bangunan Galeri lantai satu dengan kuda – kuda sepanjang 10 meter. Gording direncanakan dengan langkah sebagai berikut:

1. Perhitungan pembebanan gording

Beban mati gording terdiri dari berat sendiri gording, berat atap dan berat plafond sedangkan beban hidup akan diambil sebesar 1,0 kN mewakili beban pekerja dan beban hujan yang akan ditahan oleh gording.

- Berat sendiri = 6,63 kg
= 0,0663 kN/m²
- Berat atap = $\frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$
= $\frac{1,86}{\cos 27^\circ} \times 0,4$
= 0,8350 kN/m²
- Berat plafond = jarak antar gording \times berat plafond
= 1,86 \times 0,2

$$= 0,372 \text{ kN/m}^2$$

- Dead load (D) = rencana gording q

$$= 1,2733 \text{ kN/m}^2$$

- Beban hidup (L) diambil sebesar 1,0 kN.

2. Perhitungan momen rencana gording

- Berat sendiri gording arah sumbu 2

$$\begin{aligned} M_{3,D} &= \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1,2733 \times \cos 27^\circ \times 5^2 \\ &= 3,5454 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,L} &= \frac{1}{4} \times p \times \cos \alpha \times L \\ &= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 27^\circ \times 5 \\ &= 1,1138 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen ultimit arah sumbu 2 adalah sebesar

$$\begin{aligned} M_{3,U} &= 1,4 \times M_{3,D} \\ &= 1,4 \times 3,5454 \\ &= 4,9636 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,U} &= 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L} \\ &= 1,2 \times 3,5454 + 1,6 \times 1,1138 \\ &= 6,0365 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dipilih nilai $M_{3,U}$ yang terbesar yaitu $M_{3,U} = 6,0365 \text{ kN/m}^2$

- Berat sendiri gording arah sumbu 3

$$\begin{aligned} M_{2,D} &= \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1,2733 \times \sin 27^\circ \times \left(\frac{5}{3}\right)^2 \\ &= 0,2007 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,L} &= \frac{1}{4} \times p \times \sin \alpha \times \frac{L}{3} \\ &= \frac{1}{4} \times 1 \times \sin 27^\circ \times \frac{5}{3} \\ &= 0,1892 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen ultimit arah sumbu 3 adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,4 \times M_{2,D} \\ &= 1,4 \times 0,2007 \end{aligned}$$

$$= 0,2810 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,2 \times M_{2,D} + 1,6 \times M_{2,L} \\ &= 1,2 \times 0,2007 + 1,6 \times 0,1892 \\ &= 0,5435 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dipilih nilai $M_{2,U}$ yang terbesar yaitu $M_{2,U} = 0,5435 \text{ kN/m}^2$

3. Gording (cek tegangan pada profil C)

Profil yang digunakan dinyatakan aman apabila memenuhi persyaratan berikut:

$$fb = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_2} \leq Fy, \text{ dengan nilai } \phi = 0,9$$

Dipilih profil C150x65x20 dengan tebal 2,8 mm dengan data - data berdasarkan tabel konstruksi baja (American Institute of Steel Construction, 1994) adalah sebagai berikut :

$$I_3 = I_x = 2950000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 480000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 394000 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 11000 \text{ mm}^3$$

$$fb = \frac{6,0365}{0,9 \times 39400} + \frac{0,5435}{0,9 \times 11000} = 225,1352 \text{ Mpa} \leq 240 \text{ Mpa}$$

Karena $225,1352 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$ maka tegangan profil C aman dan akan digunakan profil C150x65x20 dengan tebal 2,8 mm

4. Pemeriksaan defleksi gording

Defleksi gording adalah perubahan bentuk yang terjadi pada gording akibat dari pembebanan yang dipikul oleh gording. Adapun rumus defleksi gording adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \times \cos \alpha \times L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{p \times \cos \alpha \times L^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{1,2733 \times \cos 27^\circ \times 5000^4}{200000 \times 2950000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 27^\circ \times 5000^3}{200000 \times 2950000} \\ &= 19,5816 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{p \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{1,2733 \times \sin 27^\circ}{200000 \times 2950000} \times \left(\frac{5}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin 27^\circ}{200000 \times 2950000} \times \left(\frac{5}{3}\right)^3 \\ &= 0,2221 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\delta = \sqrt{\delta_2^2 + \delta_3^2} \leq \frac{1}{240} L$$

$$= \sqrt{(19,5816)^2 + (0,2221)^2} \leq \frac{1}{240} \times 5000$$

$$= 19,5829 \leq 20,8333$$

Maka, gording dinyatakan aman dari defleksi dan profil yang digunakan adalah C150x65x20 dengan tebal 2,8 mm

5. Pendimensionian sagrod

Sagrod merupakan komponen atap yang berfungsi sebagai penghubung antar gording dan menahan agar gording tidak mengalami pelengkungan. Adapun perhitungan untuk menentukan dimensi sagrod adalah sebagai berikut:

$$F_{t,D} = n \left(\frac{L}{3} \times q \times \sin \alpha \right)$$

$$= 3 \left(\frac{5}{3} \times 1,2733 \times \sin 27^\circ \right)$$

$$= 2,8904 \text{ kN}$$

$$F_{t,L} = \frac{n}{2} \times p \times \sin \alpha$$

$$= \frac{3}{2} \times 1 \times \sin 27^\circ$$

$$= 0,6810 \text{ kN}$$

Digunakan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4D dan 1,2 D + 1,6 L

$$F_{t,U} = 1,4 F_{t,D}$$

$$= 1,4 \times 2,8904$$

$$= 4,0465 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L}$$

$$= 1,2 \times 2,8904 + 1,6 \times 0,6810$$

$$= 4,5580 \text{ kN}$$

Dari kedua kombinasi tersebut dipilih nilai terbesar yaitu $F_{t,U} = 4,5580 \text{ kN}$. Luas batang sagrod yang dibutuhkan

$$A_{sr} = \frac{F_{t,U} \times 10^3}{\phi F_y}$$

$$= \frac{4,5580 \times 10^3}{0,9 \times 240}$$

$$= 21,1019 \text{ kN}$$

Dengan luasan perlu sebesar 21,1019 kN diperlukan diameter sagrod sebesar

$$D = \sqrt{\frac{A_{sr}}{\frac{1}{4}\pi}}$$

$$= \sqrt{\frac{21,1019}{\frac{1}{4}\pi}}$$

$$= 5,18 \text{ mm} \approx 6 \text{ mm}$$

Sagrod dengan diameter 6 mm sudah dapat dinyatakan namun, karena diameter di pasaran mulai dari diameter 10 mm maka digunakan sagrod dengan diameter 10 mm.

6. Beban mati kuda – kuda

Setelah dimensi gording dan sagrod telah ditentukan, maka beban mati yang bekerja pada kuda – kuda dapat dihitung.

- Beban P1

a. Berat sendiri kuda - kuda $= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda} - \text{kuda}$

$$= \frac{1,67}{2} \times 0,5$$

$$= 0,4175 \text{ kN}$$

b. Berat gording $= L \times \text{berat gording per m}^2$

$$= 5 \times 0,0663$$

$$= 0,3315 \text{ kN}$$

c. Berat atap $= \frac{(\frac{a}{2} + b)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$

$$= \frac{(\frac{1,67}{2} + 1,5)}{\cos 27^\circ} \times 5 \times 0,4$$

$$= 5,2413 \text{ kN}$$

d. Berat plafond $= (\frac{a}{2} + b) \times L \times \text{berat plafond}$

$$= (\frac{1,67}{2} + 1,5) \times 5 \times 0,334$$

$$= 3,8995 \text{ kN}$$

e. Total beban P1 = 9,8897 kN

- Beban P2

a. Berat sendiri kuda - kuda $= a \times \text{berat kuda} - \text{kuda}$

$$= 1,67 \times 0,5$$

$$= 0,835 \text{ kN}$$

b. Berat gording $= L \times \text{berat gording per m}^2$

$$= 5 \times 0,0663$$

$$= 0,3315 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c. Berat atap} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \\
 &= \frac{1,67}{\cos 27^\circ} \times 5 \times 0,4 \\
 &= 3,7486 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{d. Berat plafond} &= a \times L \times \text{berat plafond} \\
 &= 1,67 \times 5 \times 0,334 \\
 &= 2,7889 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{e. Total beban P2} = 7,7040 \text{ kN}$$

- Beban P3

$$\begin{aligned}
 \text{a. Berat sendiri kuda - kuda} &= a \times \text{berat kuda - kuda} \\
 &= 1,67 \times 0,5 \\
 &= 0,835 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. Berat gording} &= 2 \times L \times \text{berat gording per m}^2 \\
 &= 2 \times 5 \times 0,0663 \\
 &= 0,663 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c. Berat atap} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \\
 &= \frac{1,67}{\cos 27^\circ} \times 5 \times 0,4 \\
 &= 3,7486 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

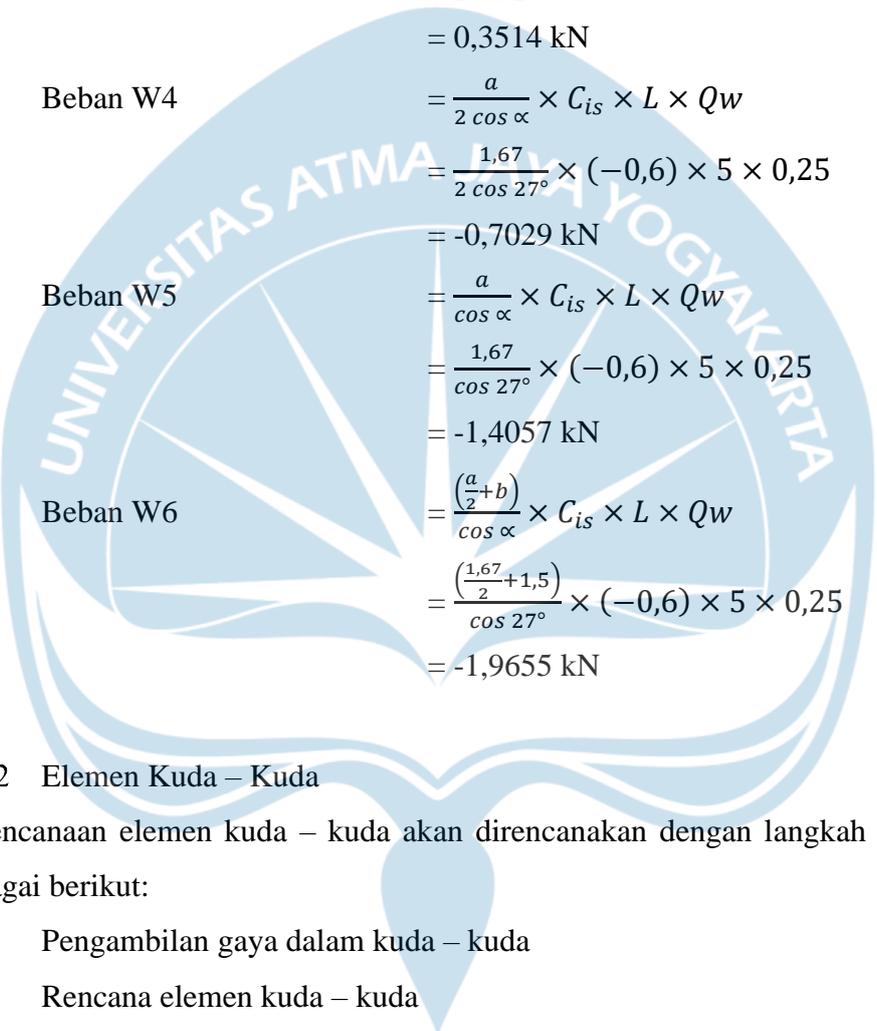
$$\begin{aligned}
 \text{d. Berat plafond} &= a \times L \times \text{berat plafond} \\
 &= 1,67 \times 5 \times 0,334 \\
 &= 2,7889 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{e. Total beban P3} = 8,0355 \text{ kN}$$

7. Beban Angin

Beban angin merupakan beban akibat tekanan angin baik dari arah kiri maupun kanan. Beban angin perlu diuraikan menjadi beban yang tegak lurus terhadap kuda-kuda.

$$\begin{aligned}
 \text{- Beban W1} &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times Ct_1 \times L \times Qw \\
 &= \frac{\left(\frac{1,67}{2}+1,5\right)}{\cos 27^\circ} \times 0,3 \times 5 \times 0,25 \\
 &= 0,9827 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



- Beban W2
$$= \frac{a}{\cos \alpha} \times Ct_1 \times L \times Qw$$
$$= \frac{1,67}{\cos 27^\circ} \times 0,3 \times 5 \times 0,25$$
$$= 0,7029 \text{ kN}$$

- Beban W3
$$= \frac{a}{2 \cos \alpha} \times Ct_1 \times L \times Qw$$
$$= \frac{1,67}{2 \cos 27^\circ} \times 0,3 \times 5 \times 0,25$$
$$= 0,3514 \text{ kN}$$

- Beban W4
$$= \frac{a}{2 \cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Qw$$
$$= \frac{1,67}{2 \cos 27^\circ} \times (-0,6) \times 5 \times 0,25$$
$$= -0,7029 \text{ kN}$$

- Beban W5
$$= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Qw$$
$$= \frac{1,67}{\cos 27^\circ} \times (-0,6) \times 5 \times 0,25$$
$$= -1,4057 \text{ kN}$$

- Beban W6
$$= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Qw$$
$$= \frac{\left(\frac{1,67}{2} + 1,5\right)}{\cos 27^\circ} \times (-0,6) \times 5 \times 0,25$$
$$= -1,9655 \text{ kN}$$

2.2.2 Elemen Kuda – Kuda

Perencanaan elemen kuda – kuda akan direncanakan dengan langkah – langkah sebagai berikut:

1. Pengambilan gaya dalam kuda – kuda
2. Rencana elemen kuda – kuda
3. Pemeriksaan batang tekan
4. Pemeriksaan batang tarik

Perencanaan elemen kuda-kuda bertujuan untuk merencanakan agar batang tekan dan batang tarik pada kuda-kuda dapat dinyatakan aman.

2.2.2.1 Bangunan Galeri

Bangunan Galeri terbagi menjadi dua perencanaan yaitu pada lantai satu dengan bentang 5 meter dan lantai dua dengan bentang 3 meter.

- a) Bangunan Galeri Lantai 1 Bentang 5 meter

Kuda-kuda dimodelkan dengan bantuan program *SAP2000* dan didapatkan nilai *output* gaya dalam didapatkan

$$P_u \text{ tekan} = 61,069 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ tarik} = 54,622 \text{ kN}$$

$$L \text{ tekan} = 1863,39 \text{ mm}$$

$$L \text{ tarik} = 1666,67 \text{ mm}$$

Properti Profil Gabungan 2L 65x65x6 dengan tebal pelat 10 cm karena profil merupakan profil gabungan maka luas kotor untuk profil adalah

$$\begin{aligned} A_g &= 2 \times A \\ &= 2 \times 752,7 \\ &= 1505,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Nilai I_x didapatkan dari tabel konstruksi baja sebesar 294000, maka nilai I_{xg} adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} I_{xg} &= 2 \times I_x \\ &= 2 \times 294000 \\ &= 588000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{yg} &= \left(I_{xy} + A_g \left(C_y + \frac{tp}{2} \right)^2 \right) \\ &= \left(294000 + 1505,4 \left(18,1 + \frac{10}{2} \right)^2 \right) \\ &= 1097296,49 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$r_{xg} = 19,8 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} r_{yg} &= \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}} \\ &= \sqrt{\frac{1097296,49}{1505,4}} \\ &= 26,9983 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$X_0 = 0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Y_0 &= C_y - \frac{t}{2} \\ &= 18,1 - \frac{6}{2} \\ &= 15,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A} + X_0^2 + Y_0^2}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{588000 + 1097296,49}{1505,4} + 0^2 + 15,1^2 \\
&= 1347,51 \text{ mm}^2 \\
H &= 1 - \frac{X_o^2 + Y_o^2}{r_o} \\
&= 1 - \frac{0^2 + 15,1^2}{1347,51} \\
&= 0,831
\end{aligned}$$

- Pemeriksaan Batang Tekan

Untuk suatu komponen struktur tekan, penampang dapat diklasifikasikan sebagai penampang langsing dan non langsing. Apabila rasio lebar terhadap tebal (b/t) dari elemen tekan tidak melebihi nilai λ_r , maka penampang dikategorikan sebagai penampang non langsing. Sedangkan, rasio lebar terhadap tebal (b/t) melebihi λ_r , maka penampang dikategorikan sebagai penampang langsing.

$$\begin{aligned}
\lambda &= \frac{b}{t} \\
&= \frac{65}{6} \\
&= 10,833
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\lambda_r &= 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
&= 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} \\
&= 12,99
\end{aligned}$$

Karena $\lambda = 10,833 < \lambda_r = 12,99$ maka penampang ini termasuk non-langsing. Sebuah batang apabila mengalami gaya tekan akan mengalami *buckling*/tekuk. Potensi tekuk yang mungkin terjadi yaitu:

1. Tekuk Lentur

Pemeriksaan tekuk lentur pada batang tekan dengan memeriksa faktor kelangsingan profil baja menggunakan rumus

$$\begin{aligned}
\frac{KL}{r_x} &= \frac{1 \times 1863,39}{19,8} \\
&= 94,1106
\end{aligned}$$

Faktor kelangsingan dibandingkan dengan nilai

$$\begin{aligned}
4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} &= 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} \\
&= 135,966
\end{aligned}$$

Apabila $\frac{KL}{rx} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka nilai F_{cr} dihitung sesuai rumus

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

Apabila $\frac{KL}{rx} \geq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka nilai F_{cr} dihitung sesuai rumus

$$F_{cr} = 0,877 \times \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

F_{cr} adalah tegangan kritis yang dialami oleh batang tekan baja. Karena nilai $\frac{KL}{rx} <$

$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka nilai F_{cr} diambil dari persamaan $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$. Nilai F_e

ditentukan sebagai berikut

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 200000}{(94,1106)^2} \\ &= 222,8705 \text{ MPa} \\ F_{cr} &= \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \\ &= \left[0,658 \frac{240}{222,8705} \right] 240 \\ &= 152,9207 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2. Tekuk Lentur Torsi

Diketahui jarak antar penghubung adalah sebesar 1863,39 mm maka

$$\begin{aligned} \frac{a}{r} &= \frac{1863,39}{19,8} \\ &= 94,1106 \end{aligned}$$

Sambungan akan dibuat dengan baut kembang penuh memenuhi persamaan

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{rx}\right)_m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{ri}\right)^2} \\ &= \sqrt{(94,1106)^2 + (0,5 \times 94,1106)^2} \\ &= 105,2189 \end{aligned}$$

nilai F_{cry} diambil dari persamaan

$$F_{cry} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

F_e diperoleh dari

$$\begin{aligned}
 F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \\
 &= \frac{\pi^2 \times 200000}{(105,2189)^2} \\
 &= 178,2964
 \end{aligned}$$

Maka nilai F_{cry} adalah sebesar

$$\begin{aligned}
 F_{cry} &= \left[0,658^{\frac{240}{178,2964}} \right] 240 \\
 &= 136,6249 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

F_{crz} dihitung menggunakan rumus

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0}$$

Dengan,

G = modulus geser baja, sebesar 77200 MPa

J = konstanta punter, $J = \frac{1}{3} bt^3$

Maka, F_{crz} adalah sebesar

$$\begin{aligned}
 F_{crz} &= \frac{77200 \times 4680}{1505,4 \times 1347,51} \\
 &= 178,1062 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Nilai F_{cr} untuk pemeriksaan lentur torsi adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry} \times F_{crz} \times H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \\
 &= \left(\frac{136,6249 + 178,1062}{2 \times 0,831} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(136,6249) \times 178,1062 \times 0,831}{(136,6249 + 178,1062)^2}} \right] \\
 &= 108,2453 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Tegangan kritis untuk tekuk lentur adalah sebesar 152,9207 MPa dan untuk tekuk lentur torsi adalah 108,2453 MPa. Kemungkinan tekuk yang terjadi adalah besar tegangan kritis terkecil dari dua kemungkinan. Tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur torsi. Kekuatan tekan desain direncanakan sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\
 &= 0,9 \times 108,2453 \times 1505,4 \\
 &= 146,6573 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka, kuat desain rencana adalah sebesar 146,6573 kN dan sudah lebih besar daripada gaya tekan maksimal yang dipikul oleh batang sebesar 61,069kN maka kuat desain rencana aman.

- Pemeriksaan Batang Tarik

Kekuatan batang tarik didapatkan dengan mengetahui pola kegagalan yang mungkin terjadi pada batang tarik. Pola kegagalan pada batang tarik adalah sebagai berikut

1. Kondisi leleh

Pada kondisi leleh, kuat desain rencana dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,9 \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 240 \times 1505,4 \\ &= 325,1664 \text{ kN}\end{aligned}$$

Maka kuat desain rencana adalah sebesar 325,1664 kNm

2. Kondisi patah

Untuk batang tarik yang mempunyai lubang, misalnya untuk penempatan baut, maka luas penampangnya tereduksi dan dinamakan luas netto (A_n). Lubang pada batang menimbulkan konsentrasi tegangan akibat beban kerja. Teori elastisitas menunjukkan bahwa tegangan tarik di sekitar lubang baut tersebut adalah 3 kali tegangan rerata pada penampang netto. Tegangan yang terkonsentrasi di sekitar lubang tersebut menimbulkan fraktur atau patah pada sambungan. Tahanan nominal pada batang tersebut memenuhi persamaan:

$$P_n = F_u \times A_e$$

Luas penampang efektif (A_e) adalah sebagai berikut

$$A_e = U \times A_g$$

U adalah koefisien reduksi pada jenis profil *single* atau *double angles* besarnya adalah 0,6. Maka, nilai luas penampang efektif adalah

$$\begin{aligned}A_e &= 0,6 \times 1397,4 \\ &= 838,44 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Maka kuat desain rencana adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,75 \times F_u \times \frac{A_e}{1000} \\ &= 0,75 \times 370 \times \frac{838,44}{1000} \\ &= 232,667 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari kedua pola kegagalan, diambil nilai ϕP_n terkecil sebagai kegagalan yang mungkin terjadi. Pola kegagalan yang terjadi pada penampang adalah kegagalan

patah dengan $\phi P_n = 232,667$ kN. Nilai ϕP_n sudah lebih besar daripada tahanan tarik yang tersedia sebesar 54,622 kN maka aman.

b) Bangunan Galeri Lantai 2 Bentang 3 Meter

Kuda – kuda dimodelkan dengan program SAP2000 dan didapatkan nilai output gaya dalam didapatkan

$$P_u \text{ tekan} = 41,841 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ tarik} = 37,424 \text{ kN}$$

$$L \text{ tekan} = 1863,39 \text{ mm}$$

$$L \text{ tarik} = 1666,67 \text{ mm}$$

Properti Profil Gabungan 2L 65x65x6 dengan tebal pelat 10 cm karena profil merupakan profil gabungan maka luas kotor untuk profil adalah

$$\begin{aligned} A_g &= 2 \times A \\ &= 2 \times 752,7 \\ &= 1505,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Nilai I_x didapatkan dari tabel konstruksi baja sebesar 294000, maka nilai I_{xg} adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} I_{xg} &= 2 \times I_x \\ &= 2 \times 294000 \\ &= 588000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{yg} &= \left(I_{xy} + A_g \left(C_y + \frac{tp}{2} \right)^2 \right) \\ &= \left(294000 + 1505,4 \left(18,1 + \frac{10}{2} \right)^2 \right) \\ &= 1097296,49 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$r_{xg} = 19,8 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} r_{yg} &= \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}} \\ &= \sqrt{\frac{1097296,49}{1505,4}} \\ &= 26,9983 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$X_0 = 0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Y_0 &= C_y - \frac{t}{2} \\ &= 18,1 - \frac{6}{2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 15,1 \text{ mm} \\
 r_0 &= \frac{I_x + I_y}{A} + X_0^2 + Y_0^2 \\
 &= \frac{588000 + 1097296,49}{1505,4} + 0^2 + 15,1^2 \\
 &= 1347,51 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H &= 1 - \frac{X_0^2 + Y_0^2}{r_0} \\
 &= 1 - \frac{0^2 + 15,1^2}{1347,51} \\
 &= 0,831
 \end{aligned}$$

- Pemeriksaan Batang Tekan

Untuk suatu komponen struktur tekan, penampang dapat diklasifikasikan sebagai penampang langsing dan non langsing. Apabila rasio lebar terhadap tebal (b/t) dari elemen tekan tidak melebihi nilai λ_r , maka penampang dikategorikan sebagai penampang non langsing. Sedangkan, rasio lebar terhadap tebal (b/t) melebihi λ_r , maka penampang dikategorikan sebagai penampang langsing.

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{b}{t} \\
 &= \frac{65}{6} = 10,833
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_r &= 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,99
 \end{aligned}$$

Karena $\lambda = 10,833 < \lambda_r = 12,99$ maka penampang ini termasuk non-langsing. Sebuah batang apabila mengalami gaya tekan akan mengalami *buckling*/tekuk. Potensi tekuk yang mungkin terjadi yaitu:

3. Tekuk Lentur

Pemeriksaan tekuk lentur pada batang tekan dengan memeriksa faktor kelangsingan profil baja menggunakan rumus

$$\begin{aligned}
 \frac{KL}{r_x} &= \frac{1 \times 1863,39}{19,8} \\
 &= 94,1106
 \end{aligned}$$

Faktor kelangsingan dibandingkan dengan nilai

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 135,966$$

Apabila $\frac{KL}{rx} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka nilai F_{cr} dihitung sesuai rumus

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

Apabila $\frac{KL}{rx} \geq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka nilai F_{cr} dihitung sesuai rumus

$$F_{cr} = 0,877 \times \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

F_{cr} adalah tegangan kritis yang dialami oleh batang tekan baja. Karena nilai $\frac{KL}{rx} <$

$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka nilai F_{cr} diambil dari persamaan $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$. Nilai F_e

ditentukan sebagai berikut

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 200000}{(94,1106)^2} \\ &= 222,8705 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \\ &= \left[0,658 \frac{240}{222,8705} \right] 240 \\ &= 152,9207 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4. Tekuk Lentur Torsi

Diketahui jarak antar penghubung adalah sebesar 1863,39 mm maka

$$\begin{aligned} \frac{a}{r} &= \frac{1863,39}{19,8} \\ &= 94,1106 \end{aligned}$$

Sambungan akan dibuat dengan baut kencang penuh memenuhi persamaan

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{rx}\right)_m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{ri}\right)^2} \\ &= \sqrt{(94,1106)^2 + (0,5 \times 94,1106)^2} \\ &= 105,2189 \end{aligned}$$

nilai F_{cry} diambil dari persamaan

$$F_{cry} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

F_e diperoleh dari

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 200000}{(105,2189)^2} \\ &= 178,2964 \end{aligned}$$

Maka nilai F_{cry} adalah sebesar

$$\begin{aligned} F_{cry} &= \left[0,658^{\frac{240}{178,2964}} \right] 240 \\ &= 136,6249 \text{ MPa} \end{aligned}$$

F_{crz} dihitung menggunakan rumus

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0}$$

Dengan,

G = modulus geser baja, sebesar 77200 MPa

J = konstanta puntir, $J = \frac{1}{3} bt^3$

Maka, F_{crz} adalah sebesar

$$\begin{aligned} F_{crz} &= \frac{77200 \times 4680}{1505,4 \times 1347,51} \\ &= 178,1062 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Nilai F_{cr} untuk pemeriksaan lentur torsi adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry} \times F_{crz} \times H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \\ &= \left(\frac{136,6249 + 178,1062}{2 \times 0,831} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(136,6249) \times 178,1062 \times 0,831}{(136,6249 + 178,1062)^2}} \right] \\ &= 108,2453 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan kritis untuk tekuk lentur adalah sebesar 152,9207 MPa dan untuk tekuk lentur torsi adalah 108,2453 MPa. Kemungkinan tekuk yang terjadi adalah besar tegangan kritis terkecil dari dua kemungkinan. Tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur torsi. Kekuatan tekan desain direncanakan sebagai berikut

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 108,2453 \times 1505,4 \\ &= 146,6573 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka, kuat desain rencana adalah sebesar 146,6573 kN dan sudah lebih besar daripada gaya tekan maksimal yang dipikul oleh batang sebesar 41,841 kN maka kuat desain rencana aman.

- Pemeriksaan Batang Tarik

Kekuatan batang tarik didapatkan dengan mengetahui pola kegagalan yang mungkin terjadi pada batang tarik. Pola kegagalan pada batang tarik adalah sebagai berikut

3. Kondisi leleh

Pada kondisi leleh, kuat desain rencana dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,9 \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 240 \times 1505,4 \\ &= 325,1664 \text{ kN}\end{aligned}$$

Maka kuat desain rencana adalah sebesar 325,1664 kN

4. Kondisi patah

Untuk batang tarik yang mempunyai lubang, misalnya untuk penempatan baut, maka luas penampangnya tereduksi dan dinamakan luas netto (A_n). Lubang pada batang menimbulkan konsentrasi tegangan akibat beban kerja. Teori elastisitas menunjukkan bahwa tegangan tarik di sekitar lubang baut tersebut adalah 3 kali tegangan rerata pada penampang netto. Tegangan yang terkonsentrasi di sekitar lubang tersebut menimbulkan fraktur atau patah pada sambungan. Tahanan nominal pada batang tersebut memenuhi persamaan:

$$P_n = F_u \times A_e$$

Luas penampang efektif (A_e) adalah sebagai berikut:

$$A_e = U \times A_g$$

U adalah koefisien reduksi pada jenis profil *single* atau *double angles* besarnya adalah 0,6. Maka, nilai luas penampang efektif adalah:

$$\begin{aligned}A_e &= 0,6 \times 1397,4 \\ &= 838,44 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Maka kuat desain rencana adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,75 \times F_u \times \frac{A_e}{1000} \\ &= 0,75 \times 370 \times \frac{838,44}{1000} \\ &= 232,667 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari kedua pola kegagalan, diambil nilai ϕP_n terkecil sebagai kegagalan yang mungkin terjadi. Pola kegagalan yang terjadi pada penampang adalah kegagalan patah dengan $\phi P_n = 232,667$ kN. Nilai ϕP_n sudah lebih besar daripada tahanan tarik yang tersedia yaitu 37,424 kN maka aman.

c) Bangunan Galeri Lantai 2 Bentang 4 Meter

Kuda – kuda dimodelkan dengan program SAP2000 dan didapatkan nilai output gaya dalam didapatkan

$$P_u \text{ tekan} = 51,337 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ tarik} = 45,954 \text{ kN}$$

$$L \text{ tekan} = 1863,39 \text{ mm}$$

$$L \text{ tarik} = 1666,67 \text{ mm}$$

Properti Profil Gabungan 2L 65x65x6 dengan tebal pelat 10 cm karena profil merupakan profil gabungan maka luas kotor untuk profil adalah

$$\begin{aligned} A_g &= 2 \times A \\ &= 2 \times 752,7 \\ &= 1505,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Nilai I_x didapatkan dari tabel kontruksi baja sebesar 294000, maka nilai I_{xg} adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} I_{xg} &= 2 \times I_x \\ &= 2 \times 294000 \\ &= 588000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{yg} &= \left(I_{xy} + A_g \left(C_y + \frac{tp}{2} \right)^2 \right) \\ &= \left(294000 + 1505,4 \left(18,1 + \frac{10}{2} \right)^2 \right) \\ &= 1097296,49 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$r_{xg} = 19,8 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} r_{yg} &= \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}} \\ &= \sqrt{\frac{1097296,49}{1505,4}} \\ &= 26,9983 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$X_0 = 0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Y_0 &= C_y - \frac{t}{2} \\
 &= 18,1 - \frac{6}{2} \\
 &= 15,1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r_0 &= \frac{I_x + I_y}{A} + X_0^2 + Y_0^2 \\
 &= \frac{588000 + 1097296,49}{1505,4} + 0^2 + 15,1^2 \\
 &= 1347,51 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H &= 1 - \frac{X_0^2 + Y_0^2}{r_0} \\
 &= 1 - \frac{0^2 + 15,1^2}{1347,51} \\
 &= 0,831
 \end{aligned}$$

- Pemeriksaan Batang Tekan

Untuk suatu komponen struktur tekan, penampang dapat diklasifikasikan sebagai penampang langsing dan non langsing. Apabila rasio lebar terhadap tebal (b/t) dari elemen tekan tidak melebihi nilai λ_r , maka penampang dikategorikan sebagai penampang non langsing. Sedangkan, rasio lebar terhadap tebal (b/t) melebihi λ_r , maka penampang dikategorikan sebagai penampang langsing.

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{b}{t} \\
 &= \frac{65}{6} = 10,833
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_r &= 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,99
 \end{aligned}$$

Karena $\lambda = 10,833 < \lambda_r = 12,99$ maka penampang ini termasuk non-langsing. Sebuah batang apabila mengalami gaya tekan akan mengalami *buckling*/tekuk. Potensi tekuk yang mungkin terjadi yaitu:

5. Tekuk Lentur

Pemeriksaan tekuk lentur pada batang tekan dengan memeriksa faktor kelangsingan profil baja menggunakan rumus

$$\begin{aligned}
 \frac{KL}{rx} &= \frac{1 \times 1863,39}{19,8} \\
 &= 94,1106
 \end{aligned}$$

Faktor kelangsingan dibandingkan dengan nilai

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 135,966$$

Apabila $\frac{KL}{rx} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka nilai F_{cr} dihitung sesuai rumus

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

Apabila $\frac{KL}{rx} \geq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka nilai F_{cr} dihitung sesuai rumus

$$F_{cr} = 0,877 \times \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

F_{cr} adalah tegangan kritis yang dialami oleh batang tekan baja. Karena nilai $\frac{KL}{rx} <$

$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka nilai F_{cr} diambil dari persamaan $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$. Nilai F_e

ditentukan sebagai berikut

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

$$= \frac{\pi^2 \times 200000}{(94,1106)^2}$$

$$= 222,8705 \text{ MPa}$$

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

$$= \left[0,658 \frac{240}{222,8705} \right] 240$$

$$= 152,9207 \text{ MPa}$$

6. Tekuk Lentur Torsi

Diketahui jarak antar penghubung adalah sebesar 1863,39 mm maka

$$\frac{a}{r} = \frac{1863,39}{19,8}$$

$$= 94,1106$$

Sambungan akan dibuat dengan baut kencang penuh memenuhi persamaan

$$\left(\frac{KL}{rx}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{ri}\right)^2}$$

$$= \sqrt{(94,1106)^2 + (0,5 \times 94,1106)^2}$$

$$= 105,2189$$

nilai F_{cry} diambil dari persamaan

$$F_{cry} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

F_e diperoleh dari

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 200000}{(105,2189)^2} \\ &= 178,2964 \end{aligned}$$

Maka nilai F_{cry} adalah sebesar

$$\begin{aligned} F_{cry} &= \left[0,658 \frac{240}{178,2964} \right] 240 \\ &= 136,6249 \text{ MPa} \end{aligned}$$

F_{crz} dihitung menggunakan rumus

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0}$$

Dengan,

G = modulus geser baja, sebesar 77200 MPa

J = konstanta punter, $J = \frac{1}{3} bt^3$

Maka, F_{crz} adalah sebesar

$$\begin{aligned} F_{crz} &= \frac{77200 \times 4680}{1505,4 \times 1347,51} \\ &= 178,1062 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Nilai F_{cr} untuk pemeriksaan lentur torsi adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry} \times F_{crz} \times H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \\ &= \left(\frac{136,6249 + 178,1062}{2 \times 0,831} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(136,6249) \times 178,1062 \times 0,831}{(136,6249 + 178,1062)^2}} \right] \\ &= 108,2453 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan kritis untuk tekuk lentur adalah sebesar 152,9207 MPa dan untuk tekuk lentur torsi adalah 108,2453 MPa. Kemungkinan tekuk yang terjadi adalah besar tegangan kritis terkecil dari dua kemungkinan. Tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur torsi. Kekuatan tekan desain direncanakan sebagai berikut

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 108,2453 \times 1505,4 \end{aligned}$$

$$= 146,6573 \text{ kN}$$

Maka, kuat desain rencana adalah sebesar 146,6573 kN dan sudah lebih besar daripada gaya tekan maksimal yang dipikul oleh batang sebesar 51,337 kN maka kuat desain rencana aman.

- Pemeriksaan Batang Tarik

Kekuatan batang tarik didapatkan dengan mengetahui pola kegagalan yang mungkin terjadi pada batang tarik. Pola kegagalan pada batang tarik adalah sebagai berikut

5. Kondisi leleh

Pada kondisi leleh, kuat desain rencana dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,9 \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 240 \times 1505,4 \\ &= 325,1664 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka kuat desain rencana adalah sebesar 325,1664 kN

6. Kondisi patah

Untuk batang tarik yang mempunyai lubang, misalnya untuk penempatan baut, maka luas penampangnya tereduksi dan dinamakan luas netto (A_n). Lubang pada batang menimbulkan konsentrasi tegangan akibat beban kerja. Teori elastisitas menunjukkan bahwa tegangan tarik di sekitar lubang baut tersebut adalah 3 kali tegangan rerata pada penampang netto. Tegangan yang terkonsentrasi di sekitar lubang tersebut menimbulkan fraktur atau patah pada sambungan. Tahanan nominal pada batang tersebut memenuhi persamaan:

$$P_n = F_u \times A_e$$

Luas penampang efektif (A_e) adalah sebagai berikut

$$A_e = U \times A_g$$

U adalah koefisien reduksi pada jenis profil *single* atau *double angles* besarnya adalah 0,6. Maka, nilai luas penampang efektif adalah

$$\begin{aligned} A_e &= 0,6 \times 1397,4 \\ &= 838,44 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka kuat desain rencana adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,75 \times F_u \times \frac{A_e}{1000} \\ &= 0,75 \times 370 \times \frac{838,44}{1000} \end{aligned}$$

$$= 232,667 \text{ kN}$$

Dari kedua pola kegagalan, diambil nilai ϕP_n terkecil sebagai kegagalan yang mungkin terjadi. Pola kegagalan yang terjadi pada penampang adalah kegagalan patah dengan $\phi P_n = 232,667 \text{ kN}$. Nilai ϕP_n sudah lebih besar daripada tahanan tarik yang tersedia yaitu $45,954 \text{ kN}$ maka aman.

2.2.2.2 Bangunan *Workshop* dan *Resto*

Bangunan *Workshop* dan *Resto* memiliki bentuk struktur yang sama sehingga perhitungan dapat diasumsi adalah sama untuk kedua bangunan kuda-kuda dimodelkan dengan program *SAP2000* dan didapatkan nilai *output* gaya dalam didapatkan

$$P_u \text{ tekan} = 61,069 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ tarik} = 54,622 \text{ kN}$$

$$L \text{ tekan} = 1863,39 \text{ mm}$$

$$L \text{ tarik} = 1666,67 \text{ mm}$$

Properti Profil Gabungan 2L 65x65x6 dengan tebal pelat 10 cm karena profil merupakan profil gabungan maka luas kotor untuk profil adalah

$$\begin{aligned} A_g &= 2 \times A \\ &= 2 \times 752,7 \\ &= 1505,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Nilai I_x didapatkan dari tabel kontruksi baja sebesar 294000, maka nilai I_{xg} adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} I_{xg} &= 2 \times I_x \\ &= 2 \times 294000 \\ &= 588000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{yg} &= \left(I_{xy} + A_g \left(C_y + \frac{tp}{2} \right)^2 \right) \\ &= \left(294000 + 1505,4 \left(18,1 + \frac{10}{2} \right)^2 \right) \\ &= 1097296,49 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$r_{xg} = 19,8 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} r_{yg} &= \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}} \\ &= \sqrt{\frac{1097296,49}{1505,4}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 26,9983 \text{ mm} \\
X_0 &= 0 \text{ mm} \\
Y_0 &= C_y - \frac{t}{2} \\
&= 18,1 - \frac{6}{2} \\
&= 15,1 \text{ mm} \\
r_0 &= \frac{I_x + I_y}{A} + X_0^2 + Y_0^2 \\
&= \frac{588000 + 1097296,49}{1505,4} + 0^2 + 15,1^2 \\
&= 1347,51 \text{ mm}^2 \\
H &= 1 - \frac{X_0^2 + Y_0^2}{r_0} \\
&= 1 - \frac{0^2 + 15,1^2}{1347,51} \\
&= 0,831
\end{aligned}$$

- Pemeriksaan Batang Tekan

Untuk suatu komponen struktur tekan, penampang dapat diklasifikasikan sebagai penampang langsing dan non langsing. Apabila rasio lebar terhadap tebal (b/t) dari elemen tekan tidak melebihi nilai λ_r , maka penampang dikategorikan sebagai penampang non langsing. Sedangkan, rasio lebar terhadap tebal (b/t) melebihi λ_r , maka penampang dikategorikan sebagai penampang langsing.

$$\begin{aligned}
\lambda &= \frac{b}{t} \\
&= \frac{65}{6} = 10,833 \\
\lambda_r &= 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
&= 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,99
\end{aligned}$$

Karena $\lambda = 10,833 < \lambda_r = 12,99$ maka penampang ini termasuk non-langsing. Sebuah batang apabila mengalami gaya tekan akan mengalami *buckling*/tekuk. Potensi tekuk yang mungkin terjadi yaitu:

1. Tekuk Lentur

Pemeriksaan tekuk lentur pada batang tekan dengan memeriksa faktor kelangsingan profil baja menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}\frac{KL}{rx} &= \frac{1 \times 1863,39}{19,8} \\ &= 94,1106\end{aligned}$$

Faktor kelangsingan dibandingkan dengan nilai

$$\begin{aligned}4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} &= 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 135,966\end{aligned}$$

Apabila $\frac{KL}{rx} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka nilai F_{cr} dihitung sesuai rumus

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

Apabila $\frac{KL}{rx} \geq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka nilai F_{cr} dihitung sesuai rumus

$$F_{cr} = 0,877 \times \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

F_{cr} adalah tegangan kritis yang dialami oleh batang tekan baja. Karena nilai $\frac{KL}{rx} <$

$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka nilai nilai F_{cr} diambil dari persamaan $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$. Nilai F_e ditentukan sebagai berikut

$$\begin{aligned}F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 200000}{(94,1106)^2} \\ &= 222,8705 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{cr} &= \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \\ &= \left[0,658 \frac{240}{222,8705} \right] 240 \\ &= 152,9207 \text{ MPa}\end{aligned}$$

2. Tekuk Lentur Torsi

Diketahui jarak antar penghubung adalah sebesar 1863,39 mm maka

$$\begin{aligned}\frac{a}{r} &= \frac{1863,39}{19,8} \\ &= 94,1106\end{aligned}$$

Sambungan akan dibuat dengan baut kencang penuh memenuhi persamaan

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{rx}\right)_m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{ri}\right)^2} \\ &= \sqrt{(94,1106)^2 + (0,5 \times 94,1106)^2} \\ &= 105,2189 \end{aligned}$$

nilai F_{cry} diambil dari persamaan

$$F_{cry} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

F_e diperoleh dari

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 200000}{(105,2189)^2} \\ &= 178,2964 \end{aligned}$$

Maka nilai F_{cry} adalah sebesar

$$\begin{aligned} F_{cry} &= \left[0,658 \frac{240}{178,2964}\right] 240 \\ &= 136,6249 \text{ MPa} \end{aligned}$$

F_{crz} dihitung menggunakan rumus

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0^2}$$

Dengan,

G = modulus geser baja, sebesar 77200 MPa

J = konstanta punter, $J = \frac{1}{3} bt^3$

Maka, F_{crz} adalah sebesar

$$\begin{aligned} F_{crz} &= \frac{77200 \times 4680}{1505,4 \times 1347,51} \\ &= 178,1062 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Nilai F_{cr} untuk pemeriksaan lentur torsi adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry} \times F_{crz} \times H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \\ &= \left(\frac{136,6249 + 178,1062}{2 \times 0,831}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(136,6249) \times 178,1062 \times 0,831}{(136,6249 + 178,1062)^2}}\right] \\ &= 108,2453 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan kritis untuk tekuk lentur adalah sebesar 152,9207 MPa dan untuk tekuk lentur torsi adalah 108,2453 MPa. Kemungkinan tekuk yang terjadi adalah besar

tegangan kritis terkecil dari dua kemungkinan. Tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur torsi. Kekuatan tekan desain direncanakan sebagai berikut

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 108,2453 \times 1505,4 \\ &= 146,6573 \text{ kN}\end{aligned}$$

Maka, kuat desain rencana adalah sebesar 146,6573 kN dan sudah lebih besar daripada gaya tekan maksimal yang dipikul oleh batang sebesar 61,069kN maka kuat desain rencana aman.

- Pemeriksaan Batang Tarik

Kekuatan batang tarik didapatkan dengan mengetahui pola kegagalan yang mungkin terjadi pada batang tarik. Pola kegagalan pada batang tarik adalah sebagai berikut

3. Kondisi leleh

Pada kondisi leleh, kuat desain rencana dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,9 \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 240 \times 1505,4 \\ &= 325,1664 \text{ kN}\end{aligned}$$

Maka, kuat desain rencana adalah sebesar 325,1664 kN

4. Kondisi patah

Untuk batang tarik yang mempunyai lubang, misalnya untuk penempatan baut, maka luas penampangnya tereduksi dan dinamakan luas netto (A_n). Lubang pada batang menimbulkan konsentrasi tegangan akibat beban kerja. Teori elastisitas menunjukkan bahwa tegangan tarik di sekitar lubang baut tersebut adalah 3 kali tegangan rerata pada penampang netto. Tegangan yang terkonsentrasi di sekitar lubang tersebut menimbulkan fraktur atau patah pada sambungan. Tahanan nominal pada batang tersebut memenuhi persamaan:

$$P_n = F_u \times A_e$$

Luas penampang efektif (A_e) adalah sebagai berikut

$$A_e = U \times A_g$$

U adalah koefisien reduksi pada jenis profil *single* atau *double angles* besarnya adalah 0,6. Maka, nilai luas penampang efektif adalah

$$A_e = 0,6 \times 1397,4$$

$$= 838,44 \text{ mm}^2$$

Maka kuat desain rencana adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,75 \times F_u \times \frac{A_e}{1000} \\ &= 0,75 \times 370 \times \frac{838,44}{1000} \\ &= 232,667 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari kedua pola kegagalan, diambil nilai ϕP_n terkecil sebagai kegagalan yang mungkin terjadi. Pola kegagalan yang terjadi pada penampang adalah kegagalan patah dengan $\phi P_n = 232,667 \text{ kN}$. Nilai ϕP_n sudah lebih besar daripada tahanan tarik yang tersedia sebesar $54,622 \text{ kN}$ maka aman.

2.2.3 Sambungan kuda – kuda

Struktur baja terdiri dari batang – batang baja yang saling tersambung menjadi satu kesatuan dengan menggunakan sambungan las, baut/paku keling maupun dengan mengkombinasikan keduanya. Bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik akan menggunakan desain sambungan baut sebagai sambungan kuda – kuda.

Berdasarkan mutunya, baut terbagi menjadi dua yaitu baut mutu normal yaitu A307 dengan kadar karbon yang rendah dan baut mutu tinggi dengan baja karbon yang lebih tinggi. Baut mutu tinggi memiliki beberapa jenis baut dan dikelompokkan berdasarkan kekuatannya yang dijabarkan oleh SNI 1729 tahun 2020 sebagai berikut:

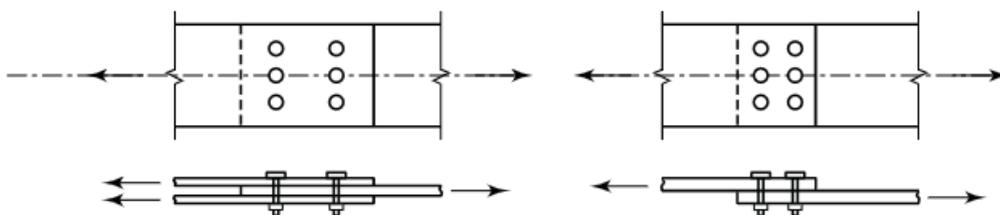
1. Kelompok A terdiri dari ASTM F3125/F3125M Grade A325, A325M, F1852 dan ASTM A354 Grade BC
2. Kelompok B terdiri dari ASTM F3125/F3125M Grade A490, A490M, F2280 dan ASTM A354 Grade BD
3. Kelompok C terdiri dari ASTM F3043 dan F3111

Sedangkan kekuatan nominal pengencang (f_{nv}) telah diatur sesuai SNI 1729 tahun 2020 pada Tabel 2.3

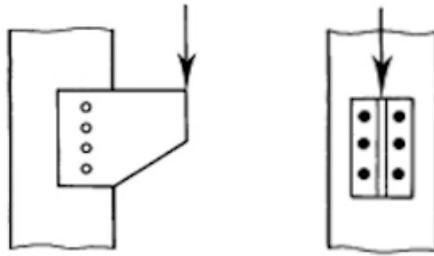
Tabel 2.3 Kekuatan nominal pengencang, ksi (MPa)

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Geser Nominal pada Sambungan Tipe Tumpu, F_{nv} , ksi(MPa)
Baut A307	27 (186)
Baut kelompok A (misal, A325), apabila ulir ada di bidang geser	54 (372)
Baut kelompok A (misal, A325), apabila ulir di luar bidang geser	68 (469)
Baut kelompok B (misal, A490), bila ulir ada di bidang geser	68 (469)
Baut kelompok B (misal, A490), apabila ulir ada di luar bidang geser	84 (579)
Rakitan baut group C (misal, F3043), apabila ulir dan daerah transisi batang baut ada di bidang geser	90 (620)
Rakitan baut group C (misal, F3043), apabila ulir dan daerah transisi batang baut di luar bidang geser	113 (779)
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, apabila ulir ada di bidang geser	$0,450 F_u$
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, apabila ulir di luar bidang geser	$0,563 F_u$

Berdasarkan konfigurasi beban pada sambungan, maka sambungan dapat dibagi menjadi dua yaitu sambungan sederhana dan sambungan eksentris. Sambungan sederhana didefinisikan sebagai sambungan yang garis kerja resultan gaya tepat melewati titik berat nya dan setiap bebannya akan diasumsikan memikul gaya yang sama sebagai contoh adalah sambungan yang memikul beban geser dan tarik seperti pada sambungan antar kuda – kuda (Gambar 2.6). Sedangkan, sambungan eksentris adalah sambungan yang garis kerja resultan gaya tidak tepat melewati titik berat sambungan dan setiap bagiannya diasumsikan memikul gaya yang berbeda. Contoh sambungan eksentris adalah sambungan yang memikul beban momen seperti sambungan antara kolom dan balok (Gambar 2.7) (Segui, 2016).



Gambar 2.6 Sambungan baut sederhana



Gambar 2.7 Sambungan baut eksentris

Sebelum mendesain sambungan baut, diperlukan pemeriksaan terhadap pola kegagalan yang mungkin akan terjadi pada sambungan. Pola kegagalan yang mungkin terjadi terbagi menjadi dua yaitu kegagalan pada baut dan kegagalan pada pelat yang tersambung. Kegagalan pada baut menyebabkan baut mengalami putus ketika batang yang tersambung ditarik dengan gaya tertentu. Kekuatan baut menerima gaya tarik hingga mengalami putus disebut sebagai kuat geser baut. Kegagalan pada pelat menyebabkan pelat mengalami sobek biasanya terjadi karena lubang baut dekat pada tepi pelat atau pelat terlalu tipis. Kekuatan pelat hingga mengalami kegagalan ini disebut sebagai kuat tumpu. Adapun desain sambungan baut pada bangunan pelatitan gerabah dan keramik akan direncanakan sebagai berikut:

1. Desain Rencana
2. Rencana Kuat Geser Baut (*Shear Strength*)
3. Rencana Kuat Blok Geser (*Shear Block*)
4. Rencana Kuat Tumpu Pelat (*Bearing Strength*)
5. Rekapitulasi Desain Sambungan Baut

2.2.3.1 Desain Rencana

Desain rencana ditentukan sebagai asumsi awal sambungan baut yang akan digunakan pada profil kuda – kuda. Desain rencana awal adalah sebagai berikut:

Profil Baja = 2L 65x65x6

Jenis Baut = Baut mutu tinggi A325

f_{nv} = 372 MPa (berdasarkan Tabel 2.3 ulir ada di bidang geser)

Diameter baut (d_b) = 16 mm

Adapun dimensi lubang baut nominal telah ditentukan oleh peraturan SNI 1729 tahun 2020 pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Dimensi lubang nominal, mm

Diameter Baut	Dimensi Lubang			
	Standar (Diameter)	Ukuran Berlebih (Diameter)	Standar (Diameter)	Slot Panjang (Lebar x Panjang)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	27	30	27 x 30	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥M36	d + 3	d + 8	(d + 3) x (d + 10)	(d + 3) x 2,5d

Diameter lubang = lubang standar 18 mm (sesuai Tabel 2.4)

Mutu pelat = BJ37 (sesuai Tabel 2.1)

Tebal pelat (t_p) = 10 mm

Beban rencana (ϕP_n) = 232,6671 kN

Setelah desain rencana telah ditentukan selanjutnya, dilakukan pemeriksaan kuat tumpu, kuat geser, dan blok geser yang terjadi pada sambungan untuk memastikan desain rencana aman terhadap kegagalan.

2.2.3.2 Rencana Kuat Geser Baut (*Shear Strength*)

Ketika baut telah mencapai batas ketahanannya dan mengalami putus, diperhitungkan sebagai berikut:

$$R_n = F_{nv} A_b$$

Dengan

$$R_n = \text{Kuat geser}$$

$$F_{nv} = \text{Kekuatan nominal pengencang}$$

$$A_b = \text{Luas pengencang}$$

Kekuatan nominal pengencang tergantung pada tipe baut yang digunakan sebagai pengencang berdasarkan Tabel 2.3. Diasumsikan ada ulir di bidang geser agar perencanaan lebih aman karena kuat yang tersedia akan lebih sedikit daripada kuat yang tersedia apabila tidak ada ulir di bidang geser. Berdasarkan *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) (Setiawan, 2008), faktor reduksi yang digunakan sebesar 0,75 maka, desain kuat rencana adalah

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b$$

Direncanakan kuat geser baut pada sambungan kuda – kuda adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times (16)^2 \\
 &= 201,0619 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= (372 \times 2 \times 201,0619) / 1000 \\
 &= 149,5901 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,75 \times 149,5901 \\
 &= 112,1926 \text{ kN/baut}
 \end{aligned}$$

Maka kuat geser baut adalah sebesar 112,1926 kN/baut. Setelah kuat geser telah ditentukan, maka dilakukan perhitungan untuk mencari jumlah baut yang cocok untuk beban rencana yang akan ditahan

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah baut (n)} &= \frac{\phi P_u}{\phi R_n} \\
 &= \frac{232,6671}{112,1926} \\
 &= 2,0738 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah baut}
 \end{aligned}$$

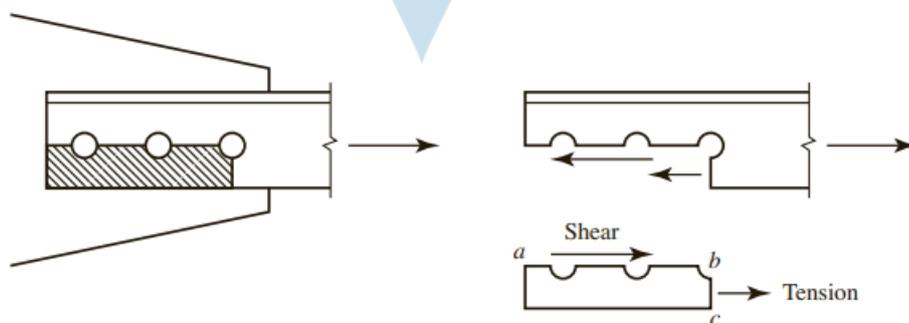
Hitung kuat geser baut untuk seluruh baut

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 3 \times 112,1926 \\
 &= 336,5777 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka kuat geser baut seluruhnya adalah sebesar 336,5777 kN

2.2.3.3 Rencana Kuat Geser Blok (*Block Shear*)

Batang tarik yang terhubungan dengan sebuah sambungan dapat mengalami keruntuhan geser blok seperti yang terlihat pada gambar berikut ini:



Gambar 2.8 Keruntuhan geser blok (*block shear*)

Seperti pada Gambar 2.8 area yang diarsir mengalami gagal akibat gaya geser sepanjang bagian ab dan akibat gaya tarik sepanjang bagian bc. Geser blok dapat terjadi pada pelat buhul. SNI 1729 tahun 2020 mengasumsikan terjadi kegagalan patah pada bagian geser dan bagian tarik dimana keduanya berkontribusi pada kekuatan total dan tahanan blok geser. Kegagalan geser diambil 60% dari kekuatan tarik maksimal maka kekuatan nominal geser adalah $0,6F_uA_{nv}$ dan kuat nominal tarik adalah F_uA_{nt} dimana

A_{nv} = luas bersih di bagian yang mengalami geser

A_{nt} = luas bersih di bagian yang mengalami tarik

Maka, kuat nominal adalah

$$R_n = 0,6F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt}$$

Kuat nominal dibatasi oleh nilai berikut ini

$$R_n = 0,6F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt}$$

dengan

A_{gv} = luas kotor di bagian yang mengalami geser

Berlaku persamaan berikut

$$R_n = 0,6F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \leq 0,6F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt}$$

Dimana $U_{bs} = 1$ apabila tegangan tarik seragam dan $U_{bs} = 0,5$ apabila tegangan tarik tidak seragam. Berdasarkan LRFD digunakan faktor reduksi sebesar 0,75. Direncanakan geser blok pada batang tarik dan pelat buhul adalah sebagai berikut:

1. Mencari jarak antar baut (S)

Jarak antar pusat baut diatur sesuai SNI 1729 tahun 2020 dari arah manapun tidak kurang dari $2\frac{2}{3}$ kali diameter nominal baut atau biasanya lebih sering dipakai tidak kurang dari $3d$.

Maka,

$$S \geq 3 \times D \text{ baut}$$

$$\geq 3 \times 16$$

$$\geq 48 \text{ mm}$$

Diambil jarak antar baut adalah 48 mm

2. Mencari jarak tepi minimum (L_e)

Jarak dari pusat lubang standar ke tepi bagian yang disambung dalam arah manapun tidak boleh kurang dari yang tertera pada Tabel 2.5

Tabel 2.5 Jarak tepi minimum dari pusat lubang standar

Diameter Baut (mm)	Jarak Tepi Minimum
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Di atas 36	1,25d

Sedangkan, jarak dari pusat lubang ukuran berlebih atau slot ke tepi dari suatu bagian yang disambung harus tidak kurang dari yang disyaratkan untuk lubang ke tepi bagian yang disambung ditambah peningkatan C_2 yang berlaku seperti pada Tabel 2.6

Tabel 2.6 Nilai penambahan jarak tepi C_2

Diameter Nominal dari Pengencang	Lubang Ukuran Berlebih	Lubang Slot		
		Sumbu Panjang Tegak Lurus Terhadap Tepi		Sumbu Panjang Paralel Terhadap Tepi
		Slot Pendek	Slot Panjang	
≤ 22	2	3	0,75d	0
24	3	3		
≥ 27	3	5		

Karena diameter baut adalah 16 mm dan memiliki diameter lubang standar maka jarak tepi minimum adalah sebesar 22 mm. Direncanakan jarak tepi sebesar 1,5 kali diameter baut.

$$\begin{aligned} L_e &= 1,5 \times D_b \\ &= 1,5 \times 16 = 24 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, jarak tepi yang direncanakan sebesar 24 mm.

3. Mencari luas kotor dan bersih bagian geser

Luas kotor bagian yang mengalami geser ditentukan sebagai berikut

$$\begin{aligned} A_{gv} &= t \times (S + Le) \\ &= [6 \times (48 + 24)] \times 2 \\ &= 864 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sedangkan luas bersih yang mengalami geser adalah

$$\begin{aligned} A_{nv} &= [t \times \{(S + Le) - (2,5 \times D \text{ lubang})\}] \times 2 \\ &= (6 \times ((48 + 24) - (2,5 \times 16))) \times 2 \end{aligned}$$

$$= 324 \text{ mm}^2$$

Maka, luas kotor bagian geser adalah 864 mm^2 dan luas bersih bagian geser adalah 324 mm^2

4. Mencari luas bersih bagian tarik

Luas bersih bagian yang mengalami tarik adalah

$$\begin{aligned} \text{Ant} &= [t \times (L_e - 0,5 \times D \text{ lubang})] \times 2 \\ &= [6 \times (24 - 0,5 \times 16)] \times 2 \\ &= 180 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka, luas bersih yang mengalami tarik sebesar 180 mm^2

5. Kuat Rencana

$$\begin{aligned} R_n &= 0,6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0,6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \\ R_n &= (0,6 \times 370 \times 324 + 370 \times 180) \leq (0,6 \times 240 \times 864 + 370 \times 180) \\ &= 138,528 \leq 191,016 \end{aligned}$$

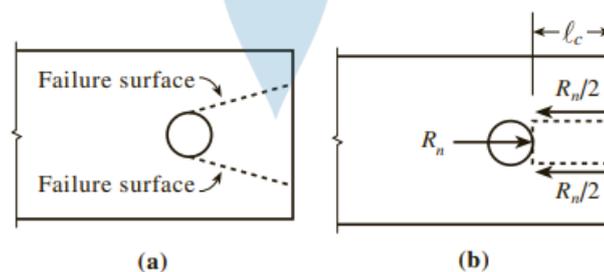
Maka, nilai R_n diambil nilai yang terkecil adalah sebesar $138,528 \text{ kN}$. Berdasarkan LRFD nilai R_n perlu direduksi

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times R_n \\ &= 0,75 \times 138,528 \\ &= 103,896 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka, nilai kuat geser blok adalah sebesar $103,896 \text{ kN}$

2.2.3.4 Rencana Kuat Tumpu Pelat

Kuat tumpu pelat adalah tahanan pelat hingga pelat mengalami sobek akibat gaya geser. Kuat tumpu pelat dapat diilustrasikan seperti gambar Gambar 2.9



Gambar 2.9 Kuat tumpu pelat

Kemungkinan kegagalan yang terjadi adalah sobeknya pelat pada bagian ujung seperti yang digambarkan pada Gambar 2.9a. Apabila luasan kegagalan

disederhanakan menjadi Gambar 2.9b, kuat tumpu di satu sisi sama dengan kegagalan patah pada area geser atau

$$\frac{R_n}{2} = 0,6 \times F_u \times \ell_c \times t$$

Dimana,

$0,6 F_u$ = tegangan geser pada pelat yang terhubung

ℓ_c = jarak ujung lubang dan tepi pelat yang terhubung

t = tebal pelat

Kekuatan total adalah

$$R_n = 2(0,6 F_u \ell_c t) = 1,2 F_u \ell_c t$$

Namun, kegagalan ini dibatasi agar lubang baut tidak melebar lebih dari ¼ inci atau 6,25 mm menghasilkan batas kuat nominal sebesar

$$R_n = 2,4 \times d_b \times t \times F_u$$

Sesuai dengan LRFD, faktor tereduksi yang berlaku adalah sebesar 0,75.

Direncanakan kuat tumpu pelat adalah sebagai berikut:

1. Penentuan jarak bersih antara tepi lubang dengan tepi yang berdekatan (ℓ_c)
Jarak bersih antara tepi lubang dengan tepi lubang lain yang berdekatan atau tepi material tergantung pada posisi baut yang terpasang. Maka, perhitungan akan dilakukan berdasarkan posisi baut

- Baut 1

Baut 1 adalah baut yang berada terdekat pada tepi material dimana

$$\begin{aligned} \ell_c &= S - \left(\frac{D_{\text{lubang}}}{2} \right) \\ &= 48 - \left(\frac{18}{2} \right) = 15 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Baut 2 dan 3

Baut 2 dan 3 adalah baut yang saling berdampingan maka

$$\begin{aligned} \ell_c &= S - D_{\text{lubang}} \\ &= 48 - 18 = 30 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Kuat tumpu rencana

Kuat tumpu rencana diperhitungkan berdasarkan posisi baut

- Baut 1

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \times 15 \times 6 \times 370 \\ &= 39,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Baut 2 dan 3

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \times 30 \times 6 \times 370 \\ &= 79,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka kuat tumpu rencana adalah sebesar 299,7 kN

3. Batasan

Kuat tumpu pada setiap baut dibatasi dan akan diambil nilai terkecil di setiap posisi baut

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 \times 16 \times 6 \times 370 \\ &= 85,248 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diambil nilai terkecil di setiap baut maka, baut 1 memiliki kuat tumpu sebesar 39,96 kN, baut 2 dan 3 memiliki kuat tumpu sebesar 79,96 kN

4. Kuat tumpu pelat

Kuat tumpu total merupakan penjumlahan kuat tumpu disetiap baut maka

$$\begin{aligned} R_n \text{ total} &= 39,96 + (2 \times 79,92) \\ &= 199,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sesuai LRFD kuat tumpu harus direduksi dengan faktor reduksi sebesar 0,75

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times R_n \\ &= 0,75 \times 199,8 \\ &= 149,85 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka, kuat tumpu sambungan baut adalah sebesar 149,85 kN

2.2.3.5 Rekapitulasi Sambungan Baut

Rekapitulasi kuat tumpu, kuat geser, dan geser blok adalah sebagai berikut

$$\text{Kuat Geser Baut} = 336,577 \text{ kN}$$

$$\text{Geser Blok} = 103,896 \text{ kN}$$

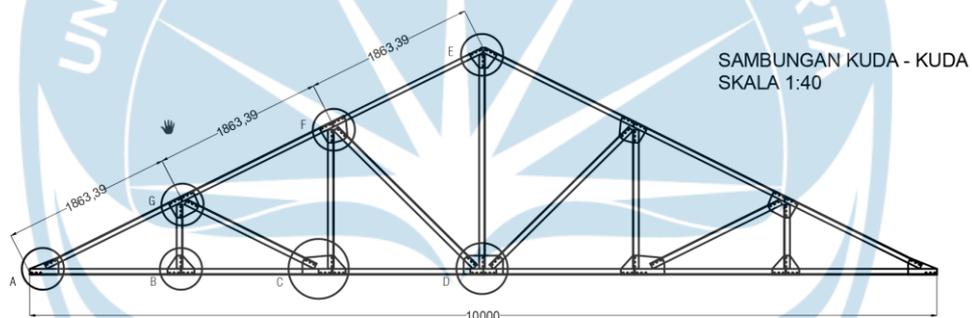
$$\text{Kuat Tumpu Baut} = 149,85 \text{ kN}$$

Kekuatan terkecil adalah kegagalan yang mungkin terjadi pada sambungan, maka kegagalan yang mungkin terjadi pada desain sambungan baut ini adalah kegagalan akibat geser blok. Maka dilakukan pemeriksaan $P_u \leq$ kuat rencana dinyatakan aman terhadap setiap bangunan seperti pada Tabel 2.7

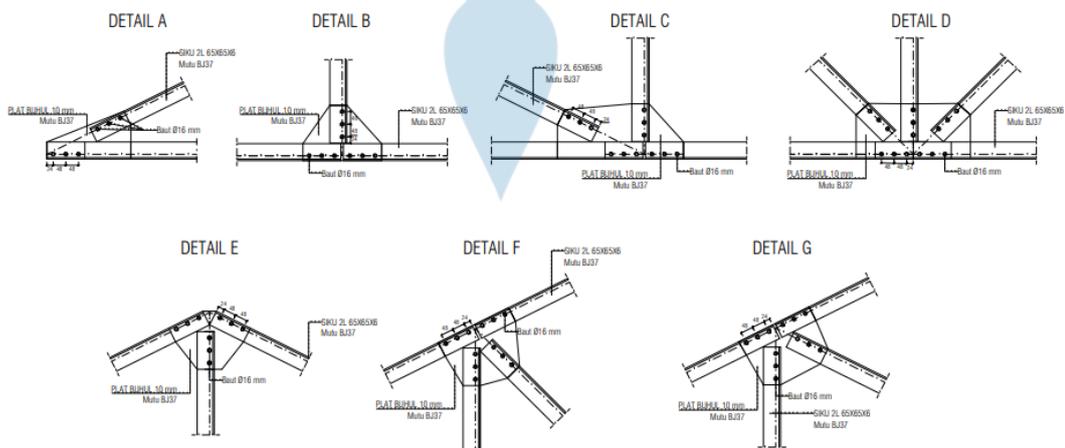
Tabel 2.7 Pemeriksaan sambungan terhadap setiap bangunan

Bangunan	Pu (kN)	Kuat Rencana (kN)	Status
Galeri Lantai 1 Kuda – Kuda Bentang 5 m	34,86	103,896	Aman
Galeri Lantai 2 Kuda – Kuda Bentang 3 m	37,42		Aman
Galeri Lantai 2 Kuda – Kuda Bentang 4 m	45,95		Aman
Resto dan <i>Workshop</i>	54,62		Aman

Maka, desain sambungan dapat dinyatakan aman untuk dapat digunakan pada seluruh kuda-kuda bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik dan akan dipasang seperti pada Gambar 2.10 dan Gambar 2.11.



Gambar 2.10 Lokasi pemasangan baut



Gambar 2.11 Detail sambungan baut

2.3 Struktur Tahan Gempa

Pergerakan tanah yang terjadi pada saat gempa dapat sangat membahayakan struktur yang berdiri di atasnya. Pergerakan tanah akan menghasilkan percepatan tanah mengakibatkan terjadinya tekanan dan pergeseran yang lebih besar daripada tahanan struktur. Sebuah struktur harus dirancang sesuai dengan tipe struktur dan fungsinya untuk dapat menerima respon gempa bumi pada beberapa tingkatan. Adapun beberapa faktor yang dapat mempengaruhi kerusakan struktur akibat gempa adalah kekuatan gempa, jarak dari pusat gempa, durasi terjadinya getaran gempa dan kondisi tanah. Faktor inilah yang menjadi pertimbangan ketika merancang struktur tahan gempa sesuai dengan SNI 1726 tahun 2019. Dasar yang diterapkan pada perencanaan bangunan tahan gempa yaitu:

1. Bila gempa ringan terjadi, kerusakan tidak boleh terjadi pada elemen struktural dan nonstruktural. Fungsi serta struktur bangunan harus tetap berjalan.
2. Bila gempa sedang terjadi, elemen nonstruktural boleh mengalami kerusakan namun, elemen struktural tidak boleh mengalami kerusakan.
3. Bila gempa besar terjadi, kerusakan boleh terjadi pada elemen struktural maupun nonstruktural namun, tidak boleh terjadi keruntuhan bangunan yang dapat membahayakan jiwa.

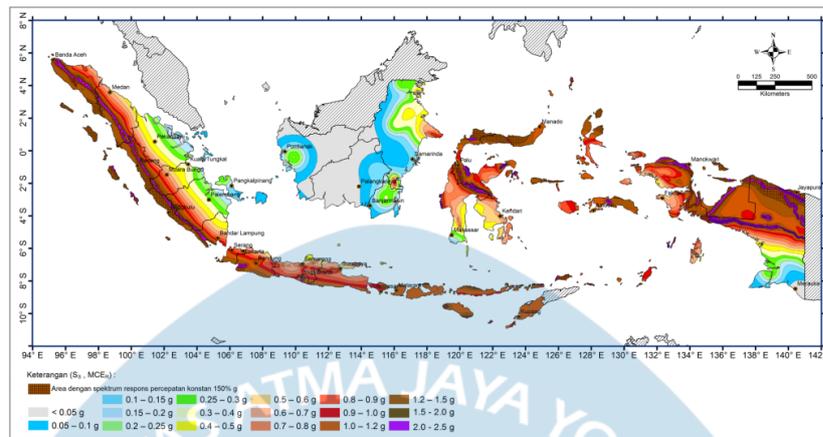
Berdasarkan konsep dan peraturan SNI 1726 tahun 2019 bangunan Galeri dan keramik di Klaten akan direncanakan tahan akan gempa dengan memperhatikan serta menentukan jenis situs tanah, periode fundamental gedung, kategori desain seismik, kategori risiko dan koefisien respon seismik yang akan mempengaruhi.

2.3.1 Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS)

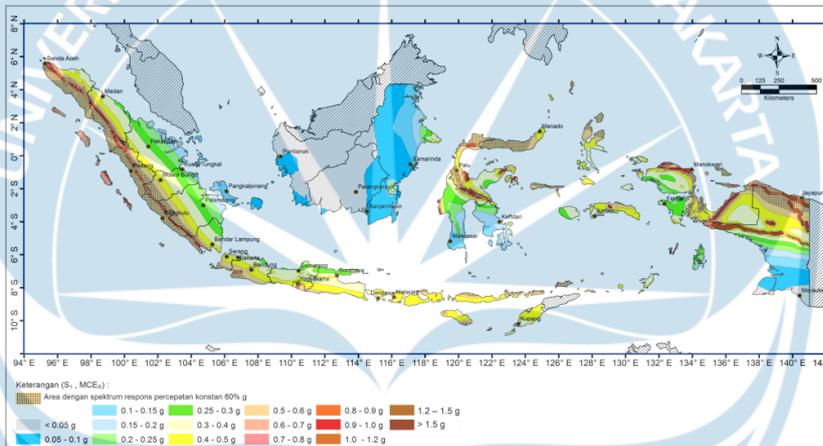
- a. Menentukan S_s dan S_1 Berdasarkan Lokasi Bangunan

Kategori Desain Seismik ditentukan dengan menentukan parameter-parameter spektrum respons desain berdasarkan SNI 1726 tahun 2019. Parameter S_s adalah parameter percepatan batuan dasar pada perioda pendek dan parameter S_1 yaitu parameter percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik. Kedua parameter tersebut ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismic dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun. Nilai

Ss dan S1 ditentukan berdasarkan lokasi bangunan mengacu pada Gambar 2.12 dan Gambar 2.13.



Gambar 2.12 Percepatan batuan dasar pada periode pendek (Ss)



Gambar 2.13 Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S1)

Berdasarkan Gambar 2.12 dan Gambar 2.13 nilai Ss di daerah Klaten adalah sebesar 1,2177 g dan nilai S1 sebesar 0,5255 g.

b. Klasifikasi Situs

Suatu bangunan di suatu situs harus diklasifikasikan untuk menentukan desain seismik suatu bangunan dan jenis tanah di situs tersebut. Situs diklasifikasikan berdasarkan empat jenis profil tanah yaitu tanah keras, sedang, lunak, serta tanah khusus. Penentuan kelompok situs adalah berdasarkan SNI 1726:2019 yang telah dijabarkan pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Klasifikasi situs

Kelas situs	\bar{v}_s	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti 6.10.1.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

Situs diklasifikasikan berdasarkan data tanah yang diperoleh sejauh kedalaman 30 m. Data tanah diperoleh dari penyelidikan tanah pada situs tersebut. Penyelidikan tanah dilakukan dengan berbagai cara seperti pengeboran, menggali lubang-cobaan (*trial-pit*), dan *in-situ test*. Penyelidikan tanah akan lebih lanjut dibahas pada bab III mengenai struktur bawah. Salah satu jenis penyelidikan tanah di lapangan adalah pengujian *Standard Penetration Test*. Nilai SPT diperoleh melalui dua tahap yaitu tahap pertama pada saat tabung dipukul hingga kedalaman 6 inci, tahap kedua dilakukan pemukulan hingga kedalaman 12 inci. Jumlah pukulan hingga mencapai kedalaman 12 inci disebut sebagai nilai-N. Data pengujian nilai SPT dijabarkan sebagai berikut:

Tabel 2.9 Hasil uji *Standard Penetration Test*

Elevasi	d (tebal)	N (SPT)	di/Ni	N*	Su	di/Su	Su*
2	2	9	0,2222	18,8841	98	0,0204	64,9029
4	2	12	0,1667		55	0,0364	
6	2	16	0,1250		55	0,0364	
8	2	18	0,1111		55	0,0364	
10	2	24	0,0833		54	0,0370	
12	2	9	0,2222		89	0,0225	
14	2	28	0,0714		101	0,0198	
16	2	43	0,0465		78	0,0256	
18	2	32	0,0625		70	0,0286	
20	2	23	0,0870		70	0,0286	
22	2	24	0,0833		63	0,0317	
24	2	18	0,1111		63	0,0317	
26	2	22	0,0909		56	0,0357	
28	2	55	0,0364		56	0,0357	
30	2	29	0,0690		56	0,0357	
Jumlah	30		1,5886				

Berdasarkan data serta peraturan pada Tabel 2.8 maka dapat diperoleh hasil sebagai berikut:

Nilai Tahanan Penetrasi Standar Rerata (N^*) = 18 pukulan

Nilai Kuat Geser Niralir Rerata (Su^*) = 64,9029 kPa

\bar{N} atau \bar{N}_{ch} : $15 < (N^* = 18,88) < 50$

\bar{S}_u : $50 < (Su^* = 64,90) < 100$

Maka, dapat disimpulkan bahwa kelas situs tanah adalah kelas situs tanah sedang atau SD.

2.3.2 Periode Fundamental Gedung (T)

Periode fundamental struktur, T, dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan, T_a . Sebagai alternatif dalam melakukan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur, T, diizinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan, T_a , yang dihitung sesuai dengan rumus

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

dengan,

h_n = tinggi bangunan (m)

C_t = Koefisien sesuai tabel 18 SNI 1726:2019

Tabel 2.10 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik: - Rangka baja pemikul momen - Rangka beton pemikul momen	0,0724 0,0466	0,8 0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik direncanakan menggunakan struktur rangka beton pemikul momen maka, nilai C_t dan x dapat terdefiniskan seperti pada Tabel 2.10, Sesuai pendekatan yang berlaku, maka nilai periode fundamental pada tiap bangunan adalah sebagai berikut:

1. Bangunan Galeri

$$h_n = 8,5 \text{ meter}$$

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

$$T_a = 0,0466 \times 8,5^{0,9}$$
$$= 0,3198 \text{ detik}$$

2. Bangunan *Resto* dan *Workshop*

$$h_n = 6 \text{ meter}$$

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

$$T_a = 0,0466 \times 6^{0,9}$$
$$= 0,2337 \text{ detik}$$

2.3.3 Kategori Risiko Bangunan

Standar Nasional Indonesia telah menjabarkan kategori risiko bangunan berdasarkan fungsi bangunan. Semakin tinggi kategori risiko, maka struktur bangunan harus diperkuat karena kategori risiko berhubungan erat dengan

keselamatan jiwa dan dampak terhadap kehidupan masyarakat. SNI 1726 tahun 2019 merumuskan kategori risiko bangunan seperti pada Tabel 2.11.

Tabel 2.11 Kategori risiko bangunan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV. 	IV

Berdasarkan SNI 1726:2019 tentang Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Struktur lainnya, bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik di Klaten yang terdiri dari fasilitas manufaktur yaitu bangunan *Workshop*, Resto, dan Galeri tergolong ke dalam kategori risiko kelas II. Setelah mengetahui risiko bangunan, ditentukan faktor keutamaan gempa berdasarkan Tabel 2.12.

Tabel 2.12 Faktor keutamaan gempa

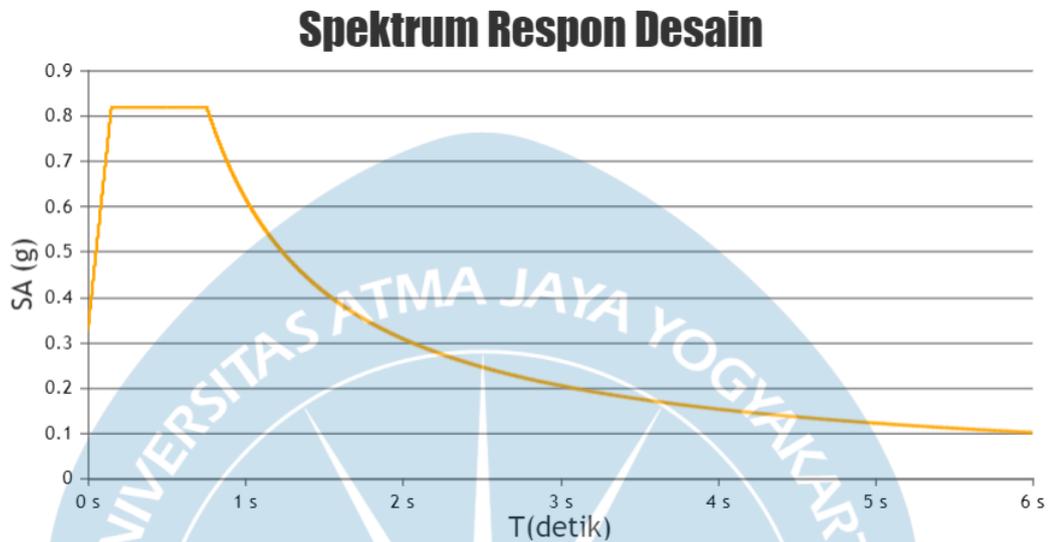
Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, Ie
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik di Klaten termasuk dalam kategori risiko kelas II. Maka, faktor keutamaan gempa adalah sebesar 1,0. Faktor keutamaan gempa atau Ie akan digunakan dalam perhitungan koefisien respon seismik.

2.3.4 Kategori Desain Seismik

Selain kategori risiko, hal yang diperlukan untuk menentukan jenis sistem rangka pada bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik adalah kategori desain

seismik berdasarkan nilai S_{DS} dan S_{D1} . Nilai ini diambil berdasarkan respon desain dari Desain Spektrum Indonesia, Kementerian PUPR untuk Kota Klaten. Hasil yang diperoleh adalah seperti pada Gambar 2.14



Gambar 2.14 Spektrum respon desain

Berdasarkan grafik spektrum respon desain diperoleh nilai T_0 sebesar 0,15 detik dan T_s sebesar 0,76 detik. Dari data yang telah diperoleh perlu untuk diinterpretasikan berdasarkan tabel SNI 1726 tahun 2019 sebagai berikut ini:

Tabel 2.13 Kategori desain seismik berdasarkan periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.14 Kategori desain seismik berdasarkan periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,33$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Maka sesuai Tabel 2.13 dan Tabel 2.14 diperoleh kategori berdasarkan periode pendek untuk bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik termasuk dalam kategori D dan berdasarkan periode 1 detik termasuk dalam kategori D.

2.3.5 Koefisien Respon Seismik

Menurut SNI 1726 tahun 2019, koefisien respons seismic atau C_s ditentukan sesuai dengan persamaan

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}}$$

Dengan,

S_{DS} : parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode pendek

R : koefisien modifikasi respons

I_e : faktor keutamaan gempa

Koefisien modifikasi respons didapatkan dari Tabel 2.15 dengan menentukan sistem rangka pemikul momen (SRPM) untuk bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik. Sistem rangka pemikul momen menurut Prof. Ir. Rachmat Purwono, M.Sc adalah suatu sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan *joint-jointnya* menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial (Prof. Ir. Purwono, 2005). SRPM dibagi menjadi beberapa kelompok seperti berikut:

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem rangka pemikul momen biasa memiliki deformasi inelastik dan tingkat daktilitas yang paling kecil tapi memiliki kekuatan yang besar. System ini mengabaikan persyaratan *Strong Column Weak Beam*. Sistem ini efektif bila digunakan pada wilayah gempa yang kecil dan maksimal berada pada KDS B.

2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem rangka pemikul momen menengah menitikberatkan mengurangi resiko kegagalan geser balok dan kolom. Daktilitas terhadap sistem ini termasuk dalam tingkat yang sedang. Biasanya diperbolehkan pada KDS C.

3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem rangka pemikul momen khusus menahan beban lateral yang diinduksi oleh pergerakan gempa. Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung

dengan wilayah dengan tingkat kegempaan tinggi dan digunakan pada KDS D,E, dan F.

Istilah “biasa”, “menengah”, dan “khusus” digunakan untuk memfasilitasi kesesuaian antara pendetailan dengan tingkat respons inelastik yang diasumsikan. Untuk setiap elemen atau sistem struktur yang digunakan, istilah “biasa”, “menengah” dan “khusus” mengandung makna adanya peningkatan persyaratan pendetailan dan perancangan agar kapasitas deformasi meningkat sesuai yang diharapkan. Bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik termasuk dalam KDS D yang dapat terkena guncangan tanah yang kuat. Sistem struktur beton pemikul gaya seismik yang berlaku untuk KDS D, E atau F adalah rangka pemikul momen khusus. ketentuan ini diberlakukan agar struktur memiliki kapasitas deformasi yang memadai untuk menghadapi tuntutan yang tinggi pada kategori desain seismik ini. Sesuai tabel 12 SNI 1726 tahun 2019 ditentukan faktor-faktor untuk sistem pemikul gaya seismik untuk sistem rangka pemikul momen adalah sebagai berikut:

Tabel 2.15 Faktor-faktor untuk sistem pemikul gaya seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
C. Sistem rangka pemikul momen								
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI

Dengan rangka beton bertulang pemikul momen khusus maka koefisien modifikasi respons (R) berdasarkan Tabel 2.13 adalah sebesar 8. Maka, koefisien respon seismik dapat ditentukan sebagai berikut

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R} = \frac{0,82}{8/1} = 0,1025$$

Nilai ini dibatasi atau tidak perlu melebihi nilai berikut

$$C_s = \frac{SD1}{T(R/1e)} = \frac{0,62}{0,3198(8/1)}$$

$$= 2,2423$$

Serta harus lebih besar dari nilai berikut

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$$

$$= 0,44 \times 0,82 \times 1 \geq 0,01$$

$$= 0,361 \geq 0,01 \text{ (aman)}$$

Maka, nilai koefisien respons gempa yang digunakan adalah sebesar 0,1025.

2.4 Preliminary Design

Sebelum menganalisa struktur dilakukan, ukuran dari komponen struktur diperlukan untuk menghitung kekakuan struktur yang akan diperlukan di dalam melakukan analisa struktur. Untuk dimensi komponen struktur yang optimal perlu ditentukan berdasarkan gaya dalam yang terjadi akibat pembebanan struktur yang merupakan hasil dari analisa struktur. Oleh karena itu, penentuan dimensi awal dari komponen struktur sebelum dilakukannya analisa struktur diperlukan beberapa pendekatan sederhana biasanya digunakan untuk menentukan dimensi awal dari komponen struktur. Dimensi awal ini nantinya akan diperiksa kembali untuk memastikan bahwa dimensi komponen struktur yang digunakan adalah cukup optimal atau tidak setelah analisa struktur dilakukan.

2.4.1 Dimensi Balok dan Kolom

Dimensi balok dan kolom direncanakan memenuhi standar pada SNI 2847 tahun 2019. Balok dan kolom pada setiap bangunan dapat memiliki dimensi yang berbeda tergantung pada gaya yang bekerja.

a) Bangunan Galeri

Tinggi dan lebar balok tidak boleh kurang dari nilai yang diatur pada Tabel 2.16 berdasarkan SNI 2847 tahun 2019.

Tabel 2.16 Tinggi minimum balok nonprategang

Kondisi perlekatan	Minimum h
Perlekatan sederhana	$\ell/16$
Menerus satu sisi	$\ell/18,5$
Menerus dua sisi	$\ell/21$
Kantilever	$\ell/8$

Balok pada bangunan Galeri memiliki dua jenis kondisi perlekatan yaitu menerus satu sisi dan menerus dua sisi. Pada balok menerus satu sisi mempunyai panjang bentang 5000 mm.

$$\begin{aligned} \text{Tinggi minimum (h}_{\min}) &= \frac{L}{18,5} \\ &= \frac{5000}{18,5} = 270 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar minimum (b}_{\min}) &= \frac{2}{3} h \\ &= \frac{2}{3} \times 270 = 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sedangkan, pada balok menerus dua sisi dengan panjang bentang 5000 m diperoleh tinggi dan lebar minimum sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Tinggi minimum (h}_{\min}) &= \frac{L}{21} \\ &= \frac{5000}{21} = 238 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar minimum (b}_{\min}) &= \frac{2}{3} h \\ &= \frac{2}{3} \times 238 = 159 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimensi balok yang akan digunakan:

- Balok induk = 300 × 400 mm
- Balok anak = 200 × 300 mm

Bangunan Galeri menggunakan Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus sesuai SNI 2847 tahun 2019 didalamnya mengatur syarat-syarat dimensi balok. Persyaratan yang harus dipenuhi adalah sebagai berikut

1. $l_n \geq 4d$

Dengan,

$$d = 400 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 212 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \times 212 = 849 \text{ mm}$$

$$l_n = 5000 - 300 = 4700 \text{ mm}$$

$$\text{Cek (} l_n \geq 4d \text{): } 4700 \text{ mm} \geq 849 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

2. $b_w \geq 0,3h$ atau 250 mm

Dengan,

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$0,3h = 0,3 \times 400 = 120 \text{ mm}$$

Cek ($b_w \geq 0,3h$ atau 250 mm): 300 mm \geq 120 mm (AMAN)

Maka, dimensi balok yang digunakan dinyatakan aman dan akan diperiksa kembali pada perhitungan selanjutnya.

Dimensi kolom rencana memiliki lebar dan tinggi sebagai berikut

Lebar kolom (b) = 350 mm

Tinggi kolom (h) = 350 mm

Adapun syarat yang harus dipenuhi yaitu

1. $b \leq h$ = 350 mm \leq 350 mm (AMAN)

2. $b \geq 300$ mm = 350 mm \geq 300 mm (AMAN)

3. $\frac{b}{h} \geq 0,4$ = $\frac{350}{350} \geq 0,4$
= 1 \geq 0,4 (AMAN)

Maka, dimensi kolom rencana yang digunakan dinyatakan aman dan akan diperiksa kembali pada perhitungan selanjutnya

b) Bangunan *Workshop* dan Resto

Tinggi dan lebar minimum balok sesuai Tabel 2.16 sangat dipengaruhi oleh kondisi perlekatan balok. Balok pada bangunan *Workshop* dan Resto memiliki dua jenis kondisi perlekatan yaitu menerus satu sisi dan menerus dua sisi. Pada balok menerus satu sisi mempunyai panjang bentang 5000 mm.

Tinggi minimum (h_{min}) = $\frac{L}{18,5}$
= $\frac{5000}{18,5} = 270$ mm

Lebar minimum (b_{min}) = $\frac{2}{3} h$
= $\frac{2}{3} \times 270 = 180$ mm

Sedangkan, pada balok menerus dua sisi dengan panjang bentang 5000 m diperoleh tinggi dan lebar minimum sebagai berikut:

Tinggi minimum (h_{min}) = $\frac{L}{21}$
= $\frac{5000}{21} = 238$ mm

Lebar minimum (b_{min}) = $\frac{2}{3} h$

$$= \frac{2}{3} \times 238 = 159 \text{ mm}$$

Dimensi balok yang akan digunakan:

- Balok induk = 300 × 400 mm
- Balok anak = 200 × 300 mm

Bangunan Galeri menggunakan Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus sesuai SNI 2847 tahun 2019 didalamnya mengatur syarat-syarat dimensi balok. Persyaratan yang harus dipenuhi adalah sebagai berikut

1. $L_n \geq 4d$

Dengan,

$$d = 400 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 212 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \times 212 = 849 \text{ mm}$$

$$L_n = 5000 - 300 = 4700 \text{ mm}$$

$$\text{Cek } (L_n \geq 4d): 4700 \text{ mm} \geq 849 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

2. $b_w \geq 0,3h \text{ atau } 250 \text{ mm}$

Dengan,

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$0,3h = 0,3 \times 400 = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Cek } (b_w \geq 0,3h \text{ atau } 250 \text{ mm}) : 300 \text{ mm} \geq 120 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

Maka, dimensi balok yang digunakan dinyatakan aman dan akan diperiksa kembali pada perhitungan selanjutnya.

Dimensi kolom diasumsikan memiliki lebar dan tinggi sebagai berikut

$$\text{Lebar kolom } (b) = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi kolom } (h) = 350 \text{ mm}$$

Adapun syarat yang harus dipenuhi yaitu

1. $b \leq h = 350 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$

2. $b \geq 300 \text{ mm} = 350 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$

3. $\frac{b}{h} \geq 0,4 = \frac{350}{350} \geq 0,4$
 $= 1 \geq 0,4 \quad (\text{AMAN})$

Maka, dimensi kolom rencana yang digunakan dinyatakan aman dan akan diperiksa kembali pada perhitungan selanjutnya.

2.4.2 Dimensi Pelat Lantai

Pelat lantai terbagi menjadi dua jenis yaitu pelat satu arah dan dua arah. Pada bangunan Galeri akan dipasang pelat lantai dengan jenis pelat ditentukan sebagai berikut:

$$\text{Jarak } x = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak } y = 5000 \text{ mm}$$

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

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

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{5000}{5000} = 1$$

Apabila nilai $\frac{L_y}{L_x} = 1 \leq 2$, maka pelat yang ditinjau adalah jenis pelat dua arah. Data pelat lantai yang digunakan yaitu

$$\text{Asumsi tebal pelat (hf)} = 130 \text{ mm}$$

$$h \text{ balok} = 400 \text{ mm}$$

$$b \text{ balok} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 25 \text{ MPa}$$

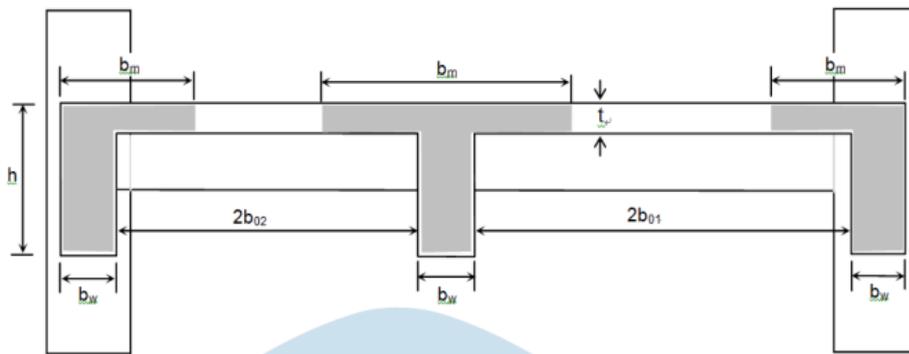
$$\text{Mutu baja (fy)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Elastistas (E)} &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \times \sqrt{25} = 23500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Momen inersia balok perlu dihitung dengan langkah sebagai berikut:

1. Dimensi efektif

Pada umumnya balok beton biasanya dicor monolit dengan pelat sehingga lendutan pada balok mengakibatkan bagian pelat yang bersebelahan dengan balok ikut melendut. Pada Kondisi ini dapat dianggap ada bagian pelat dan balok bekerja bersama-sama dalam memikul beban luar. Tegangan tekan terjadi pada bagian badan balok dan sambungan pelat. Dalam kondisi ini perlu diketahui berapa bagian lebar pelat yang efektif menerima distribusi gaya-gaya balok (berapa bagian lebar efektif flens).



Gambar 2.15 Dimensi efektif balok L dan T

Berdasarkan perletakkannya sesuai Gambar 2.15, pelat yang ditinjau berbentuk balok T dengan

$$\begin{aligned}
 b_w &= 300 \text{ mm} \\
 h &= 400 \text{ mm} \\
 f &= hb = (h - t_f) \\
 &= 400 - 130 = 270 \text{ mm} \\
 b_m &= b_w + 2hb \\
 &= 300 + 2 \times 270 = 840 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berlaku syarat: $b_w + 2hb < b_w + 8hf$

Karena, $b_w + 2hb = 840 \text{ mm} < b_w + 8hf = 1340 \text{ mm}$ (AMAN)

2. Luasan penampang balok

$$\begin{aligned}
 \text{Luas bidang 1 (A}_1\text{)} &= b_w \times hb \\
 &= 300 \times 270 = 81000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas bidang 2 (A}_2\text{)} &= b_e \times hf \\
 &= 840 \times 130 = 109200 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas total} &= A_1 + A_2 \\
 &= 81000 + 109200 = 190200 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

3. Titik berat penampang balok (y)

Jarak antara titik berat bidang 1 ke sumbu x (y_{i1})

$$\begin{aligned}
 y_{i1} &= \frac{1}{2} \times hb \\
 &= \frac{1}{2} \times 270 = 135 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak antara titik berat bidang II ke sumbu x (y_{i2})

$$\begin{aligned}
 y_{i2} &= hb + \left(\frac{1}{2} \times hf\right) \\
 &= 270 + \left(\frac{1}{2} \times 130\right) = 335 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$y = \frac{A1 \times yi1 + A2 \times yi2}{At}$$

$$= \frac{81000 \times 135 + 109200 \times 335}{190200} = 249,83 \text{ mm}$$

4. Jarak antar titik berat bidang terhadap titik berat penampang

$$y_1 = y - yi_1$$

$$= 249,83 - 135 = 114,83 \text{ mm}$$

$$y_2 = y - yi_2$$

$$= (249,83 - 335) - 1 = 85,17 \text{ mm}$$

5. Momen inersia balok

$$I_b = \left[\left(\frac{1}{12} \times bw \times hb^3 \right) + (A1 \times y_1^2) \right] + \left[\left(\frac{1}{12} \times be \times hf^3 \right) + (A2 \times y_2^2) \right]$$

$$= \left[\left(\frac{1}{12} \times 300 \times 270^3 \right) + (81000 \times 114,83^2) \right] + \left[\left(\frac{1}{12} \times 840 \times 130^3 \right) + (109200 \times 85,17^2) \right]$$

$$= 2506054274 \text{ mm}^4$$

Momen inersia pelat dihitung berdasarkan dimensi balok dan pelat sebagai berikut:

Panjang balok = 5000 mm

Panjang sisi kiri dan kanan balok = 5000 + 5000 = 10000 mm

Lebar pelat (lx) = 10000/2 = 5000 mm

Tinggi pelat (hf) = 130 mm

$$I_{s1} = \frac{1}{12} \times l_x \times hf^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 5000 \times 130^3$$

$$= 915416666,7 \text{ mm}^4$$

Menghitung rasio kekakuan balok terhadap pelat dengan rumus ρ

$$\phi f_1 = \frac{E \times I_b}{E \times I_s}$$

$$= \frac{23500 \times 2506054274}{23500 \times 915416666,7}$$

$$= 2,74$$

Karena $B1=B2=B3=B4$ maka $\alpha_{fm} = 0,6$. Ketebalan minimum pelat mengacu pada SNI 2847:2019 yang dijabarkan pada Tabel 2.17 apabila $0,2 < \phi f_m \leq 2$

Tabel 2.17 Ketebalan minimum pelat

αfm	h minimum, mm		
$\alpha fm \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku		(a)
$0,2 < \alpha fm \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ln(0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha fm - 0,2)}$	(b)
		125	(c)
$\alpha fm > 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ln(0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

Maka diambil nilai terbesar dari 125 atau $h = \frac{\ln(0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha fm - 0,2)}$

$$Ln_1 = \text{Panjang balok} - 2 \times \text{tebal balok} \times \frac{1}{2}$$

$$= 5000 - 2 \times \frac{1}{2} \times 300 = 4700 \text{ mm}$$

$$Ln_2 = 5000 - 2 \times \frac{1}{2} \times 300 = 4700 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{Ln_1}{Ln_2} = \frac{4700}{4700} = 1$$

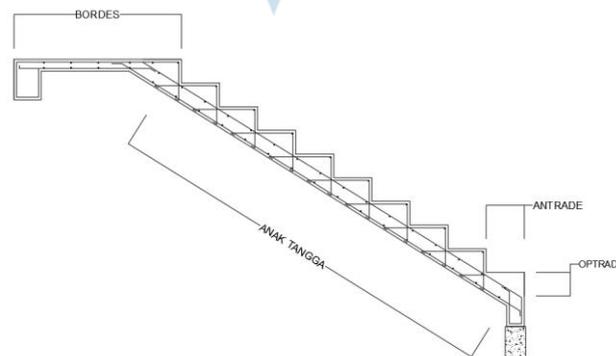
$$H = \frac{\ln(0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha m - 0,2)}$$

$$= \frac{4700(0,8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 \times 1(0,6 - 0,2)} = 114,89 \text{ mm} \approx 130 \text{ mm} > 125 \text{ (AMAN)}$$

Asumsi pelat = 130 mm > tebal minimum = 120 mm. Maka, tebal pelat 130 mm dapat digunakan pada bangunan Galeri.

2.5 Perancangan Tangga

Tangga memiliki fungsi sebagai penghubung antar lantai yang harus disediakan pada setiap bangunan yang memiliki lantai lebih dari satu lantai, baik bangunan tanpa atau dengan *elevators*. Tangga terdiri dari beberapa bagian yaitu *optrade*, *antrade*, anak tangga, dan bordes.



Gambar 2.16 Bagian anak tangga

Optrade didefinisikan sebagai jarak vertikal dari dua anak tangga dan *antrade* didefinisikan sebagai jarak horizontal antar anak tangga seperti pada Gambar 2.16. Lebar bordes minimum diatur selebar tangga, sedangkan tinggi *optrade* besarnya antar 150 hingga 200 mm sedapat mungkin besarnya *optrade* merupakan bilangan bulat dan besarnya *antrade* 280 hingga 300 mm.

Menurut strukturnya, tangga terbagi menjadi beberapa jenis, yaitu:

1. Tangga pelat yaitu tangga dengan struktur pendukung berupa pelat umumnya berupa pelat beton bertulang. Pada struktur ini pelat injak akan meneruskan beban ke struktur pelat tangga.
2. Tangga balok yaitu tangga dengan struktur pendukung berupa balok seperti balok beton bertulang, kayu, atau baja profil. Beban tangga akan dipikul oleh pelat injak atau balok terlentur yang ditumpu pada kedua sisinya.
3. Tangga kantilever yaitu tangga berupa kantilever yang terjepit di salah satu ujungnya di dalam dinding atau balok. Beban tangga pada pelat injak akan diteruskan ke balok pendukung.

Adapun perhitungan *optrade* dan *antrade* tangga dihitung pula menggunakan rumus

$$2 \times \textit{Optrade} + \textit{Antrade} = 610 - 650 \text{ mm}$$

Pada bangunan pusat pelatihan gerabah dan Galeri memiliki satu bangunan yang memiliki lebih dari satu lantai yaitu bangunan Galeri. Rencana desain tangga adalah sebagai berikut:

Jenis tangga	= Tangga pelat dengan bentuk U dengan bordes
Bahan struktur	= Beton bertulang
Lebar lantai	= 3200 mm
Lebar bordes	= 680 mm
<i>Optrade</i> (O)	= 175 mm
<i>Antrade</i> (A)	= 280 mm
Tebal pelat tangga	= 130 mm
Tinggi antar lantai	= 3500 mm

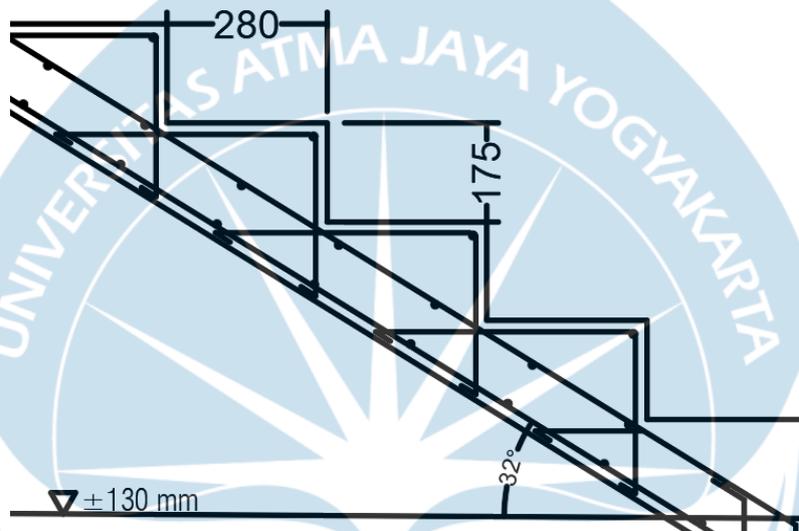
Pemeriksaan nilai *optrade* dan *antrade* rencana seperti pada rumus di atas

$$(2 \times 175) + 280 = 610 - 650 \text{ mm}$$

$$630 = 610 - 650 \text{ mm}$$

Maka nilai *optrade* dan *antrade* memenuhi persamaan yang berlaku. Dimensi tangga lainnya ditentukan seperti berikut:

- Jumlah anak tangga (n_{tg}) $= \frac{H_{et}}{O} = \frac{3500}{175} = 20$ buah
- Lebar tangga (L_{tg}) $= \left(\frac{1}{2} \times \frac{H_{et}}{O} - 1\right) \times A$
 $= \left(\frac{1}{2} \times \frac{3500}{175} - 1\right) \times 280 = 2520$ mm
- Kemiringan tangga (α) $= \arctan\left(\frac{O}{A}\right) = \arctan\left(\frac{175}{280}\right) = 32^\circ$



Gambar 2.17 Detail anak tangga

2.5.1 Perhitungan Pembebanan Tangga

Beban yang diperhitungkan pada tangga yaitu beban mati akibat berat sendiri dan beban hidup yaitu beban manusia. Volume beton dan volume ubin diambil menurut standar PPPUG yaitu sebesar 24 kN/m^3 dan 21 kN/m^3 . Beban yang terjadi adalah sebagai berikut:

1. Beban merata pada tangga (q_{tg})
 - Berat sendiri tangga $= \frac{H_{tg}}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton}$
 $= \frac{0,13}{\cos 32} \times 24 = 3,6793 \text{ kN/m}^2$
 - Berat anak tangga $= \frac{1}{2} \times O \times \text{berat volume beton}$
 $= \frac{1}{2} \times 0,175 \times 24$
 $= 2,1 \text{ kN/m}^2$
 - Berat ubin dan spesi $= 0,05 \times \text{berat volume ubin}$

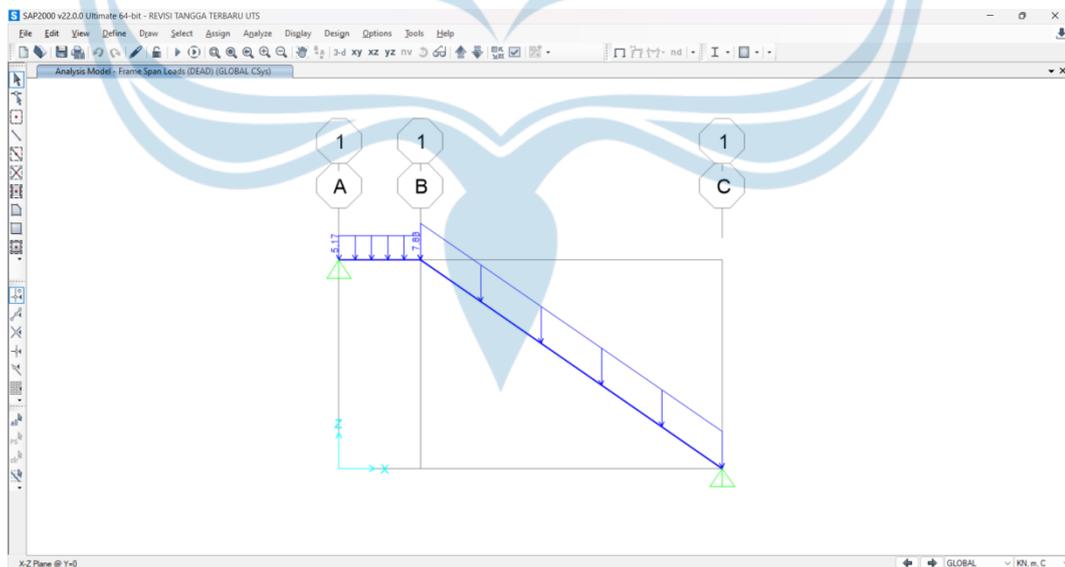
- = $0,05 \times 21$
- = $1,05 \text{ kN/m}^2$
- Berat railing (asumsi) = 1 kN/m^2
- Beban hidup = $4,79 \text{ kN/m}^2$

Maka, total beban mati pada tangga adalah sebesar $7,823 \text{ kN/m}^2$ dan total beban hidup adalah sebesar $4,79 \text{ kN/m}^2$

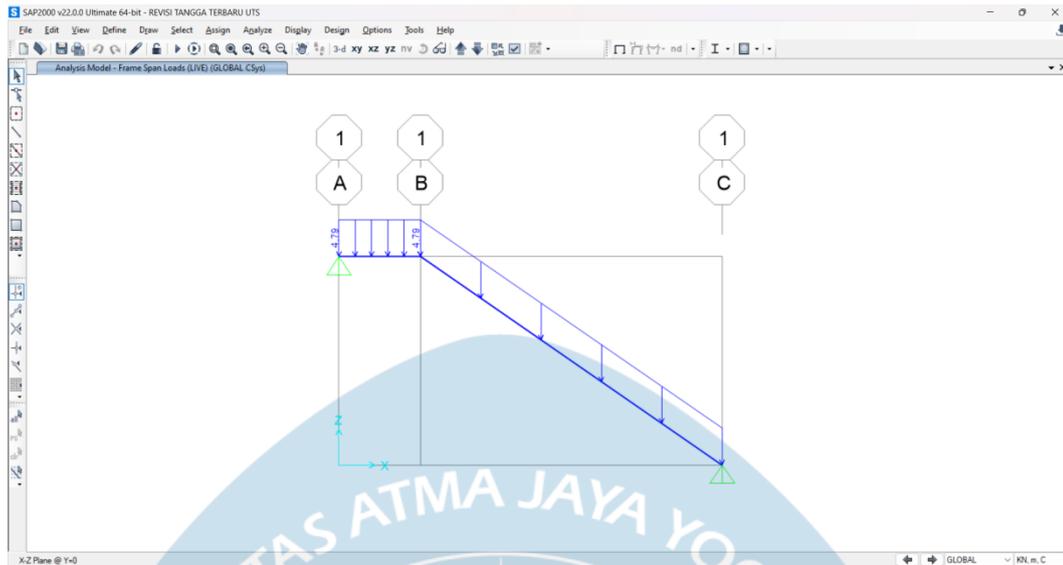
2. Beban merata pada bordes (q_{bd})

- Berat sendiri tangga = $H_{tg} \times \text{berat volume beton}$
- = $0,13 \times 24$
- = $3,12 \text{ kN/m}^2$
- Berat ubin dan spesi = $0,05 \times \text{berat volume ubin}$
- = $0,05 \times 21$
- = $1,05 \text{ kN/m}^2$
- Berat railing (asumsi) = 1 kN/m^2
- Beban hidup = $4,79 \text{ kN/m}^2$

Maka, total beban mati pada tangga adalah sebesar $5,17 \text{ kN/m}^2$ dan total beban hidup adalah sebesar $4,79 \text{ kN/m}^2$.



Gambar 2.18 Pemodelan beban mati pada struktur tangga



Gambar 2.19 Pemodelan beban hidup pada struktur tangga

Momen didapatkan dari hasil pemodelan dengan bantuan program *SAP2000* seperti pada Gambar 2.18 dan Gambar 2.19. Beban yang telah didapatkan kemudian dimasukkan ke dalam program sebagai beban merata pada pelat (*Uniform Shell*). Berdasarkan hasil dari Analisa program *SAP2000* didapatkan momen dan gaya geser akibat beban mati sebesar

$$M_{DL} = 5,86 \text{ kNm}$$

$$V_{DL} = 11,78 \text{ kNm}$$

Momen dan gaya geser akibat beban hidup sebesar

$$M_{LL} = 3,6 \text{ kNm}$$

$$V_{LL} = 7,21 \text{ kNm}$$

Kombinasi pembebanan yang berlaku adalah

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL

Dengan,

DL = Beban mati

LL = Beban hidup

Maka didapatkan momen sesuai kombinasi pembebanan yang berlaku adalah sebagai berikut

- Akibat kombinasi pembebanan sebesar 1,4 DL

$$M_{U1} = 1,4 \times 5,86$$

$$= 8,2040 \text{ kNm}$$

$$V_{U1} = 1,4 \times 11,78$$

$$= 16,4920 \text{ kNm}$$

- Akibat kombinasi pembebanan sebesar 1,2 DL + 1,6 LL

$$M_{U2} = (1,2 \times 5,86) + (1,6 \times 3,6)$$

$$= 12,7920 \text{ kNm}$$

$$V_{U2} = (1,2 \times 11,78) + (1,6 \times 7,21)$$

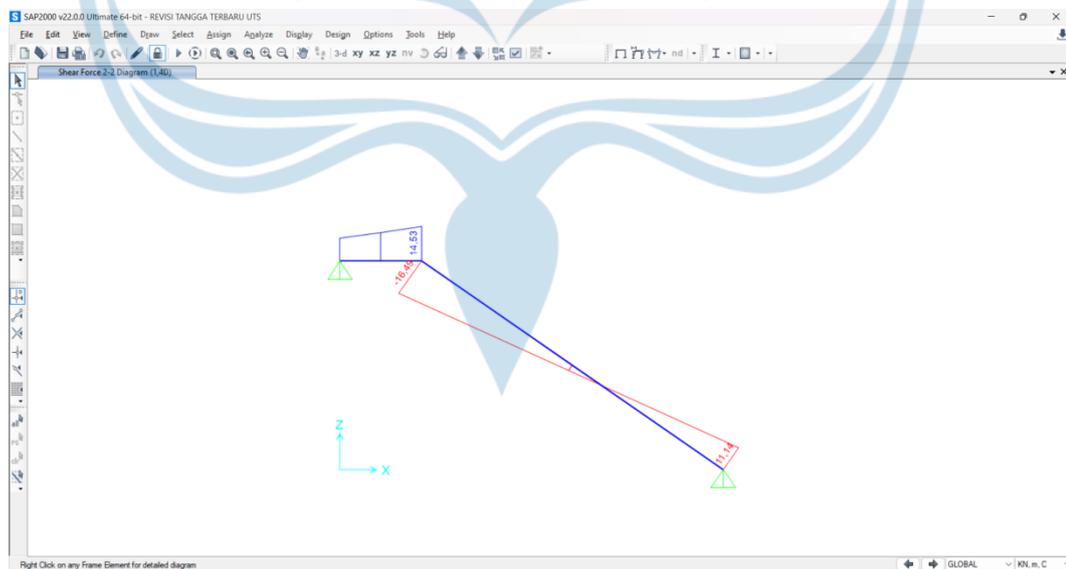
$$= 25,6720 \text{ kNm}$$

Dari kedua kombinasi tersebut dipilih nilai M_U dan V_U terbesar sebagai M_{ur} dan V_{ur} .

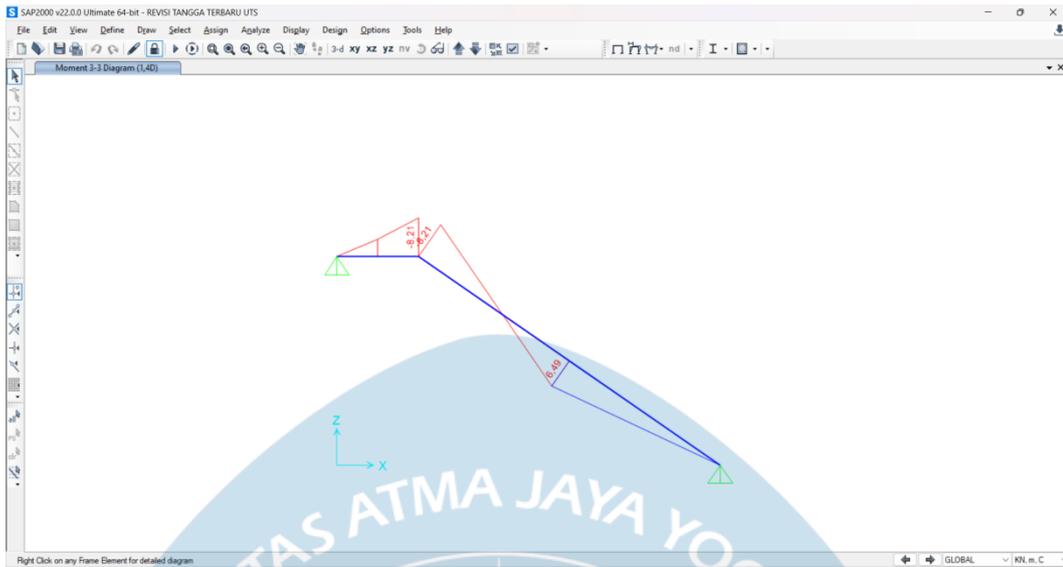
$$M_{ur} = 12,792 \text{ kNm}$$

$$V_{ur} = 25,672 \text{ kNm}$$

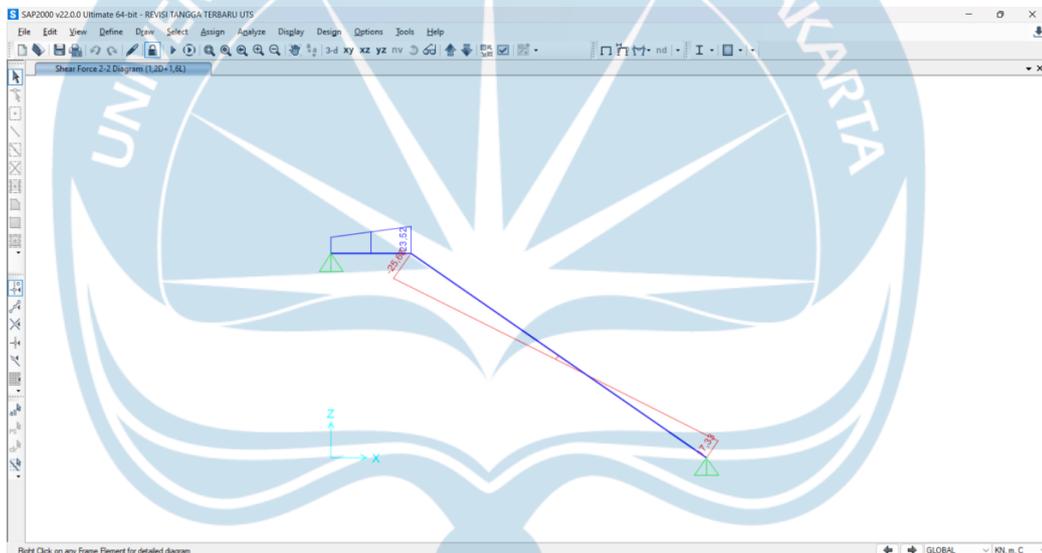
Momen serta gaya geser yang diperoleh akan ditahan oleh tulangan pada tangga. Tulangan pada tangga terdiri dari dua bagian yaitu tulangan tumpuan dan tulangan lapangan. Hasil *running* SFD dan BMD akibat kombinasi pertama tangga dapat dilihat pada gambar Gambar 2.20 dan Gambar 2.21 serta hasil *running* SFD dan BMD akibat kombinasi kedua tangga dapat dilihat pada Gambar 2.22 dan Gambar 2.23.



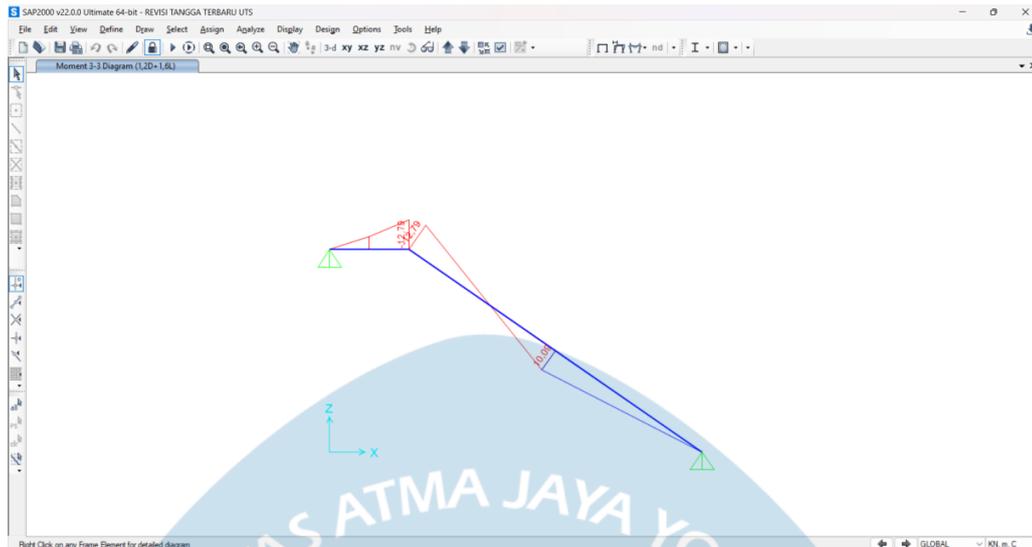
Gambar 2.20 *Shear Force Diagram* (SFD) tangga akibat kombinasi 1,4DL



Gambar 2.21 Bending Moment Diagram (BMD) tangga akibat kombinasi 1,4DL



Gambar 2.22 SFD tangga akibat kombinasi 1,2DL + 1,6LL



Gambar 2.23 BMD tangga akibat kombinasi 1,2DL + 1,6LL

2.5.2 Perencanaan Penulangan Tangga Bagian Tumpuan

Adapun data rencana penulangan tangga pada bagian tumpuan adalah

Tulangan pokok = D13

Luas tulangan pokok = 132,7323 mm²

Fy tulangan pokok = 420 MPa

Tulangan susut = P8

Luas tulangan susut = 50,2655 mm²

Fy tulangan susut = 280 MPa

Mutu beton = 25 MPa

Selimut beton = 20 mm

Htg = 130 mm

β_1 = 0,85

ϕ = 0,75

Rencana tulangan pokok dan susut kemudian diperiksa terhadap momen rencana dan gaya geser rencana

2.5.2.1 Tulangan Pokok Bagian Tumpuan

$D_s = (130 - 20 - (13/2)) = 103,5$ mm

Momen rencana arah x diperhitungkan sebagai berikut

$M_{ux} = 0,5 \times M_{ur}$

$= 0,5 \times 12,7920 = 6,3960$ kNm

Rasio penulangan berdasarkan keadaan *balanced* sehingga pada saat beban bekerja maksimum, baja tulangan dan beton hancur secara bersamaan. Tulangan sudah mencapai regangan lelehnya dan beton sudah mencapai regangan maksimumnya. Rasio penulangan ditentukan dengan persamaan berikut

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times Mux}{1,7 \times \phi \times f'c \times b \times d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 6,3960}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 103,5^2}} \right] \\ &= 0,0016\end{aligned}$$

A_{Smin} dihitung menggunakan rumus

$$\begin{aligned}A_{Smin} &= 0,002 \times b \times h \\ &= 0,002 \times 1000 \times 130 = 260 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Rasio penulangan yang telah dihitung kemudian menjadi faktor untuk mencari A_{Sperlu} untuk tulangan. A_{Sperlu} dihitung dengan

$$\begin{aligned}A_{Sperlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0016 \times 1000 \times 130 = 163,4844 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Nilai A_s diambil nilai terbesar dari A_{Smin} dan A_{Sperlu} maka, nilai A_s adalah sebesar 260 mm^2 . Jarak antar tulangan pokok dihitung dengan rumus

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{260} \\ &= 510,7143 \text{ mm}\end{aligned}$$

Nilai spasi dibatasi sebesar $510,7143 \text{ mm}$ maka, digunakan jarak sebesar 100 mm . Digunakan tulangan pokok D13-100.

2.5.2.2 Tulangan Susut Bagian Tumpuan

Tulangan susut direncanakan dengan melakukan pengecekan gaya geser yang memenuhi persamaan berikut

$$\phi V_c > V_{ur}$$

Gaya geser dihitung dengan rumus

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 103,5 \\ &= 87,9750 \text{ kN}\end{aligned}$$

Faktor reduksi sebesar 0,75

$$\begin{aligned}\emptyset V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 87,9750 \\ &= 65,9813 \text{ kN}\end{aligned}$$

Pemeriksaan $\emptyset V_c > V_{ur}$

$$65,9813 > 25,672 \text{ (AMAN)}$$

Perhitungan jarak antar tulangan susut ditentukan berdasarkan nilai A_s minimal yang telah dihitung sebelumnya yaitu sebesar 163,4844 mm². Jarak antar tulangan ditentukan dengan rumus berikut

$$\begin{aligned}S &= \frac{\text{Tulangan susut} \times b}{A_s \text{ min}} \\ &= \frac{50,2655 \times 1000}{163,4844} \\ &= 307,4636 \text{ mm}\end{aligned}$$

Jarak antar tulangan dibatasi sebesar 307,4636 mm. Digunakan jarak antar tulangan sebesar 100 mm maka, tulangan susut digunakan P8-100.

2.5.2.3 Perencanaan Penulangan Tangga Bagian Lapangan

Adapun data rencana penulangan tangga pada bagian lapangan adalah

Tulangan pokok = D13

Luas tulangan pokok = 132,7323 mm²

Fy tulangan pokok = 420 MPa

Tulangan susut = P8

Luas tulangan susut = 50,2655 mm²

Fy tulangan susut = 280 MPa

Mutu beton = 25 MPa

Selimut beton = 20 mm

Htg = 130 mm

β_1 = 0,85

\emptyset = 0,9

Rencana tulangan pokok dan susut kemudian diperiksa terhadap momen rencana dan gaya geser rencana.

2.5.2.4 Tulangan Bagian Lapangan

Momen rencana arah x diperhitungkan sebagai berikut

$$M_{ux} = 0,8 \times M_{ur}$$

$$= 0,8 \times 12,7920$$

$$= 10,2336 \text{ kNm}$$

$$D_s = (130 - 20 - (13/2)) = 103,5 \text{ mm}$$

Rasio penulangan berdasarkan keadaan *balanced* sehingga pada saat beban bekerja maksimum, baja tulangan dan beton hancur secara bersamaan. Tulangan sudah mencapai regangan lelehnya dan beton sudah mencapai regangan maksimumnya.

Rasio penulangan ditentukan dengan persamaan berikut

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times M_{ux}}{1,7 \times \phi \times f'c \times b \times d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 10,2336}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 103,5^2}} \right] \\ &= 0,0025 \end{aligned}$$

$A_{s_{min}}$ dihitung menggunakan rumus

$$\begin{aligned} A_{s_{min}} &= 0,002 \times b \times h \\ &= 0,002 \times 1000 \times 130 = 260 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio penulangan yang telah dihitung kemudian menjadi faktor untuk mencari $A_{s_{perlu}}$ untuk tulangan. $A_{s_{perlu}}$ dihitung dengan

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0025 \times 1000 \times 130 = 261,575 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Nilai A_s diambil nilai terbesar dari $A_{s_{min}}$ dan $A_{s_{perlu}}$ maka, nilai A_s adalah sebesar $261,575 \text{ mm}^2$. Jarak antar tulangan pokok dihitung dengan rumus

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{261,575} \\ &= 507,4348 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai spasi dibatasi sebesar $507,4348 \text{ mm}$ maka, digunakan jarak sebesar 100 mm . Digunakan tulangan pokok D13-100.

Tulangan susut direncanakan dengan melakukan pengecekan gaya geser yang memenuhi persamaan berikut

$$\phi V_c > V_{ur}$$

Gaya geser dihitung dengan rumus

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 103,5 \end{aligned}$$

$$= 87,9750 \text{ kN}$$

Faktor reduksi sebesar 0,75

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 87,9750 \\ &= 65,9813 \text{ kN}\end{aligned}$$

Pemeriksaan $\phi V_c > V_{ur}$

$$65,9813 > 25,672 \text{ (AMAN)}$$

Perhitungan jarak antar tulangan susut ditentukan berdasarkan nilai A_s minimal yang telah dihitung sebelumnya yaitu sebesar 260 mm^2 . Jarak antar tulangan ditentukan dengan rumus berikut

$$\begin{aligned}S &= \frac{\text{Tulangan susut} \times b}{A_s \text{ min}} \\ &= \frac{50,2655 \times 1000}{260} \\ &= 193,3288\end{aligned}$$

Jarak antar tulangan dibatasi sebesar $193,3288 \text{ mm}$. Digunakan jarak antar tulangan sebesar 100 mm maka, tulangan susut digunakan P8-100.

2.6 Perancangan Pelat Lantai

Pelat lantai merupakan suatu konstruksi yang menumpu langsung pada balok dan atau dinding geser. Pelat lantai dirancang dapat menahan beban mati dan beban hidup secara bersamaan sesuai kombinasi pembebanan yang bekerja di atasnya. Pelat beton bertulang adalah struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya horizontal, dan beban yang bekerja tegak lurus pada bidang struktur tersebut. Pelat beton bertulang banyak digunakan pada bangunan sebagai:

- Lantai bangunan
- Lantai atap dari suatu gedung
- Lantai jembatan/lantai pada dermaga
- Cor jalan

Terdapat 3 jenis perletakan pelat pada balok, yaitu sebagai berikut:

1. Terletak Bebas

Keadaan ini terjadi jika pelat diletakkan begitu saja diatas balok, atau antara pelat dan balok tidak dicor bersamaan, sehingga pelat dapat berotasi bebas pada tumpuan tersebut. Pelat ditumpu oleh tembok juga termasuk dalam kategori terletak bebas.

2. Terjepit Elastis

Keadaan ini terjadi Jika Pelat dan Balok dicor bersamaan secara monolit, tetapi ukuran balok cukup kecil, sehingga balok tidak cukup kuat untuk mencegah terjadinya rotasi.

3. Terjepit Penuh

Keadaan ini terjadi Jika Pelat dan Balok dicor bersamaan secara monolit, ukuran balok cukup besar, sehingga mampu untuk mencegah terjadinya rotasi pelat.

Sedangkan pelat beton bertulang dibagi menjadi beberapa jenis, yaitu:

1. Pelat Satu Arah (*One Way Slab*)

Jika sistem pelat hanya ditumpu di kedua sisinya, maka pelat tersebut akan melentur atau mengalami lendutan dalam arah tegak lurus dari sisi tumpuan, beban didistribusikan oleh pelat dalam satu arah saja yaitu kearah tumpuan. Dalam merencanakan pelat satu arah ada beberapa hal yang perlu diperhatikan diantaranya sebagai berikut:

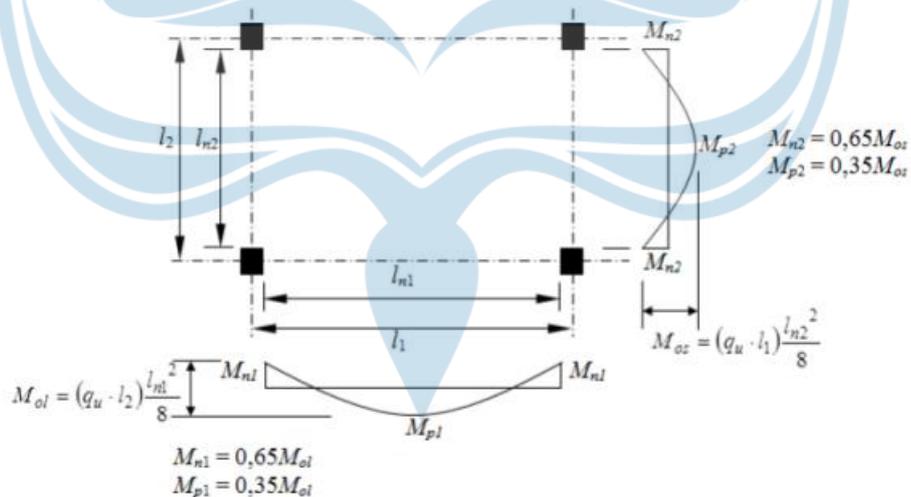
- Pelat beton yang memiliki perbandingan panjang antara bentang panjang terhadap bentang pendek lebih atau sama dengan 2, dikategorikan sebagai pelat satu arah ($L_{\text{panjang}}/L_{\text{pendek}} > 2,0$).
- Pada sistem pelat satu arah, hampir seluruh beban dilimpahkan dalam arah pendek.
- Desain pelat satu arah pada umumnya dapat dilakukan seperti halnya struktur balok yang dianggap memiliki lebar 1 m.
- Jika pelat hanya terdiri dari satu bentangan saja, dengan anggapan tertumpu sederhana di kedua sisinya, maka momen lentur yang timbul akibat beban q yang terdistribusi merata, adalah $M = qL^2/8$, dengan L adalah panjang bentang antara kedua tumpuan.

2. Pelat Dua Arah (*Two Way Slab*)

Apabila struktur pelat beton ditopang di keempat sisinya, dan rasio antara bentang panjang terhadap bentang pendeknya kurang dari 2, maka pelat tersebut dikategorikan sebagai sistem pelat dua arah. Untuk menggunakan metode perencanaan langsung pada sistem pelat dua arah, maka SNI 2847:2019 memberikan beberapa batasan sebagai berikut:

- Paling sedikit ada 3 bentang menerus dalam setiap arah.
- Pelat berbentuk persegi, dengan perbandingan antara bentang panjang terhadap bentang pendek diukur sumbu ke sumbu tumpuan, tidak lebih dari 2.
- Panjang bentang yang bersebelahan, diukur antara sumbu ke sumbu tumpuan, dalam masing-masing arah tidak berbeda lebih dari sepertiga bentang terpanjang.
- Posisi kolom boleh menyimpang maksimum sejauh 10% panjang bentang dari garis-garis yang menghubungkan sumbu-sumbu kolom yang berdekatan.
- Beban yang diperhitungkan hanyalah beban gravitasi dan terbagi merata pada seluruh panel pelat. Sedangkan beban hidup tidak boleh melebihi 2 kali beban mati.
- Untuk suatu panel pelat dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya, kekakuan relatif balok dalam dua arah yang tegak lurus.

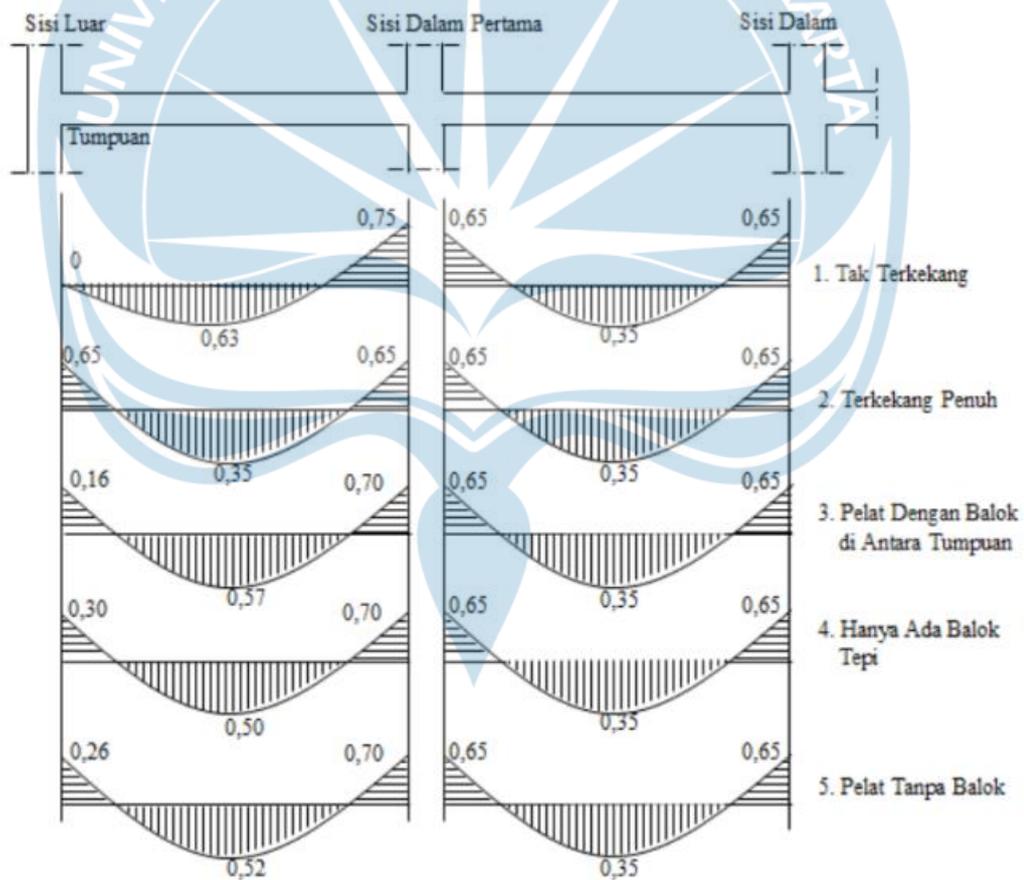
$$0,2 < \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} < 5,0$$



Gambar 2.24 Distribusi momen pada suatu pelat dalam

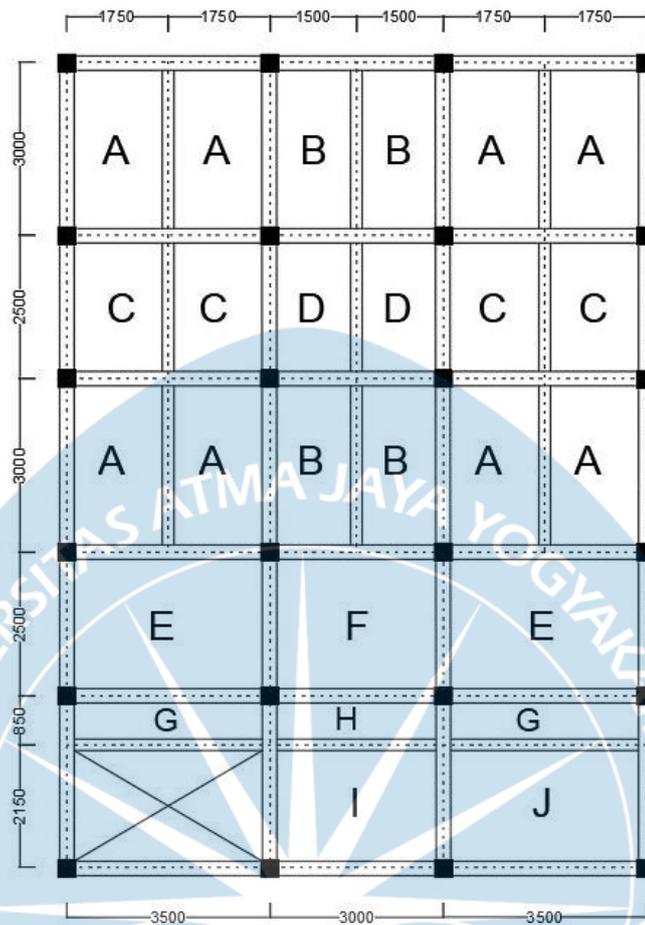
Tabel 2.18 Distribusi momen pada pelat ujung

	Tepi Luar Tak Terkekang	Pelat Dengan Balok di Antara Semua Tumpuan	Pelat Tanpa Balok di Antara Tumpuan- tumpuan Dalam		Tepi Luar Terkekang Penuh
			Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi	
Momen Terfaktor Negatif Dalam	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momen Terfaktor Positif	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Momen Terfaktor Negatif Luar	0	0,16	0,26	0,30	0,65



Gambar 2.25 Distribusi momen statik total menjadi momen positif dan negatif

Perencanaan pelat pada bangunan Galeri Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik direncanakan dengan denah pelat sebagai berikut:



Gambar 2.26 Denah pelat lantai

Peninjauan dilakukan pada setiap pelat sehingga terdapat berbagai jenis pelat pada bangunan Galeri berdasarkan Gambar 2.24, Gambar 2.25 dan Tabel 2.18. Adapun jenis tiap pelat berdasarkan bentang adalah sebagai berikut:

- Tinjau pelat A, dengan:

$$L_x = 1750 \text{ mm}$$

$$L_y = 3000 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3000}{1750}$$

$$= 1,71$$

Karena nilai $\frac{L_y}{L_x} = 1,71 < 2$, maka jenis pelat adalah 2 arah.

- Tinjau pelat B, dengan:

$$L_x = 1500 \text{ mm}$$

$$L_y = 3000 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3000}{1500} = 2$$

Karena nilai $\frac{L_y}{L_x} = 2 \geq 2$, maka jenis pelat adalah 1 arah.

- Tinjau pelat C, dengan:

$$L_x = 1750 \text{ mm}$$

$$L_y = 2500 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{2500}{1750} = 1,43$$

Karena nilai $\frac{L_y}{L_x} = 1,43 < 2$, maka jenis pelat adalah 2 arah.

- Tinjau pelat D, dengan:

$$L_x = 1500 \text{ mm}$$

$$L_y = 2500 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{2500}{1500} = 1,67$$

Karena nilai $\frac{L_y}{L_x} = 1,67 < 2$, maka jenis pelat adalah 2 arah.

- Tinjau pelat E, dengan:

$$L_x = 2500 \text{ mm}$$

$$L_y = 3000 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{2500}{3000} = 1,2$$

Karena nilai $\frac{L_y}{L_x} = 1,2 < 2$, maka jenis pelat adalah 2 arah.

- Tinjau pelat F, dengan:

$$L_x = 3000 \text{ mm}$$

$$L_y = 2500 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3000}{2500} = 1,2$$

Karena nilai $\frac{L_y}{L_x} = 1,2 < 2$, maka jenis pelat adalah 2 arah.

- Tinjau pelat G, dengan:

$$L_x = 850 \text{ mm}$$

$$L_y = 3250 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3250}{850}$$

$$= 3,82 \text{ mm}$$

Karena nilai $\frac{L_y}{L_x} = 3,82 > 2$, maka jenis pelat adalah 1 arah.

- Tinjau pelat H, dengan:

$$L_x = 1500 \text{ mm}$$

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

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3000}{850}$$

$$= 3,52 \text{ mm}$$

Karena nilai $\frac{L_y}{L_x} = 3,52 > 2$, maka jenis pelat adalah 1 arah.

- Tinjau pelat I, dengan:

$$L_x = 2150 \text{ mm}$$

$$L_y = 3150 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3150}{2150}$$

$$= 1,46 \text{ mm}$$

Karena nilai $\frac{L_y}{L_x} = 1,46 < 2$, maka jenis pelat adalah 2 arah.

- Tinjau pelat J, dengan:

$$L_x = 2150 \text{ mm}$$

$$L_y = 3000 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3000}{2150}$$

$$= 1,39 \text{ mm}$$

Karena nilai $\frac{L_y}{L_x} = 1,39 < 2$, maka jenis pelat adalah 2 arah. Rekapitulasi penulangan di setiap pelat tertera pada Lampiran 2.

2.7 Pembebanan Struktur

Dalam melakukan pemodelan, analisis dan desain suatu struktur, perlu ada gambaran mengenai perilaku dan besar beban yang bekerja pada struktur tersebut. Gaya statis adalah gaya yang bekerja secara terus-menerus pada struktur dan mempunyai karakter *steady-states*. Gaya dinamis adalah gaya yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur, pada umumnya tidak bersifat *steady-states* dan mempunyai karakteristik besar dan lokasinya berubah dengan cepat. Pemodelan beban pada

struktur digunakan untuk menyederhanakan di dalam perhitungan analisis dan desain struktur. Beban-beban yang bekerja pada suatu struktur dapat diklasifikasikan kedalam beberapa kategori, yaitu:

a. Beban Mati (DL)

Beban mati yang diperhitungkan dalam struktur gedung bertingkat ini merupakan berat sendiri elemen struktur bangunan yang memiliki fungsi structural menahan beban. Beban tersebut harus disesuaikan dengan volume elemen struktur yang digunakan.

Tabel 2.19 Berat jenis bahan bangunan

No	Nama Material	Berat Jenis
1	Pasir	1.400 kg/m ³
2	Kerikil, Koral, Split (kering/lembab)	1.800 kg/m ³
3	Tanah, Lempung (kering/lembab)	1.700 kg/m ³
4	Tanah, Lempung (basah)	2.000 kg/m ³
5	Batu Alam	2.600 kg/m ³
6	Batu Belah, Batu Bulat, Batu Gunung	1.500 kg/m ³
7	Batu Karang	700 kg/m ³
8	Batu Pecah	1.450 kg/m ³
9	Pasangan Bata Merah	1.700 kg/m ³
10	Pasangan Batu Belah, Bulat, Gunung	2.200 kg/m ³
11	Pasangan Batu Cetak	2.200 kg/m ³
12	Pasangan Batu Karang	1.450 kg/m ³
13	Kayu (Kelas I)	1.000 kg/m ³
14	Beton	2.200 kg/m ³
15	Beton Bertulang	2.400 kg/m ³
16	Besi Tuang	7.250 kg/m ³
17	Baja	7.850 kg/m ³
18	Timah/Timbel	11.400 kg/m ³

b. Beban Hidup (LL)

Beban hidup yang diperhitungkan untuk rumah dan gedung SKBI-1987 adalah beban hidup selama masa layan. Beban hidup selama masa konstruksi tidak diperhitungkan karena diperkirakan beban hidup masa layan lebih besar dari pada beban hidup pada masa konstruksi. Beban hidup yang direncanakan adalah sebagai berikut:

- Beban Hidup pada Lantai Gedung Beban hidup yang digunakan mengacu pada standar pedoman pembebanan yang ada, yaitu sebesar 250 kg/m².
- Beban Hidup pada Atap Gedung Beban hidup yang digunakan mengacu pada standar pedoman pembebanan yang ada, yaitu sebesar 100 kg/m².

c. Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang timbul akibat percepatan getaran tanah pada saat gempa terjadi. Untuk merencanakan struktur bangunan tahan gempa, perlu diketahui percepatan yang terjadi pada batuan dasar. Berdasarkan hasil penelitian yang telah dilakukan, wilayah Indonesia dapat dibagi kedalam 6 wilayah zona gempa.

d. Arah Pembebanan Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus di tentukan sedemikian rupa, sehingga pengaruh terbesar terhadap unsure-unsur subsistem dan system struktur secara keseluruhan. Untuk menstimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung. Pengaruh pembebana gempa dalam arah utama yang ditentukan harus efektif 100% dan harus di anggap terjadi secara bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitasnya hanya 30%. Hal ini telah di tetapkan pada SNI 1726-2012 pasal 5.8.2.

e. Beban Angin

Beban angin adalah beban yang bekerja pada suatu struktur, akibat pengaruh struktur yang mem-blok aliran angin, sehingga energi kinetic angin akan dikonversi menjadi tekanan energi potensial, yang menyebabkan terjadinya beban angin. Efek beban angin pada suatu struktur bergantung pada berat jenis dan kecepatan udara, sudut luas angin, bentuk dan kekakuan struktur, dan faktor-faktor yang lain.

f. Lainnya

Pada beberapa tempat di beberapa negara, terdapat beban salju. Beban salju diperhitungkan dalam desain atap struktur bangunan. Selain itu, terdapat pula beban air hujan. Pada umumnya beban air hujan juga diperhitungkan dalam desain atap struktur bangunan. Pada perencanaan bangunan dinding penahan tanah (*retaining wall*) Selain beban-beban yang telah didefinisikan, terdapat beberapa jenis beban yang lain, yaitu beban kejut (*impact*), beban api, beban akibat perubahan temperatur dan lain sebagainya.

2.7.1 Data Struktur Bangunan

Struktur bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik di Klaten memiliki data sebagai berikut:

1. Gedung Galeri dengan 2 lantai dibangun di kota Klaten

2. Kelas situs tanah = situs tanah sedang (situs kelas D)
3. Tebal pelat lantai = 130 mm
4. Dimensi balok:
 - Balok Induk = 300 × 400 (mm)
 - Balok Anak = 200 × 300 (mm)
5. Dimensi kolom = 350 × 350 (mm)
6. Kategori risiko Gedung = II
7. Faktor keutamaan gempa (I_e) = 1,0
8. Parameter spectral respons (Kota Klaten):
 - a. T_0 = 0,15 s
 - b. T_s = 0,76 s
 - c. S_{ds} = 0,82 s
 - d. S_{d1} = 0,62 s
9. Kategori desain seismik bangunan: D
10. Periode fundamental Gedung (T) = 0,3535 s
11. Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SPRMK)
12. Koefisien modifikasi respons (R):

$$R=8; C_d= 5,5 \text{ (SPRMK)}$$

13. Luasan bangunan:

- a. Bangunan Galeri

Bangunan ini memiliki ketinggian yang berbeda sehingga dipisahkan menjadi dua unit yang terpisah.

- Unit 1

Tinggi tingkat lantai 1 = 3500 mm
 Panjang = 15000 mm
 Lebar = 8000 mm

- Unit 2

Tinggi tingkat lantai 1 = 3500 mm
 Tinggi tingkat lantai 2 = 3500 mm
 Panjang = 10000 mm
 Lebar = 14000 mm

- b. Bangunan *Workshop* dan Resto

Kedua bangunan ini memiliki desain yang serupa dan memiliki bentuk “L”

Panjang 1	= 10000 mm
Lebar 1	= 15000 mm
Panjang 2	= 20000 mm
Lebar 2	= 10000 mm
Tinggi tingkat	= 3500 mm
14. Mutu beton ($f'c$)	= 25 MPa
15. Berat jenis beton	= 24 kN/m ³
16. Mutu baja (f_y)	= 420 MPa

2.7.2 Pembebanan Galeri

Bangunan Galeri dipisahkan menjadi dua unit berdasarkan ketinggian lantai. Unit pertama adalah unit sebelah kiri dan kanan yang hanya memiliki satu lantai. Unit kedua adalah unit yang memiliki dua lantai.

Berat satuan lantai ($t=0,13$ m)

- Berat sendiri pelat	= $0,13 \times 24$	= 3,12 kN/m ²
- Pasir 5 cm	= $0,05 \times 17$	= 0,85 kN/m ²
- Spesi 2 cm	= $0,02 \times 20$	= 0,4 kN/m ²
- Penutup lantai 1 cm	= $0,01 \times 24$	= 0,24 kN/m ²
- Plafon, MEP, dll	= 0,25	= 0,25 kN/m ²
<hr/>		
DL		= 4,86 kN/m ²
- Balok 300 × 400	= $0,3 \times (0,4-0,13) \times 24$	= 1,944 kN/m
- Balok 200 × 300	= $0,2 \times (0,3-0,13) \times 24$	= 0,816 kN/m
- Kolom 350 × 350	= $0,35 \times 0,35 \times 24$	= 2,94 kN/m
- Dinding ½ bata		= 2,5 kN/m ²

Beban pada setiap unit adalah sebagai berikut

UNIT 1 (Galeri)

a. Lantai 1 (sisi kiri dan kanan)

- Dinding	= $((16 \times 60) \times 3,5) \times 2,5$	= 665 kN
- Plesteran	= $((16 + 60) \times 3,5) \times 2,1$	= 55,9 kN
- Kolom 350×350	= $24 \times 3,5 \times 2,94$	= 246,9 kN
<hr/>		
W1		= 967,82 kN

b. Atap Lantai 1 (kiri dan kanan)

- Balok $300 \times 400 = ((8 \times 15) + (6 \times 8)) \times 1,944 = 326,592 \text{ kN}$
 - Beban atap $= 23,44 \times 2 \times 8 = 375,04 \text{ kN}$
-
- W2 $= 701,632 \text{ kN}$

UNIT 2 (Galeri)

a. Lantai 2

- Pelat lantai $= 10 \times 14 \times 4,86 = 680,4 \text{ kN}$
 - Balok $300 \times 400 = ((5 \times 10) + (4 \times 14)) \times 1,944 = 206,064 \text{ kN}$
 - Balok $200 \times 300 = ((8,5 \times 3) + (10)) \times 0,816 = 28,968 \text{ kN}$
 - Kolom $350 \times 350 = (22 \times (3,5 + (3,5/2))) \times 2,94 = 339,57 \text{ kN}$
 - Dinding $= (2 \times (10 + 14) \times (3,5 + (3,5/2))) \times 2,5 = 630 \text{ kN}$
 - Plesteran $= (2 \times (10 + 14) \times (3,5 + (3,5/2))) \times 21 = 52,92 \text{ kN}$
-
- W3 $= 1937,922 \text{ kN}$

b. Atap lantai 2

- Dinding $= (2 \times (10 + 14) \times (3,5 + (3,5/2))) \times 2,5 = 210 \text{ kN}$
 - Kolom $350 \times 350 = (22 \times (3,5/2)) \times 2,94 = 113,19 \text{ kN}$
 - Balok $300 \times 400 = ((5 \times 10) + (4 \times 14)) \times 1,944 = 206,064 \text{ kN}$
 - Beban atap $= (23,76 \times 2 \times 6) = 285,12 \text{ kN}$
-
- W4 $= 814,374 \text{ kN}$

Maka, beban mati total adalah sebesar

$$\begin{aligned} W &= W1 + W2 + W3 + W4 \\ &= 967,82 + 701,632 + 1937,922 + 814,374 \\ &= 4421,748 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser dihitung dengan rumus

$$V = C_s \times W$$

Dengan,

Cs yang digunakan $= 0,0913$

W yang digunakan $= 4421,748 \text{ kN}$

Gaya geser dasar (V) $= 0,0913 \times 4421,748$

$$= 403,4845 \text{ kN}$$

Hitung beban gempa metode statik ekuivalen pada bangunan Galeri dan diperoleh seperti pada Tabel 2.20 Gambar 2.22

Tabel 2.20 Beban gempa metode statik ekuivalen bangunan Galeri

LANTAI	W_x (kN)	H_x (m)	$W_x \cdot H_x^k$	F_x (kN)
ATAP 2	814,374	9,5	7736,553	112,1285
2	1937,922	7	13565,45	196,6088
ATAP 1	701,632	6	4209,792	61,0140
1	665	3,5	2327,5	33,7333
Σ		26	27839,3	403,4845

Dikarenakan $T = 0,3535$, maka ketentuan untuk k (eksponen yang terkait periode struktur). Jika $T \leq 0,5$, $k = 1$ maka, $k = 1$.

2.7.3 Pembebanan *Workshop*

Menghitung Berat Seismik Efektif Bangunan

Berat satuan lantai ($t=0,13$ m)

- Berat sendiri pelat	$= 0,13 \times 24$	$= 3,12 \text{ kN/m}^2$
- Pasir 5 cm	$= 0,05 \times 17$	$= 0,85 \text{ kN/m}^2$
- Spesi 2 cm	$= 0,02 \times 20$	$= 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Penutup lantai 1 cm	$= 0,01 \times 24$	$= 0,24 \text{ kN/m}^2$
- Plafon, MEP, dll	$= 0,25$	$= 0,25 \text{ kN/m}^2$
<hr/>		
DL		$= 4,86 \text{ kN/m}^2$
- Balok 300×400	$= 0,3 \times (0,4-0,13) \times 24$	$= 1,944 \text{ kN/m}$
- Balok 200×300	$= 0,2 \times (0,3-0,13) \times 24$	$= 0,816 \text{ kN/m}$
- Kolom 350×350	$= 0,35 \times 0,35 \times 24$	$= 2,94 \text{ kN/m}$
- Dinding $\frac{1}{2}$ bata		$= 2,5 \text{ kN/m}^2$

Maka, beban pada setiap unit adalah sebagai berikut

Bangunan *Workshop*

Lantai 1

- Dinding	$= 568,75$	kN
- Plesteran	$= 119,4375$	kN
- Kolom 350×350	$= 216,09$	kN
<hr/>		
W1	$= 904,2775$	kN

Atap Lantai 1

- Balok 300 × 400 = 330,48 kN
- Beban atap = 375,04 kN

- W2 = 705,52 kN

Beban mati total (W)

$$\begin{aligned}
 W &= W1+W2 \\
 &= 904,2775 + 705,52 \\
 &= 1609,798 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menghitung Gaya Geser Dasar (V)

$$V = C_s \times W$$

$$C_s \text{ yang digunakan} = 0,0913$$

$$W \text{ yang digunakan} = 1609,798 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser dasar (V)} &= 0,1028 \times 1609,798 \\
 &= 146,894 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban gempa metode statik ekuivalen diperoleh seperti pada Tabel 2.21

Tabel 2.21 Beban gempa metode statik ekuivalen bangunan Galeri

LANTAI	W _x (kN)	H _x (m)	W _x . H _x ^k	F _x (kN)
ATAP 1	705,52	6	4233,12	99,9109
1	568,75	3,5	1990,625	46,9831
Σ		9,5	6223,745	146,8940

Dikarenakan $T = 0,3535$, maka ketentuan untuk k (eksponen yang terkait periode struktur). Jika $T \leq 0,5$, $k = 1$ maka, $k = 1$.

2.7.4 Pembebanan Resto

Menghitung Berat Seismik Efektif Bangunan

Berat satuan lantai (t=0,13 m)

- Berat sendiri pelat = $0,13 \times 24 = 3,12 \text{ kN/m}^2$
- Pasir 5 cm = $0,05 \times 17 = 0,85 \text{ kN/m}^2$
- Spesi 2 cm = $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Penutup lantai 1 cm = $0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$
- Plafon, MEP, dll = 0,25 = $0,25 \text{ kN/m}^2$

$$DL = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

- Balok 300 × 400 = $0,3 \times (0,4-0,13) \times 24 = 1,944 \text{ kN/m}$

- Balok 200×300 = $0,2 \times (0,3-0,13) \times 24$ = 0,816 kN/m
- Kolom 350×350 = $0,35 \times 0,35 \times 24$ = 2,94 kN/m
- Dinding $\frac{1}{2}$ bata = 2,5 kN/m²

Maka, beban pada setiap unit adalah sebagai berikut

Bangunan Resto

Lantai 1

- Dinding = 568,75 kN
- Plesteran = 119,4375 kN
- Kolom 350×350 = 246,96 kN

- W1 = 935,1475 kN

Atap Lantai 1

- Balok 300×400 = 359,64 kN
- Beban atap = 375,04 kN

- W2 = 734,68 kN

Beban mati total (W)

$$\begin{aligned}
 W &= W1+W2 \\
 &= 935,1475 + 734,68 \\
 &= 1669,828 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menghitung Gaya Geser Dasar (V)

$$V = C_s \times W$$

$$C_s \text{ yang digunakan} = 0,0913$$

$$W \text{ yang digunakan} = 1669,828 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser dasar (V)} &= 0,0913 \times 1669,828 \\
 &= 152,3718 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban gempa metode statik ekuivalen dan diperoleh seperti pada Tabel 2.22

Tabel 2.22 Beban gempa metode statik ekuivalen bangunan Galeri

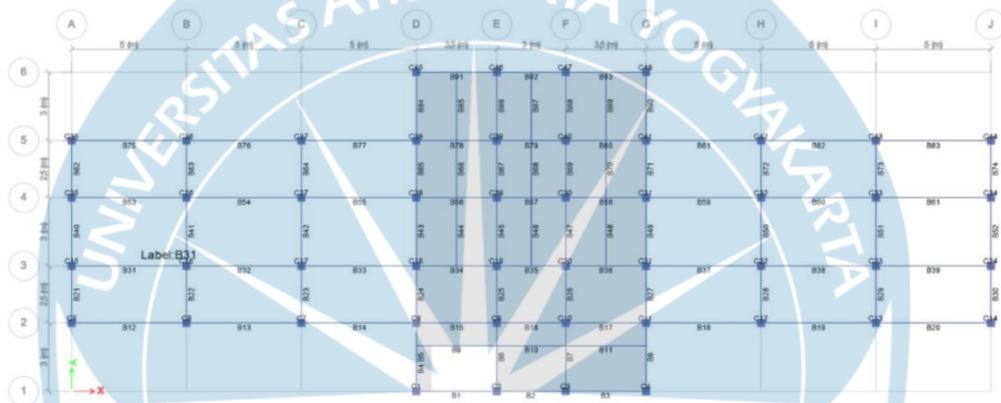
LANTAI	W _x (kN)	H _x (m)	W _x . H _x ^k	F _x (kN)
ATAP 1	734,68	6	4408,08	104,9692
1	568,75	3,5	1990,625	47,4026
Σ		9,5	6398,705	152,3718

Dikarenakan $T = 0,3535$, maka ketentuan untuk k (eksponen yang terkait periode struktur). Jika $T \leq 0,5$, $k = 1$ maka, $k = 1$.

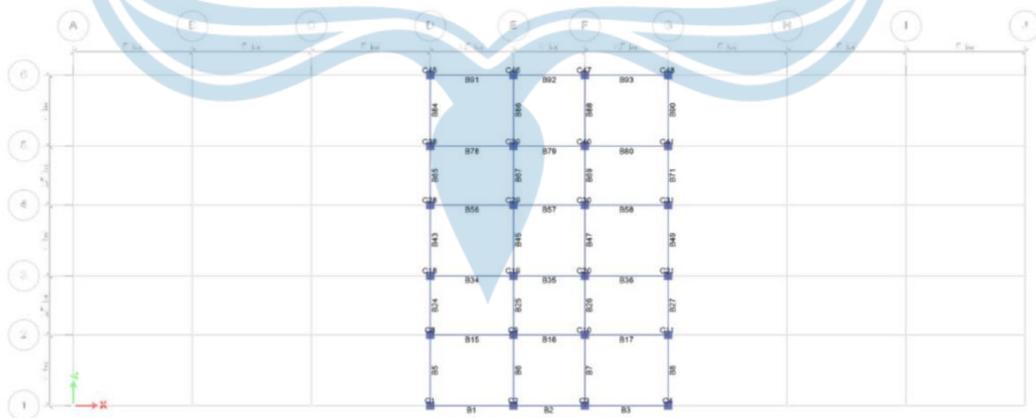
2.8 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur dilakukan untuk mengetahui gaya-gaya dalam yang terjadi pada elemen struktur serta perilaku struktur akibat beban yang bekerja. Struktur bangunan Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik ini dimodelkan dengan menggunakan sistem struktur berupa struktur rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dengan bantuan *software ETABS 2018* untuk membantu dalam perhitungan. Adapun denah tampak dan bentuk pemodelan 3 dimensi (*3D Models*) bangunan ini sebagai berikut:

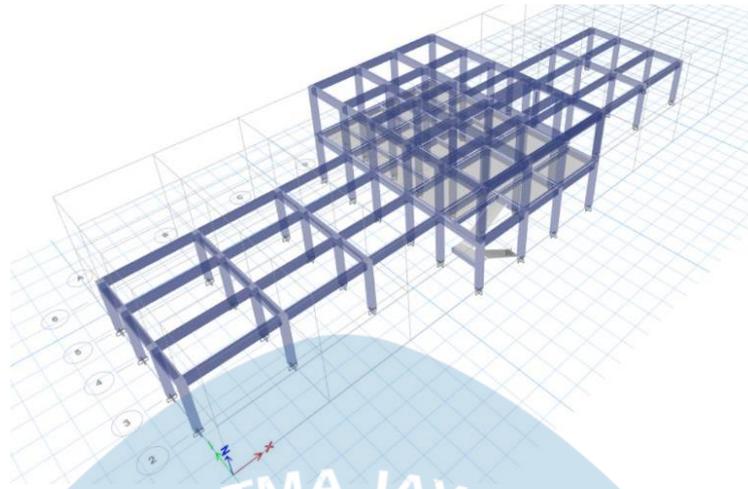
1. Bangunan Galeri



Gambar 2.27 Tampak atas bangunan Galeri lantai 1

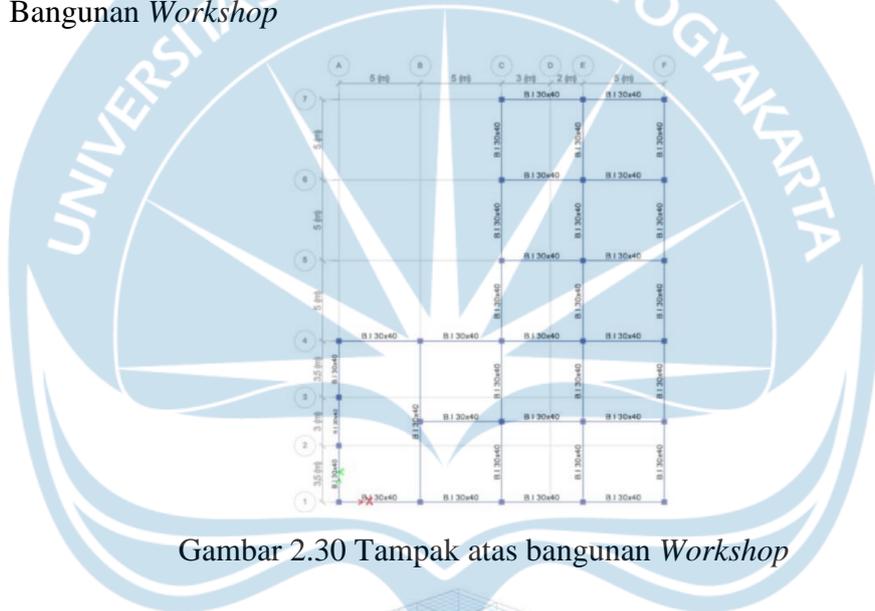


Gambar 2.28 Tampak atas bangunan Galeri lantai 2

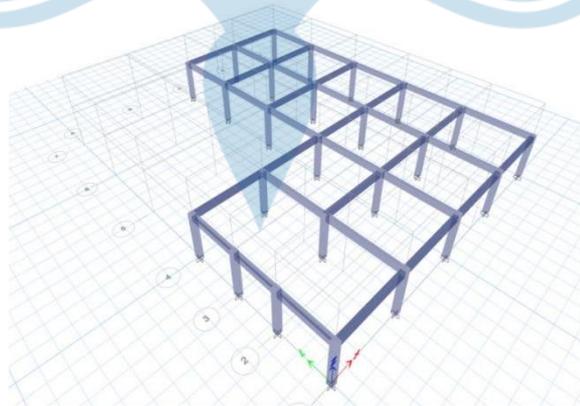


Gambar 2.29 Bentuk 3D bangunan Galeri

2. Bangunan *Workshop*

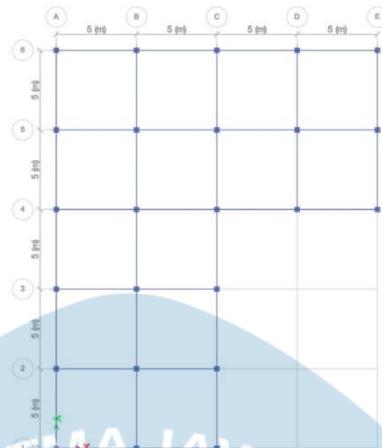


Gambar 2.30 Tampak atas bangunan *Workshop*

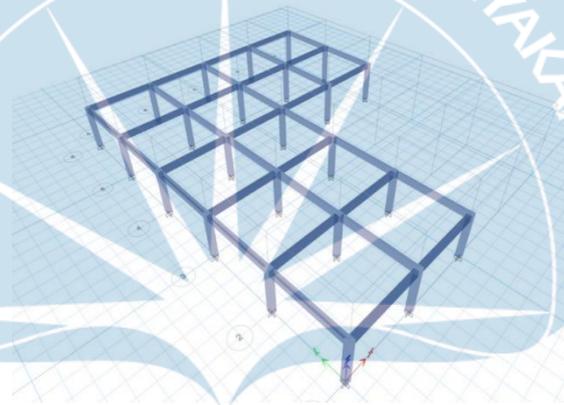


Gambar 2.31 Bentuk 3D bangunan *Workshop*

3. Bangunan Resto



Gambar 2.32 Tampak atas bangunan Resto



Gambar 2.33 Bentuk 3D bangunan Resto

2.8.1 Pengambilan Gaya Dalam

Pengambilan gaya dalam diambil dengan bantuan program *Etabs* yang akan dicontohkan pada bangunan Galeri, adapun dimensi balok dan kolom yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Balok anak 200×300 (mm)
- Balok induk 300×400 (mm)
- Kolom: 350×350 (mm)

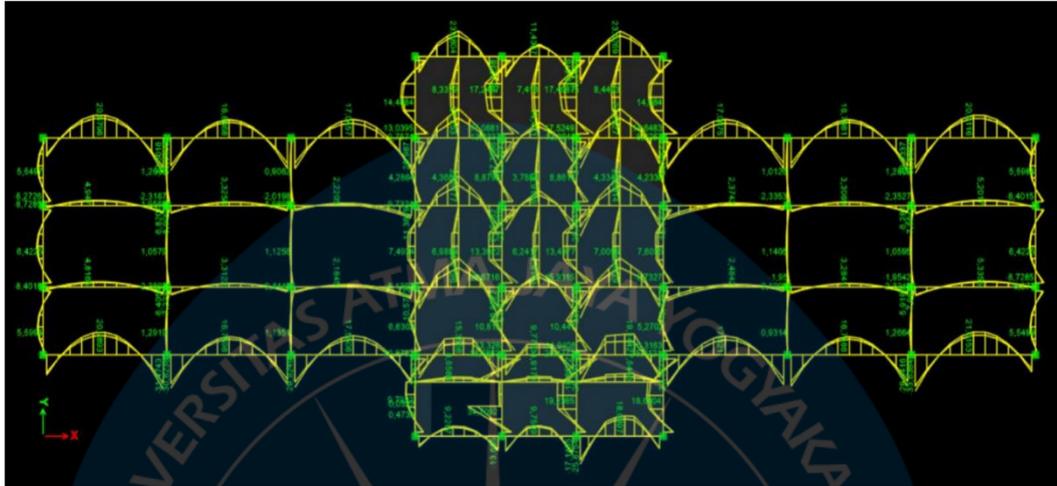
Gaya dalam yang diambil untuk merencanakan balok didapat dari kombinasi *envelope*. Berdasarkan panjang bentang dari setiap ruangan pada bangunan, maka balok diklasifikasikan sebagai berikut:

- Balok induk = 4 jenis (BI1, BI2, BI3, dan BI4)
- Balok anak = 3 jenis (BA1, BA2, dan BA3)

Setelah balok telah terklasifikasi sesuai dengan bentangnya, maka selanjutnya mengambil gaya dalam terbesar dari setiap jenis balok:

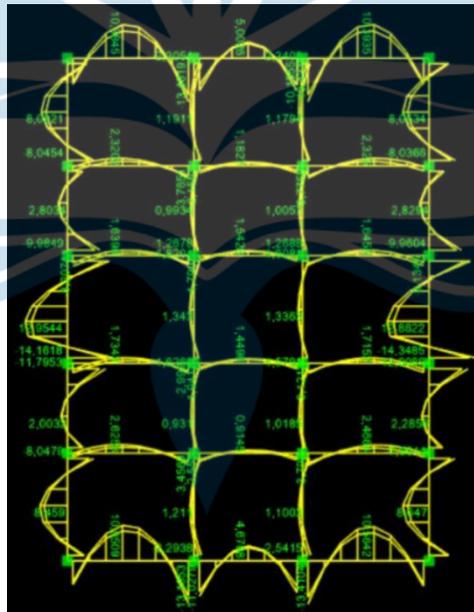
- BMD (*Bending Moment Diagram*)

Lantai 1



Gambar 2.34 BMD balok Galeri lantai 1

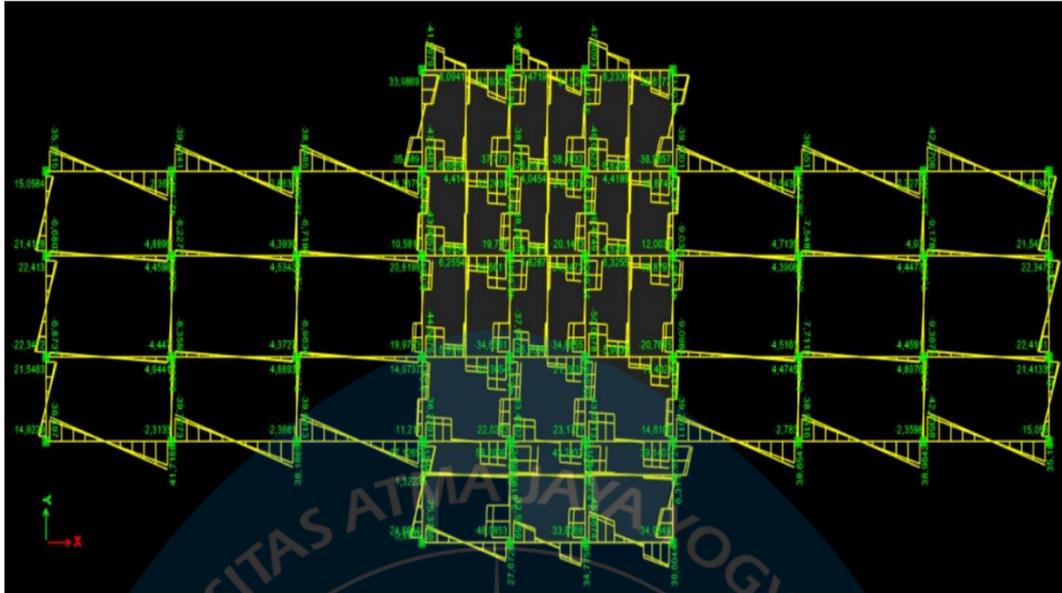
Lantai 2



Gambar 2.35 BMD balok Galeri lantai 2

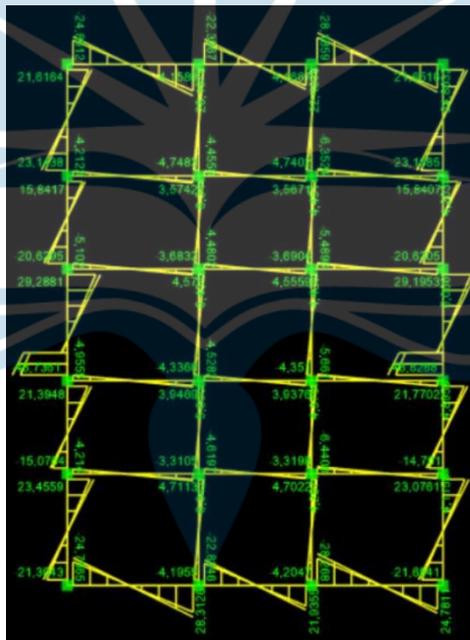
- SFD (*Shear Force Diagram*)

Lantai 1



Gambar 2.36 SFD Galeri lantai 1

Lantai 2



Gambar 2.37 SFD Galeri lantai 2

Berikut merupakan tabel rekapan dari data BMD dan SFD yang didapatkan. Gaya dalam inilah yang akan digunakan untuk merencanakan tulangan balok. Catatan: momen negatif pada balok anak = 0 karena momen di *realse*.

Tabel 2.23 Gaya dalam balok induk

	BI 1	BI 2	BI 3	BI 4
Gaya Momen Positif (kNm)	38,6851	18,4401	15,0787	16,5005
Gaya Momen Negatif (kNm)	-14,8451	-37,4212	-34,2534	-15,1009
Gaya Geser (kN)	25,4628	35,6669	41,5704	15,5494

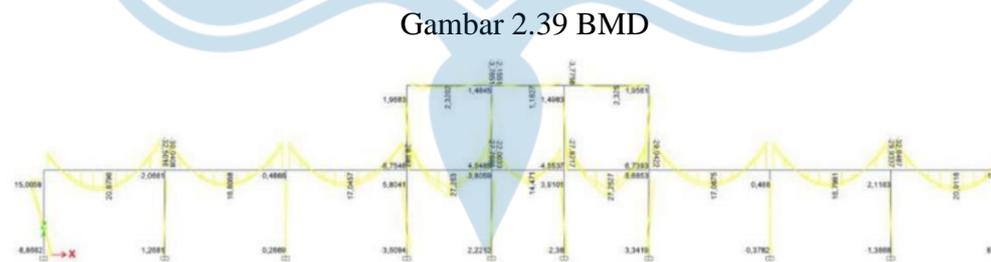
Tabel 2.24 Gaya dalam balok anak

	BA 1	BA 2	BA 3
Gaya Momen Positif (kNm)	8,44	7,42	7,54
Gaya Momen Negatif (kNm)	0	0	0
Gaya Geser (kN)	8,23	7,47	6,31

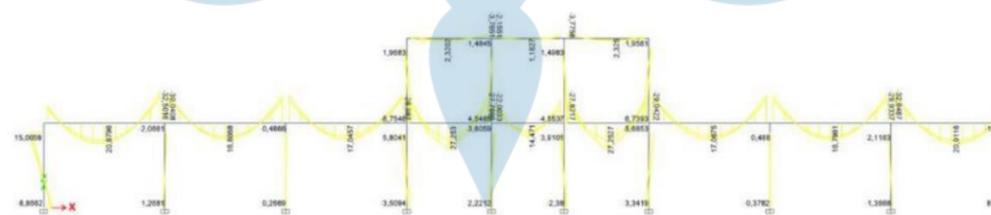
- *Output*



Gambar 2.38 Axial force



Gambar 2.39 BMD



Gambar 2.40 SFD

Berikut merupakan rekapitulasi data *axial force*, BMD, dan SFD:

Tabel 2.25 Rekapitulasi *Axial Force*, BMD, dan SFD balok

		K350x350
Pu (kN)	Min	- 179,455
	Max	-76,5023
Mu (kN)	Min	-15,2476
	Max	16,1641
Vu (kN)	Min	-14,6539
	Max	-7,9042

2.9 Ketidakberaturan Struktur

Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan jika tidak memenuhi syarat dari struktur gedung beraturan. Untuk struktur gedung tidak beraturan, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik. Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.3.2.1 dan pasal 7.3.2.2, ketidakberaturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidak beraturan horizontal dan ketidak beraturan vertikal. Hal tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.26 dan Tabel 2.29.

Tabel 2.26 Ketidakberaturan horizontal pada struktur

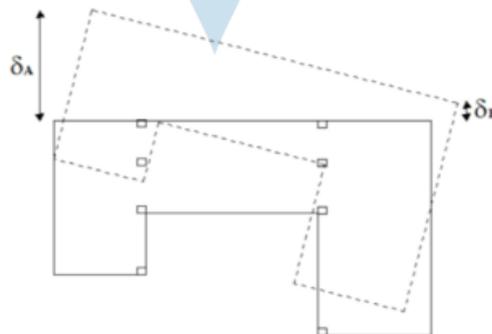
	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakteraturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x=1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-asal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 Tabel 16 0	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakteraturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x=1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-asal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 Tabel 16 0	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal Refensi	Penerapan kategori desain seismik
2	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ad ajika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % deminsi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekauan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	0 0 0 Tabel 16 0	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5	Ketidakberaturan system nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama system pemikul gaya seismik.	0 0 Tabel 16	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Dilakukan pemeriksaan terhadap ketidakberaturan horizontal pada bangunan Galeri:

1. Ketidakberaturan Torsi

Berdasarkan SNI-1726-2019, tipe dari ketidakberaturan torsi 1a dan ketidakberaturan torsi 1b ditentukan berdasarkan defleksi maksimum (δ_{max}), defleksi minimum (δ_{min}), dan defleksi rata-rata (δ_{avg}). $\delta_{max} < 1,2 \delta_{avg}$ = tanpa ketidakberaturan torsi yang digambarkan seperti pada Gambar 2.41.



Gambar 2.41 Ketidakberaturan torsi

$$1,2 \delta_{avg} \leq \delta_{max} \leq 1,4 \delta_{avg} = \text{ketidakberaturan torsi 1a}$$

$$\Delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}} \quad = \text{ketidakberaturan torsi 1b}$$

Rekapitulasi hasil *displacement* yang terjadi pada bangunan Galeri adalah sebagai berikut

Tabel 2.27 Rekapitulasi *displacement* pada bangunan Galeri

Beban Gempa Arah X					
Lantai	Δ_{\max} (mm)	Δ_{avg} (mm)	Rasio	Rasio > 1,2	Rasio > 1,4
2	0,095	0,091	1,0439	Terjadi	-
1	0,118	0,095	1,2421	Terjadi	-
Beban Gempa Arah Y					
Lantai	Δ_{\max} (mm)	Δ_{avg} (mm)	Rasio	Rasio > 1,2	Rasio > 1,4
2	0,074	0,07	1,0571	Terjadi	-
1	0,115	0,087	0,322	Terjadi	-

1a. Ketidakberaturan Torsi

Ketidakteraturan torsi terjadi apabila $\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}} > 1,2$. Bangunan ini mengalami ketidakberaturan torsi maka konsekuensi yang berlaku berdasarkan SNI 1726:2019 berlaku, sebagai berikut:

- Pasal 11.3.4, eksentrisitas tak terduga sebesar 5% diafragma dipertimbangkan
- Pasal 17.12.1, simpangan antar lantai dibatasi
- Pasal 7.3.34, gaya desain perlu ditingkatkan sebesar 25%
- Pasal 7.7.3, P-delta harus disertakan, memperhitungkan pengaruh penampang retak, dan harus dimodelkan dengan pemodelan 3 dimensi
- Pasal 7.8.4.3, diperhitungkan faktor pembesaran torsi (A), dengan:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{avg}}} \right)^2$$

Arah X	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	A_x	%	Eksentrisitas (m)
Lantai 2	1,044	0,757	3,8%	0,53
Lantai 1	1,242	1,071	5,4%	0,75

Tabel 2.28 Eksentrisitas

Eksentrisitas akan dipertimbangkan

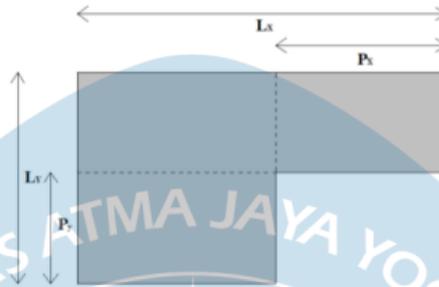
- Tabel 16, struktur dianalisis dengan metode spektrum respons ragam

1b. Ketidakberaturan Torsi Berlebih

Tipe ini terjadi apabila rasio lebih besar dari 1,4. Bangunan ini tidak mengalami torsi berlebih.

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau seperti yang digambarkan pada Gambar 2.42



Gambar 2.42 Ketidakberaturan sudut dalam

$$L_x = 18,5 \text{ m}$$

$$P_x = 15 \text{ m}$$

$$15\% L_x = 15\% \times 18,5 \\ = 2,775$$

$P_x > 15\% L_x$, maka ketidakberaturan sudut dalam terjadi

$$L_y = 5,5 \text{ m}$$

$$P_y = 3 \text{ m}$$

$$15\% L_y = 15\% \times 5,5 \\ = 2,25$$

$P_y > 15\% L_y$, maka ketidakberaturan sudut dalam terjadi. Ketidakberaturan sudut dalam terjadi maka, konsekuensi berdasarkan SNI 1726:2019 berlaku sebagai berikut:

- Pasal 7.3.3.4, gaya desain ditingkatkan sebesar 25%
- Tabel 16, struktur dianalisis dengan metode spektrum respon ragam

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakeraturan ini didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan kontinuitas atau variasi kekakuan mendadak termasuk yang memiliki daerah terpotong atau bukaan lebih besar 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya atau perubahan kekakuan.

Avoid > 50% Adiaphragma dengan,

$$\text{Luas void} = 2 \times 2 = 4\text{m}^2$$

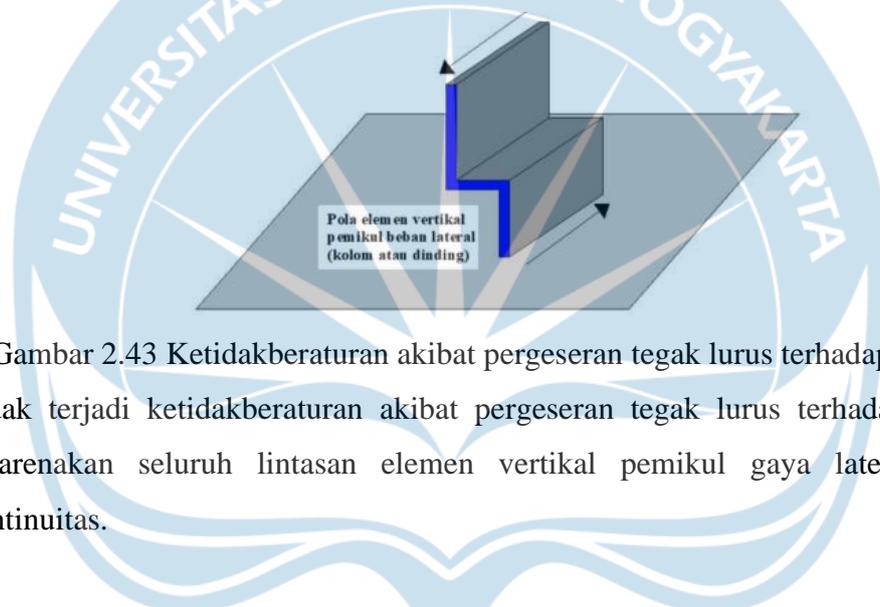
$$\text{Adiaphragma} = 10 \times 14 = 140 \text{ m}^2$$

$$4 < 50\% \times 140$$

$4 < 70$, tidak memenuhi persamaan. Maka, ketidakberaturan diskontinuitas diafragma tidak terjadi.

4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang

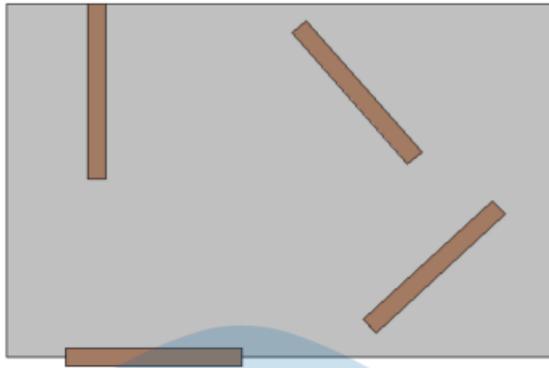
Ketidakberaturan ini didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pada Gambar 2.43 pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.



Gambar 2.43 Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang. Tidak terjadi ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang, dikarenakan seluruh lintasan elemen vertikal pemikul gaya lateral secara kontinuitas.

5. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

Ketidakberaturan ini didefinisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak parallel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama system penahan seismik ditunjukkan pada Gambar 2.44.



Gambar 2.44 Ketidakberaturan sistem nonparalel

Tidak terjadi ketidakberaturan sistem nonparallel dikarenakan seluruh elemen vertikal pemikul gaya lateral parallel terhadap seluruh sumbu orthogonal utama sistem pemikul gaya seismik.

Tabel 2.29 Ketidakberaturan vertikal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal Refensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2	Ketidakteraturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3	Ketidakteraturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4	Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	0 0 Tabel 16	B, C, D, E dan F D, E, dan F D, E, dan F

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal Refensi	Penerapan kategori desain seismik
5a.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 0 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

Dilakukan pemeriksaan terhadap ketidakberaturan vertikal pada bangunan Galeri :

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (1a dan 1b)

Ketidakeraturan ini didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 60% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

1a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Tabel 2.30 Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada bangunan Galeri

Beban Gempa Arah X			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	70% Δ/h	Status
2	70418,392	-	-
1	177125,836	49292,8744	Tidak Terjadi
Beban Gempa Arah Y			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	70% Δ/h	Status
2	75712,948	-	-
1	178428,095	52999,0636	Tidak Terjadi

1b. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan

Apabila tingkat 1a tidak terjadi, maka 1b tidak akan terjadi.

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.

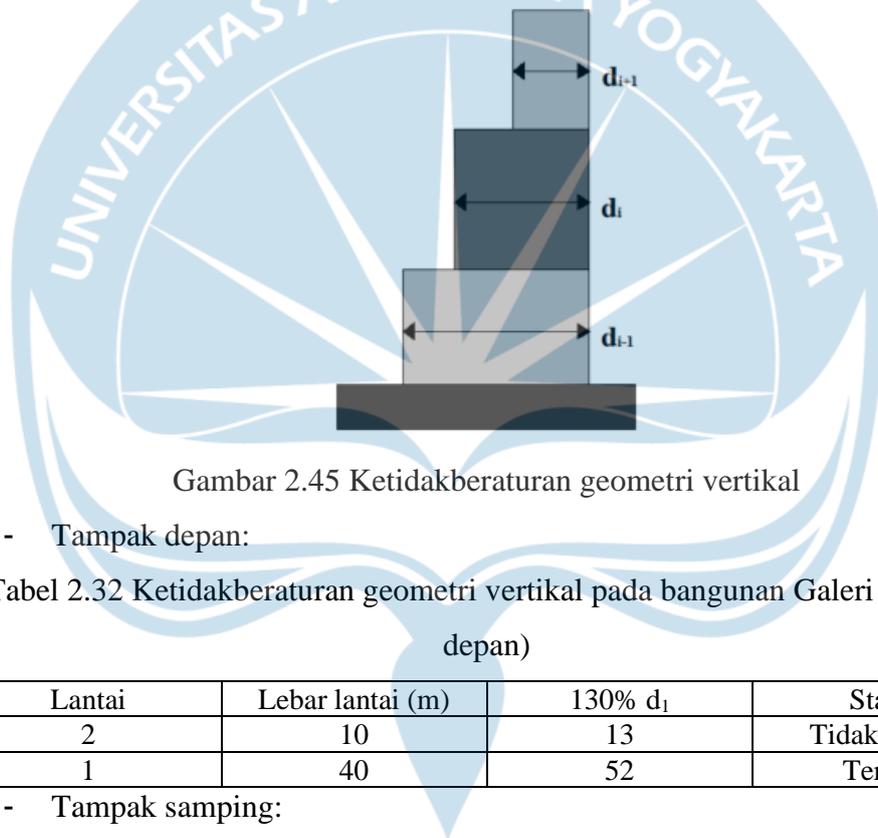
Tabel 2.31 Ketidakberaturan berat ada bangunan Galeri

Lantai	Massa (ton)	150% Massa	Status
2	34123,78266	51185,67399	Tidak terjadi
1	212815,7267	319223,5901	Terjadi

Karena ketidakberaturan berat terjadi pada bangunan ini maka berlaku konsekuensi berdasarkan SNI 1725:2019 Tabel 16.

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya yang digambarkan pada Gambar 2.45.



Gambar 2.45 Ketidakberaturan geometri vertikal

- Tampak depan:

Tabel 2.32 Ketidakberaturan geometri vertikal pada bangunan Galeri (tampak depan)

Lantai	Lebar lantai (m)	130% d_1	Status
2	10	13	Tidak terjadi
1	40	52	Terjadi

- Tampak samping:

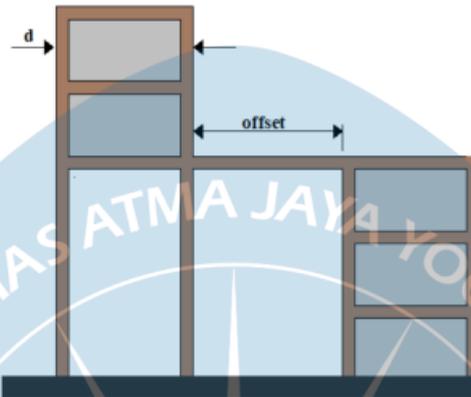
Tabel 2.33 Ketidakberaturan geometri vertikal pada bangunan Galeri (tampak belakang)

Lantai	Lebar lantai (m)	130% d_1	Status
2	8	10,4	Tidak terjadi
1	14	18,2	Terjadi

Terjadi ketidakberaturan geometri vertikal maka berlaku konsekuensi berdasarkan tabel 16 SNI 1726:2019.

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya seperti pada Gambar 2.46.

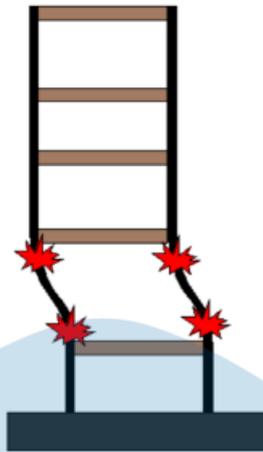


Gambar 2.46 Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral

Tidak terjadi ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral dikarenakan pada bangunan yang ditinjau tidak ada pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral dan tidak terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul pada tingkat di bawahnya.

5. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % (a) atau 65% (b) kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.



Gambar 2.47 Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat

5a. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 2.34 Ketidakberaturan akibat diskontinuitas pada bangunan Galeri

Lantai	V _x	V _y
2	6,4303	5,324
1	16,7721	15,4121
Status	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

5b. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Apabila ketidakberaturan 5a tidak terjadi maka ketidakberaturan 5b tidak akan terjadi pula. Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antartingkat ijin (Δ_a) untuk semua tingkat.

2.9.1 Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal maka defleksi bisa dihitung berdasarkan Tabel 2.35

Tabel 2.35 Defleksi struktur

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simoangan antar tingkat	0,025hsx	0,020hsx	0,015hsx
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010hsx	0,010hsx	0,010hsx
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007hsx	0,007hsx	0,007hsx
Semua struktur lainnya	0,020hsx	0,015hsx	0,020hsx

Data struktur bangunan Galeri adalah sebagai berikut

Kategori resiko : II
 KDS : D
 Ie : 1,0
 Cd : 5,5
 ρ : 1,3

Simpangan antar lantai diambil dari hasil *output displacement* pemodelan program *Etabs*. Berdasarkan gempa arah X

Tabel 2.36 Output *displacement* akibat gempa arah x pada *Etabs*

Lantai	h (mm)	δ _{xe} (mm)	δ _x (mm)	Δ (mm)	Δ _{izin} (mm)	Status
Atap	3500	5,761	31,6855	16,1755	67,3050	OK
2	3500	2,82	15,51	15,510	67,3050	OK
1	0	0	0	0	0	OK

$$\delta_x = \frac{Cd \times \delta_{xe}}{Ie} = \frac{5,5 \times 0,004}{1} = 0,022 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta a}{\rho} = \frac{0,025h}{1,3} = \frac{0,025 \times 3500}{1,3} = 67,3050 \text{ mm}$$

Karena simpangan antar lantai (Δ) lebih kecil dari simpangan izin (Δ_{izin}) yang terjadi, maka dapat dinyatakan lantai aman. Berdasarkan gempa arah Y adalah sebagai berikut:

Tabel 2.37 Output *displacement* akibat gempa arah y pada *Etabs*

Lantai	h (mm)	δ _{xe} (mm)	δ _x (mm)	Δ (mm)	Δ _{izin} (mm)	Status
Atap	3500	5,157	28,3635	13,5355	67,3050	OK
2	3500	2,696	14,828	14,828	67,3050	OK
1	0	0	0	0	0	OK

$$\delta_x = \frac{Cd \times \delta x_e}{l_e} = \frac{5,5 \times 0,004}{1} = 0,022 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta a}{\rho} = \frac{0,025h}{1,3} = \frac{0,025 \times 3500}{1,3} = 67,3050 \text{ mm}$$

Karena simpangan antar lantai (Δ) lebih kecil dari simpangan izin (Δ_{izin}) yang terjadi, maka dapat dinyatakan lantai aman.

2.10 Perancangan Balok

Balok merupakan salah satu elemen struktur yang memikul momen lentur serta geser. Akibat kondisi tersebut, maka balok harus memenuhi kriteria perancangan sebagai berikut:

1. Untuk momen lentur

$$\phi M_n \geq M_u$$

Dengan,

M_n = momen nominal balok

M_u = momen ultimit akibat beban terfaktor

ϕ = faktor reduksi

2. Untuk gaya geser

$$\phi V_n \geq V_u$$

Dengan,

M_n = gaya geser nominal balok

M_u = gaya geser ultimit akibat beban terfaktor

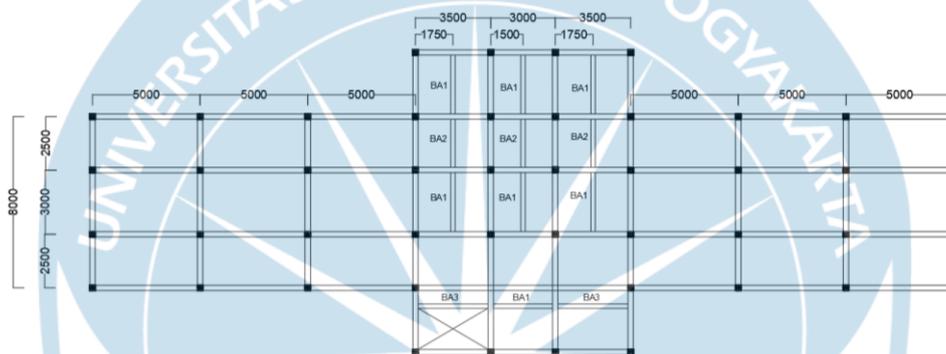
ϕ = faktor reduksi

Momen maksimal pada struktur mengakibatkan terjadi gaya tarik dan tekan pada balok yang dirancang. Beton itu sendiri lebih kuat dalam menahan tekan sedangkan lemah dalam menahan gaya tarik oleh sebab itu, maka diperlukan perancangan tulangan tarik pada balok. Balok beton bertulangan terbagi menjadi dua jenis yaitu balok bertulangan tunggal dan rangkap. Balok bertulangan tunggal hanya terdapat tulangan tarik didalamnya sedangkan, balok bertulangan rangkap memiliki tulangan tarik dan tulangan tekan untuk mendukung beton pada balok. Tulangan rangkap biasa digunakan apabila balok memiliki bentang yang panjang serta apabila penampang dengan dimensi tertentu belum dapat menahan gaya tekan.

Balok pada bangunan pusat pelatihan keramik dan gerabah di Klaten akan direncanakan terdiri dari balok induk dan balok anak.

2.10.1 Perencanaan Balok Anak

Pada bangunan Galeri direncanakan dengan konstruksi beton yang mempunyai balok induk dan balok anak. Beban pada balok anak akan dilimpahkan pada balok induk dan dihitung sebagai beban titik. Terdapat 3 jenis balok anak yang dibagi berdasarkan bentangnya yaitu Balok Anak 1 (BA-1), Balok Anak 2 (BA-2), dan Balok anak 3 (BA-3) dengan rencana dimensi 200 mm × 300 mm. Denah balok anak pada bangunan Galeri dapat dilihat pada Gambar 2.48



Gambar 2.48 Denah balok anak bangunan Galeri

➤ Perencanaan Balok Anak (BA-1)

Data struktur untuk perencanaan Balok Anak 1 adalah sebagai berikut:

Dimensi : 200 mm × 300 mm

$f'c$: 25 MPa

F_y tulangan utama : 420 MPa

F_y tulangan sengkang : 280 MPa

d : 245,5 mm

D tulangan utama : 13 mm

D sengkang : 8 mm

\emptyset longitudinal : 0,9

\emptyset geser : 0,75

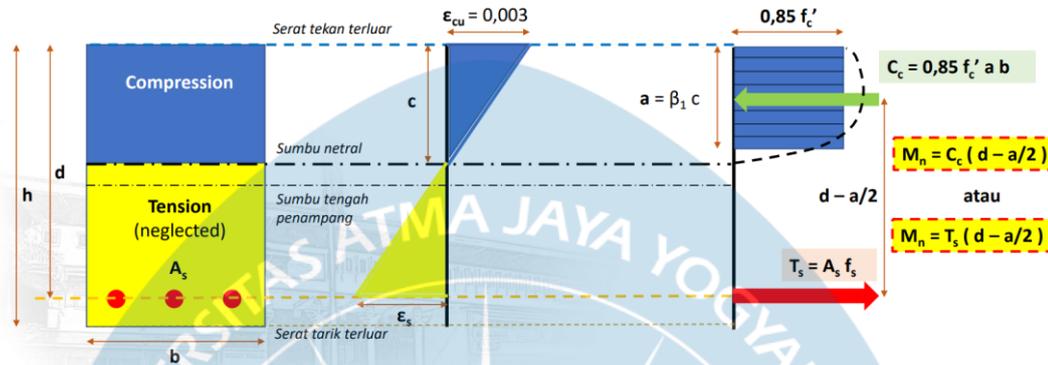
β : 0,85

Output dari pemrograman *Etabs* untuk Balok Anak 1 adalah sebagai berikut:

V_u tumpuan : 14,0326 kNm

Vu lapangan : 14,0776 kNm
 Mu tumpuan : 8,7299 kNm
 Mu lapangan : 5,2493 kNm

Balok anak direncanakan memiliki tulangan tunggal dengan distribusi regangan tegangan seperti pada Gambar 2.49.



Gambar 2.49 Diagram distribusi regangan tegangan balok tulangan tunggal

Pada Gambar 2.49 diperoleh keseimbangan gaya arah horizontal dengan persamaan:

$$\sum H = 0$$

$$T_s = C_c$$

Dengan T adalah gaya tarik baja dan C adalah gaya tekan pada beton. Maka diperoleh persamaan

$$A_s \times f_s = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$M_n = 0,85 \times f'_c \times a \times b \times (d - a/2)$$

Tulangan pada balok dibagi menjadi dua area yaitu area tumpuan dan area lapangan. Adapun perhitungan untuk menentukan tulangan yang akan dipasang pada balok anak adalah sebagai berikut:

- Perhitungan Tulangan Longitudinal Tumpuan ($M_u = 8,7299$ kNm)

Hitung tinggi blok tekan beton (a) berdasarkan persamaan yang telah diperoleh dari diagram distribusi regangan tegangan balok dengan asumsi bahwa tulangan sudah leleh $f_s = f_y$

$$M_u = 0,85 \times f'_c \times a \times b \times (d - a/2)$$

$$\left(\frac{0,85 \times f'_c \times b}{2} \right) a^2 - (0,85 \times f'_c \times b \times d) a + M_u = 0$$

Nilai a dapat dihitung dengan penyelesaian persamaan kuadrat atau dapat diselesaikan dengan alternatif hitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f_c \times b}} \\
 &= 245,5 - \sqrt{245,5^2 - \frac{2(8,7299)}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 200}} \\
 &= 9,4797 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Hitung jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral (c) dengan persamaan berikut

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{\alpha}{\beta} \\
 &= \frac{9,4797}{0,85} \\
 &= 11,1526 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Hitung nilai C_{\max} serta a_{\max} untuk menentukan kondisi penampang dan faktor reduksi yang akan digunakan

$$\begin{aligned}
 C_{\max} &= 0,375d \\
 &= 0,375 \times 245,5 \\
 &= 92,0625 \text{ mm} \\
 a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
 &= 0,85 \times 92,0625 \\
 &= 78,2531 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka terkendali faktor tereduksi $\phi = 0,9$ dan $a < a_{\max}$. Memeriksa kembali regangan tulangan dan asumsi awal

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= \frac{0,003 (d-c)}{c} \\
 &= \frac{0,003 (245,5 - 11,1526)}{11,1526} \\
 &= 0,063 \geq 0,004
 \end{aligned}$$

Regangan tulangan telah memenuhi regangan minimum maka, asumsi bahwa tulangan telah leleh adalah benar. Maka, tulangan tunggal dapat digunakan untuk balok anak. Pemeriksaan terhadap $A_{s_{\min}}$ dan $A_{s_{\max}}$, nilai A_s diperoleh dari

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{req}}} \times \phi f_y &= T_s \\
 A_{s_{\text{req}}} \times \phi f_y &= \frac{Mu}{(d-\frac{a}{2})} \\
 A_{s_{\text{req}}} &= \frac{Mu}{\phi f_y (d-\frac{a}{2})} \\
 &= \frac{8,7299 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times (245,5 - \frac{9,4797}{2})} \\
 &= 104,0018 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As yang telah dihitung pada persamaan diatas tidak perlu kurang dari As minimum dan tidak perlu lebih dari As maksimal persamaan berikut:

$$\begin{aligned} A_{S_{\min}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 200 \times 245,5 \\ &= 163,6667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\max}} &= \frac{0,36 \times \beta_1 \times f'_c \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{0,36 \times 0,85 \times 25 \times 200 \times 245,5}{420} \\ &= 894,3214 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena $A_{S_{\text{req}}} < A_{S_{\min}} < A_{S_{\max}}$ maka As digunakan adalah sebesar $163,6667 \text{ mm}^2$.

Hitung jumlah tulangan dipasang yang diperoleh dari:

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A} \\ &= \frac{163,6667}{132,7323} \\ &= 1,2331 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka ditetapkan menggunakan tulangan 2D13 pada area tumpuan balok.

- Perhitungan Tulangan Longitudinal Lapangan ($M_u = 5,2493 \text{ kNm}$)

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b}} \\ &= 245,5 - \sqrt{245,5^2 - \frac{2(5,2493)}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 200}} \\ &= 5,6552 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{\alpha}{\beta} \\ &= \frac{5,6552}{0,85} \\ &= 6,6532 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{\max} &= 0,375d \\ &= 0,375 \times 245,5 \\ &= 92,0625 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\ &= 0,85 \times 92,0625 \\ &= 78,2531 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka terkendali faktor tereduksi $\phi = 0,9$ dan $a < a_{\max}$, maka direncanakan balok bertulang tunggal. Pemeriksaan terhadap $A_{s\min}$ dan $A_{s\max}$, nilai A_s diperoleh dari:

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \\ &= \frac{5,2493 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times (245,5 - \frac{9,3299}{2})} \\ &= 57,2255 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

A_s yang telah dihitung pada persamaan diatas tidak perlu kurang dari A_s minimum dan tidak perlu lebih dari A_s maksimal persamaan berikut:

$$\begin{aligned} A_{s\min} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 200 \times 245,5 \\ &= 163,6667 \text{ mm}^2 \\ A_{s\max} &= \frac{0,36 \times \beta_1 \times f'_c \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{0,36 \times 0,85 \times 25 \times 200 \times 245,5}{420} \\ &= 894,3214 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena $A_{s\min} < A_s < A_{s\max}$ maka digunakan $A_s = 163,6667 \text{ mm}^2$. Jumlah tulangan longitudinal bagian lapangan adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A} \\ &= \frac{163,6667}{132,7323} \\ &= 1,2331 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan longitudinal pada bagian lapangan adalah 2D13.

- Perhitungan Tulangan Geser Tumpuan ($V_u = 14,0326 \text{ kNm}$)

Gaya geser yang terjadi pada balok sebagian dipikul oleh beton dan sisanya dipikul oleh tulangan geser berupa sengkang atau begel. Menurut SNI 2847:2019 pasal 22.5 kekuatan geser beton tanpa gaya aksial dinyatakan dengan persamaan berikut

$$\phi V_c = \phi 0,017 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Dengan nilai λ sebesar 1,0 untuk beton normal

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 0,017 \sqrt{25} \times 200 \times 245,5 \\ &= 31301,25 \text{ N} \\ &= 31,3013 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $V_u < 0,5 \phi V_c$, maka secara teoritis tidak memerlukan tulangan geser, namun tetap dipasang sengkang dengan jarak berdasarkan perhitungan tulangan geser minimum. Hitung jarak minimum antar sengkang

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{A_v \min f_{yt}}{0,062 \sqrt{f'c} b_w} \\ &= \frac{2 \times 0,25 \times 8^2 \times 280}{0,062 \sqrt{25} 200} \\ &= 144,52 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_2 &= \frac{A_v \min f_{yt}}{0,35 b_w} \\ &= \frac{2 \times 0,25 \times 8^2 \times 280}{0,35 \times 200} \\ &= 128 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipilih spasi terkecil yaitu 128 mm. Spasi dikendalikan sebesar nilai minimal yaitu

$$s = \leq \frac{d}{2} = 122,75 \text{ mm}$$

Jadi, hasil $s > s_{\max}$ spasi sengkang dapat diambil nilai secara bebas dengan batas maksimal sebesar 122,75 mm. Maka. digunakan $s = 50$ mm dan tulangan yang digunakan adalah D8-50.

- Perhitungan Tulangan Geser Lapangan ($V_u = 14,0776$ kN)

Kekuatan geser beton (V_c)

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 0,017 \lambda \sqrt{f'c} b_w d \\ &= \phi 0,017 \lambda \sqrt{25} \times 200 \times 245,5 \\ &= 31301,25 \text{ N} \\ &= 31,3013 \text{ kN} \end{aligned}$$

Didaerah lapangan karena $V_u < 0,5 \phi V_c$, maka secara teoritis tidak memerlukan tulangan geser, Hitung jarak minimum antar sengkang

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{A_v \min f_{yt}}{0,062 \sqrt{f'c} b_w} \\ &= \frac{2 \times 0,25 \times 8^2 \times 280}{0,062 \sqrt{25} 200} \\ &= 144,52 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_2 &= \frac{A_v \min f_{yt}}{0,35 b_w} \\ &= \frac{2 \times 0,25 \times 8^2 \times 280}{0,35 \times 200} \end{aligned}$$

$$= 128 \text{ mm}$$

Dipilih spasi terkecil yaitu 128 mm. Spasi dikendalikan sebesar nilai minimal yaitu

$$s = \leq \frac{d}{2} = 122,75 \text{ mm}$$

Jadi, hasil $s > s_{\max}$ spasi sengkang dapat diambil nilai secara bebas dengan batas maksimal sebesar 122,75 mm. Maka, digunakan $s = 50 \text{ mm}$ dan tulangan yang digunakan adalah D8-50.

Perhitungan pada Balok Anak 2 (BA-2) dan Balok Anak 3 (BA-3) sama seperti perhitungan pada Balok Anak 1 (BA-1) hanya berbeda pada bentangnya. Hasil rekapitulasi perhitungan tertera pada Lampiran 3

2.10.2 Perencanaan Balok Induk

Balok merupakan elemen struktural yang menyalurkan beban-beban dari pelat lantai ke kolom sebagai penyangga vertikal. Pada umumnya balok dicor secara monolit dengan pelat dan secara struktural dipasang tulangan dibagian bawah atau dibagian atas dan bawah. Dua hal utama yang dialami oleh balok ialah tekan dan tarik yang antara lain karena adanya pengaruh lentur ataupun gaya lateral.

Perencanaan untuk balok induk pada bangunan Galeri menggunakan dimensi 300 mm × 400 mm dan rencana dimensi kolom 350 mm × 350 mm. Terdapat 5 jenis balok induk yang dibagi berdasarkan bentangnya yaitu Balok Induk 1 (BI-1), Balok Induk 2 (BI-2), Balok Induk 3 (BI-3), dan Balok Induk 4 (BI-4).

Adapun data rencana untuk balok induk bangunan Galeri adalah sebagai berikut:

Dimensi	: 300 mm × 400 mm
f'_c	: 25 MPa
F_y tulangan utama	: 420 MPa
F_y tulangan sengkang	: 280 MPa
D longitudinal	: 16 mm
D sengkang	: 10 mm
Ø longitudinal	: 0,9
Ø geser	: 0,75
β	: 0,85
d	: 342 mm
A tul. Longitudinal	: 201,0619 mm ²

A tul. Sengkang : 78,5398 mm²
 Dimensi kolom : 350 mm × 350 mm

➤ **Balok Induk 1 (BI-1: 5 meter)**

Output dari pemrograman *Etabs* untuk Balok Induk 1 adalah sebagai berikut:

Mu⁺ Tumpuan : 14,8451 kNm

Mu⁻ Tumpuan : -14,8451 kNm

Mu⁺ Lapangan: 38,6851 kNm

Mu⁻ Lapangan : -38,6851 kNm

Syarat Dimensi Penampang

a.	Ln	≥	4d	
	5000 - 350	≥	4 × 342	
	4650	≥	1368	(OK)
b.	Bw	≥	0,3h atau 250 mm	
	300	≥	0,3 × 400	
	300	≥	120 mm	(OK)
c.	B	≥	H + 2 (0,75 × B)	
	300	≥	350 + 2 (0,75 × 350)	
	300	≥	875	(OK)

Desain Tulangan Lentur

Tumpuan Negatif (Mu⁻ Tumpuan: -14,8451 kNm)

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f_c \times b}} \\
 &= 342 - \sqrt{342^2 - \frac{2 \times (-14,8451) \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 300}} \\
 &= 7,6510 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{\alpha}{\beta} \\
 &= \frac{7,6510}{0,85} \\
 &= 9,0012 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{\max} &= 0,375d \\
 &= 0,0375 \times 342 \\
 &= 128,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
 &= 0,85 \times 128,25 \\
 &= 109,0125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka terkendali faktor tereduksi $\phi = 0,9$ dan $a < a_{\max}$, maka direncanakan balok bertulang tunggal

Cek terhadap $A_{S_{\min}}$ dan $A_{S_{\max}}$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \\
 &= \frac{-14,8451}{0,9 \times 420 \times (342 - \frac{7,6510}{2})} \\
 &= 116,1316 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\min 1}} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} \times 300 \times 342 \\
 &= 305,3571 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\min 2}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 342 \\
 &= 342 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\max}} &= 0,025 \times b_w \times d \\
 &= 0,025 \times 300 \times 342 \\
 &= 2565 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{S_{\min}} < A_{S_{\text{perlu}}} < A_{S_{\max}}$, maka digunakan nilai $A_{S_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$. Jumlah tulangan dihitung menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{A} \\
 &= \frac{342}{201,0619} \\
 &= 1,7009 \approx 2
 \end{aligned}$$

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 2D16.

Momen Nominal

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\text{pasang}}} &= n \times A \\
 &= 2 \times 201,0619
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 402,1239 \text{ mm}^2 \\
a &= \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times B} \\
&= \frac{402,1239 \times 420}{0,85 \times 25 \times 300} \\
&= 26,4929 \text{ mm} \\
Mn &= Ts \times z \\
&= (As \times fy) \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
&= (402,1239 \times 420) \left(342 - \frac{26,4929}{2} \right) \\
&= 55,5239 \text{ kNm} \\
\phi Mn &= 0,9 \times Mn \\
&= 0,9 \times 55,5239 \\
&= 49,9715 \text{ kNm} \\
\text{Tumpuan Positif (Mu}^+ \text{ Tumpuan: 14,8451 kNm)} \\
a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85 \times f'c \times b}} \\
&= 342 - \sqrt{342^2 - \frac{2 \times (14,8451) \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 300}} \\
&= 7,6510 \text{ mm} \\
C &= \frac{\alpha}{\beta} \\
&= \frac{7,6510}{0,85} \\
&= 9,0012 \text{ mm} \\
C_{\max} &= 0,375d \\
&= 0,375 \times 342 \\
&= 128,25 \text{ mm} \\
a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
&= 0,85 \times 128,25 \\
&= 109,0125 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka terkendali faktor tereduksi $\phi = 0,9$ dan $a < a_{\max}$, maka direncanakan balok bertulang tunggal. Periksa terhadap As_{\min} dan As_{\max}

$$As = \frac{Mu}{\phi fy \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{14,8451}{0,9 \times 420 \times (342 - \frac{7,6510}{2})} \\
&= 116,1316 \text{ mm}^2 \\
A_{S_{\min 1}} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} \times b_w \times d \\
&= \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} \times 300 \times 342 \\
&= 305,3571 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{S_{\min 2}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \\
&= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 342 \\
&= 342 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{S_{\max}} &= 0,025 \times b_w \times d \\
&= 0,025 \times 300 \times 342 \\
&= 2565 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{S_{\min}} < A_{S_{\text{perlu}}} < A_{S_{\max}}$, maka digunakan nilai $A_{S_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$.

$$\begin{aligned}
n &= \frac{A_s}{A} \\
&= \frac{342}{201,0619} \\
&= 1,7009 \approx 2
\end{aligned}$$

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 2D16.

Momen Nominal

$$\begin{aligned}
A_{S_{\text{pasang}}} &= n \times A \\
&= 2 \times 201,0619 \\
&= 402,1239 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times B} \\
&= \frac{116,1316 \times 420}{0,85 \times 25 \times 300} \\
&= 26,4929 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= T_s \times z \\
&= (A_s \times f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
&= (116,1316 \times 420) \left(342 - \frac{26,4929}{2} \right) \\
&= 55,5239 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_n &= 0,9 \times M_n \\
&= 0,9 \times 55,5239 \\
&= 49,9715 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Lapangan Negatif (M_u^- Lapangan: -38,6851 kNm)

$$\begin{aligned}
a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f_c \times b}} \\
&= 342 - \sqrt{342^2 - \frac{2 \times (-38,6851) \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 300}} \\
&= 20,3185 \text{ mm} \\
C &= \frac{\alpha}{\beta} \\
&= \frac{20,3185}{0,85} \\
&= 23,9041 \text{ mm} \\
C_{\max} &= 0,375d \\
&= 0,375 \times 342 \\
&= 128,25 \text{ mm} \\
a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
&= 0,85 \times 128,25 \\
&= 109,0125 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka terkendali faktor tereduksi $\phi = 0,9$ dan $a < a_{\max}$, maka direncanakan balok bertulang tunggal

Cek $A_{s_{\min}}$ dan $A_{s_{\max}}$

$$\begin{aligned}
A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\
&= \frac{38,6851}{0,9 \times 420 \times \left(342 - \frac{20,3185}{2}\right)} \\
&= 308,4056 \text{ mm}^2 \\
A_{s_{\min 1}} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} \times b w \times d \\
&= \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} \times 300 \times 342 \\
&= 305,3571 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\min 2}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b w \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 342 \\
 &= 342 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\max}} &= 0,025bd \\
 &= 0,025 \times 300 \times 342 \\
 &= 2565 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{S_{\min}} < A_{S_{\text{perlu}}} < A_{S_{\max}}$, maka digunakan nilai $A_{S_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$. Jumlah tulangan diperoleh dari rumus

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{A} \\
 &= \frac{342}{201,0619} \\
 &= 1,7009 \approx 2
 \end{aligned}$$

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 2D16.

Momen Nominal

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\text{pasang}}} &= n \times A \\
 &= 2 \times 201,0619 \\
 &= 402,1239 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times B} \\
 &= \frac{402,1239 \times 420}{0,85 \times 25 \times 300} \\
 &= 26,4929 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= T_s \times z \\
 &= (A_s \times f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= (402,1239 \times 420) \left(342 - \frac{26,4929}{2} \right) \\
 &= 55,5239 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9M_n \\
 &= 0,9 \times 55,5239 \\
 &= 49,9715 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Lapangan Positif (M_u^+ Lapangan: 38,6851 kNm)

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f_c \times b}} \\
 &= 342 - \sqrt{342^2 - \frac{2 \times (38,6851) \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 300}} \\
 &= 20,3185 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{\alpha}{\beta} \\
 &= \frac{20,3185}{0,85} \\
 &= 23,9041 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{\max} &= 0,375d \\
 &= 0,375 \times 342 \\
 &= 128,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
 &= 0,85 \times 128,25 \\
 &= 109,0125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka terkontrol faktor tereduksi $\phi = 0,9$ dan $a < a_{\max}$, maka direncanakan balok bertulang tunggal. Cek $A_{s\min}$ dan $A_{s\max}$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\
 &= \frac{38,6851}{0,9 \times 420 \times \left(342 - \frac{20,3185}{2}\right)} \\
 &= 308,4056 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s\min 1} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} \times b w \times d \\
 &= \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} \times 300 \times 342 \\
 &= 305,3571 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s\min 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b w \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 300 \times 342 \\
 &= 342 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s\max} &= 0,025 \times b w \times d \\
 &= 0,025 \times 300 \times 342 \\
 &= 2565 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s\text{perlu}} = 342 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{Smin} < A_{Sperlu} < A_{Smax}$, maka digunakan nilai $A_{Sperlu} = 342 \text{ mm}^2$. Jumlah tulangan diperoleh dari

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{A} \\ &= \frac{342}{201,0619} \\ &= 1,7009 \approx 2 \end{aligned}$$

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 2D16.

Momen Nominal

$$\begin{aligned} A_{Spasang} &= n \times A \\ &= 2 \times 201,0619 \\ &= 402,1239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times B} \\ &= \frac{308,4056 \times 420}{0,85 \times 25 \times 300} \\ &= 26,4929 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T_s \times z \\ &= (A_s \times f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= (402,1239 \times 420) \left(342 - \frac{26,4929}{2} \right) \\ &= 55,5239 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 55,5239 \\ &= 49,9715 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 2.38 Rekapitulasi balok induk bangunan Galeri

Lokasi	Tulangan Terpasang	Mu (kNm)	ϕM_n (kNm)	$Mu \leq \phi M_n$	
Tumpuan	Atas	2D16	-14,8451	-49,9715	Ok
	Bawah	2D16	14,8451	49,9715	Ok
Lapangan	Atas	2D16	-38,6851	-49,9715	Ok
	Bawah	2D16	38,6851	49,9715	Ok

Pengecekan Persyaratan Tulangan Lentur

- Tulangan Tumpuan

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq 0,5 \phi M_n \\ 49,9715 &\geq 0,5 \phi (49,9715) \\ 49,9715 &\geq 24,9857 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Tulangan Lapangan

$$(\phi M_n^+ \text{ atau } \phi M_n^-) \geq 0,25 \phi M_{n_{\max}}$$

$$\phi M_n^- \geq 0,25 \phi M_{n_{\max}}$$

$$49,9715 \geq 0,25(49,9715)$$

$$49,9715 \geq 12,4929 \quad (\text{OK})$$

$$\phi M_n^+ \geq 0,25 \phi M_{n_{\max}}$$

$$49,9715 \geq 0,25(49,9715)$$

$$49,9715 \geq 12,4929 \quad (\text{OK})$$

Desain Tulangan Transversal

Diketahui:

$$\text{Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi (VG)} = 25,4625 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya Geser Lapangan (Vu)} = 10,7428 \text{ kN}$$

- Mpr (-) [ujung kiri]

Tulangan atas menggunakan 2D16

$$\text{As Tul. atas} = n \times A$$

$$= 2 \times 201,0619$$

$$= 402,1239 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times (1,25 f_y)}{0,85 \times f'c \times b}$$

$$= \frac{402,1239 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 300}$$

$$= 33,1161 \text{ mm}$$

$$\text{Mpr (-)} = A_s \times (1,25 f_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 402,1239 \times (1,25 \times 420) \times \left(342 - \frac{33,1161}{2}\right)$$

$$= 68,7057 \text{ kNm}$$

- Mpr (+) [ujung kanan]

Tulangan bawah menggunakan 2D16

$$\text{As Tul. bawah} = n \times A$$

$$= 2 \times 201,0619$$

$$= 402,1239 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times (1,25 f_y)}{0,85 \times f'c \times b}$$

$$= \frac{402,1239 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 300}$$

$$= 33,1161 \text{ mm}$$

$$M_{pr (+)} = A_s \times (1,25 f_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 402,1239 \times (1,25 \times 420) \times \left(342 - \frac{33,1161}{2}\right)$$

$$= 68,7057 \text{ kNm}$$

Gaya Geser Gempa Akibat Sendi Plastik

$$V_{E1} = V_{E2} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$$

$$= \frac{68,7057 + 68,7057}{4650/1000}$$

$$= 29,5508 \text{ kN}$$

Gaya Geser Gempa Akibat Beban Gravitasi

$$V_{G1} = V_{G2} = 25,4628 \text{ kN}$$

Gaya Geser Desain

$$V_E = 29,5508 + 25,4628$$

$$= 55,0136 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Tumpuan

Gaya geser akibat gempa > 50% geser desain

$$29,5508 \text{ kN} > 50\% (55,0136 \text{ kN})$$

$$29,5508 \text{ kN} > 27,5068 \text{ kN}$$

Maka digunakan $V_c = 0$

$$V_u = V_E = 55,0136 \text{ kN}$$

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

$$V_s = \left(\frac{55,0136}{0,75}\right) - 0$$

$$= 73,3515 \text{ kN}$$

$$A \text{ Sengkang} = 78,2398 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{2 \times A_s \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{2 \times 78,2398 \times 420 \times 342}{73,3515/1000}$$

$$= 205,0666 \text{ mm}$$

Syarat S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

a. $\frac{d}{4} = \frac{342}{4} = 85,5 \text{ mm}$

$$b. \quad 6db = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

$$c. \quad 150 \text{ mm}$$

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 2D10 dengan jarak 50 mm.

Tulangan Geser Tumpuan

$$V_u = 10,7428 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 300 \times 342 \\ &= 85,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{0,75 - V_c} \\ &= \frac{10,7428}{0,75 - 85,5} \\ &= 71,1763 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$A \text{ Sengkang} = 78,2398 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{2 \times A_s \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{2 \times 78,2398 \times 420 \times 342}{71,1763 / 1000} \\ &= 211,3337 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{342}{2} = 171 \text{ mm}$$

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 2D10 dengan jarak 150 mm.

Perhitungan pada perhitungan pada Balok Induk 2 (BI-2), Balok Induk 3 (BI-3), dan Balok Induk 4 (BI-4), sama seperti perhitungan Balok Induk 1 (BI-1) hanya berbeda pada bentangnya. Hasil rekapitulasi perhitungan tertera pada Lampiran 4 dan perhitungan balok induk bngunan *Workshop* serta Resto terdapat pada Lampiran 5.

2.11 Perancangan Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (frame) struktur yang memikul beban pada balok (Nawi, 1998). Kolom meneruskan beban-beban elevasi atas ke elevasi yang lebih dibawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui fondasi. Perancangan kolom dilakukan dengan menggunakan bantuan *software SPColumn* dengan acuan SNI 2847-2019. Perencanaan kolom menggunakan dimensi 350 mm \times 350 mm yang menumpu balok dengan dimensi 300 mm \times 400 mm.

2.11.1 Perhitungan Kolom

Adapun data struktur dari kolom adalah sebagai berikut:

Dimensi kolom	: 350 mm × 350 mm
Tinggi kolom	: 3500 mm
Dimensi balok	: 300 mm × 400 mm
Panjang balok	: 5000 mm
Pu max	: 319,7477 kN
Pu min	: 268,098 kN
Vu	: 12,8345 kN
F'c	: 25 MPa
Fy Tul. Longitudinal	: 420 MPa
Fy Tul. Sengkang	: 280 MPa
D tul. longitudinal (db)	: 19 mm
A tul. longitudinal	: 283,5287 mm ²
Jumlah tulangan	: 12 buah
D tul. Sengkang (ds)	: 10 mm
A tul. Sengkang	: 78,5398 mm ²
Selimut beton	: 40 mm
Tinggi efektif kolom	: 340,5 mm
Tinggi efektif balok	: 255 mm
Ø longitudinal	: 0,9
Ø sengkang	: 0,75
β1	: 0,85
Jarak antar tul. Longitudinal (s)	= (bk – (2 × selimut beton) – (2 × ds)-db)/3 = (350 – (2 × 40) – (2 × 10)-19)/3 = 77 mm
Jarak max. Xi (hx)	= s × 1 = 77 × 1 = 77 mm

Tabel 2.39 Output program *SPColumn*

Output ØMn SPColumn (UNI Y)								
No	Pu kN	Muy kNm	φMny kNm	φMn/M	NA Depth	dt Depth	εt	φ

					mm	mm			
1	319,75	-25,1	-180,0	7,152	119	301	0,0045	0,864	
2	268,1	13,63	182,15	13,365	113	301	0,0049	0,897	
Output ϕM_n SPColumn (UNI X)									
No	Pu kN	Mux kNm	ϕM_{nx} kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Dept mm	dt Depth mm	ϵ_t	ϕ	
1	319,7	-21,6	-180,0	8,335	119	301	0,00458	0,864	
2	268,1	11,9	182,15	15,31	113	301	0,00497	0,897	
Output ϕM_{pr} kolom akibat $P_{u_{max}}$ dan $P_{u_{min}}$ dari software SPColumn (UNI Y)									
No	Pu kN	Muy kNm	ϕM_{pry} kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Depth mm	dt Dept mm	ϵ_t	ϕ	mpr
39	319,75	-25,2	-193,9	7,704	107	301	0,005	0,9	-215,48
40	268,1	13,6	189,63	13,91	103	301	0,006	0,9	210,7
Output ϕM_{pr} kolom akibat $P_{u_{max}}$ dan $P_{u_{min}}$ dari software SPColumn (UNI X)									
No	Pu kN	Mux kNm	ϕM_{prx} kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Depth mm	dt Dept h mm	ϵ_t	ϕ	mpr
1	319,75	-21,6	-193,93	8,979	107	301	0,0054 3	0,9	-215,48
2	268,1	11,9	189,63	15,939	103	301	0,0057 5	0,9	210,7

Syarat Dimensi Penampang:

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7 berikut ini merupakan syarat dimensi penampang:

- a. $b \leq h$
350 \leq 350 (OK)
- b. $b \geq 300 \text{ mm}$
350 \geq 300 mm (OK)
- c. $\frac{b}{h} \geq 0,4$
 $\frac{350}{350} \geq 0,4$
1 \geq 0,4 (OK)

Jumlah Tulangan Longitudinal

$$A_g = 350 \times 350$$

$$= 122500 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{283,5287}{122500} \times 12 = 0,0278$$

Sehingga $0,01 > \rho < 0,06$

$$0,01 > 0,0278 < 0,06 \quad (\text{OK})$$

Output ϕM_n kolom akibat P_u max dan P_u min dari *software SPColumn* (Tabel 2.39)

Momen Nominal Kolom

$$M_{ny} 1 = \frac{\phi M_{nx}}{\phi} = \frac{-180,03}{0,864} = -208,3681 \text{ kNm}$$

$$M_{ny} 2 = \frac{\phi M_{nx}}{\phi} = \frac{-182,15}{0,897} = -203,0658 \text{ kNm}$$

$$M_{nx} 1 = \frac{\phi M_{ny}}{\phi} = \frac{-180,03}{0,864} = -208,3681 \text{ kNm}$$

$$M_{nx} 2 = \frac{\phi M_{ny}}{\phi} = \frac{-182,15}{0,897} = -203,0658 \text{ kNm}$$

Diambil momen nominal terkecil dari P_u max dan P_u min:

Tabel 2.40 Pengambilan momen kolom

Diambil momen nominal terkecil dari P_u max dan P_u min					
	ϕM_{ny} kNm	ϕ	M_{ny} kNm		
Pu max	180,03	0,864	208,36806		
Pu min	182,15	0,897	203,06577		
Mnc a	208,368056	kNm	Mn, ki (-)	55,0764	kNm
Mnc b	203,065775	kNm	Mn, ka (+)	55,0764	kNm

$$(M_{nc} a + M_{nc} b) \geq 1,2 (M_{nb} K_i + M_{nb} K_a)$$

$$(208,37 + 203,07) \geq 1,2 (55,0764 + 55,0764)$$

$$411,44 \text{ kNm} \geq 132,1834 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

Perilaku Elastik (I_0) ditentukan dengan memilih diantara ketiga nilai berikut:

a. $\text{Max } h \text{ atau } b = 350 \text{ mm}$

b. $1/6 l_n = (\text{tinggi kolom} - \text{tinggi balok}) / 6$
 $= (3500 - 400) / 6$
 $= 516,67 \text{ mm}$

c. 450 mm

Digunakan I_0 terbesar yaitu $516,67 \text{ mm}$

Tulangan Transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekanan inti beton

Dari analisis struktur $V_u = 12,8345 \text{ kN}$

Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom

- Mprb, ki (-) = 46,2699 kNm
- Mprb, ki (+) = 46,2699 kNm
- Mprb, ka (-) = 46,2699 kNm
- Mprb, ka (+) = 46,2699 kNm

Karena ukuran kolom atas dan bawah di *joint* sama (dimensi dan tinggi) maka:

$$\begin{aligned} \text{Mprk dari balok} &= 0,5 \times (46,2699 \text{ kNm} + 46,2699 \text{ kNm}) \\ &= 46,2699 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan Mpr kolom *SP Column*:

- Mprk x akibat Pu max = -215,48 kNm
- Mprk x akibat Pu min = 210,7 kNm
- Mprk y akibat Pu max = -215,48 kNm
- Mprk y akibat Pu min = 210,7 kNm

Karena ukuran kolom atas dan bawah di *joint* sama (dimensi dan tinggi), maka:

Mprk dari balok = 46,2699 kNm (Diambil dari nilai Mprk terkecil)

Menghitung kuat geser perlu

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{M_{prc a} + M_{prc b}}{l_c} \\ &= \frac{46,27 + 46,27}{(3,5 - 0,4)} \\ &= 29,8515 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai $V_e = 29,8515 \text{ kN} > V_u = 12,8345 \text{ kN}$, maka diambil nilai

terbesar. Kuat geser beton diabaikan $V_c = 0$ (karena $V_e > V_u$).

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{29,8515}{0,75} - 0 \\ &= 39802,04613 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{9802,04613 \text{ N}}{280 \times 255} = 0,5575 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Tulangan transversal pengekanan:

$$\begin{aligned}\text{Untuk } P_u &= 319,7477 \text{ kN} &< 0,3 \times f'_c \times A_g \\ &= 319747,7 \text{ N} &< 0,3 \times 25 \times 122500 \\ &= 319747,7 \text{ N} &< 918750 \text{ N}\end{aligned}$$

Karena $F'_c = 25 \text{ MPa} < 70 \text{ MPa}$, digunakan persamaan – persamaan:

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$\begin{aligned}B_c &= \text{lebar kolom} - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 350 - (2 \times 40) \\ &= 270 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$A_g = 122500 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}A_{ch} &= (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover}) \\ &= (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover}) \\ &= 72900 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{122500}{72900} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,01822$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,01822 \times 270 = 4,9206 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = \frac{25}{280} = 0,00804$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,00804 \times 270 = 2,1696 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Dari ketiga persamaan digunakan nilai terbesar $\frac{A_{sh}}{S} = 4,9206 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Tulangan Transversal di Daerah Sepanjang I0

$$\text{Misal diambil } S = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}A_{sh} &= 50 \times 4,9206 \\ &= 246,0318 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah kaki tul} = \frac{246,0318 \text{ mm}^2}{50 \text{ mm}} = 3,92 \approx 4 \text{ buah}$$

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 4D10 dengan jarak 50 mm.

Syarat Tulangan Transversal

Jarak tulangan transversal pada daerah sepanjang I_0 harus diambil tidak melebihi nilai terkecil dari:

1. $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil
2. 6 kali diameter tulangan longitudinal
3. $S \leq S_0 = 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right)$

Jarak tulangan transversal = 50 mm

Syarat 1	S	\leq	b/4 atau h/4	
	50	\leq	87,5	OK!
Syarat 2	S	\leq	6D	
	50	\leq	114	OK!
Syarat 3	S	\leq	S ₀	
	50	\leq	141	OK!

Tulangan Transversal diluar daerah I_0

$$V_e = 29,8515 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,17 \sqrt{25} \times 350 \times 255 \\ &= 75,8625 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jarak tulangan transversal diluar I_0 tidak boleh melebihi 150 mm atau 6d. Sehingga jarak yang dipakai adalah 100 mm

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 4D10 dengan jarak 100 mm. Untuk perhitungan penulangan kolom pada bangunan *Workshop* dan Resto dilakukan sebagaimana pada bangunan Galeri dan tertera pada Lampiran 8 dan Lampiran 9.

2.12 Hubungan Balok Kolom (HBK)

Penulangan memanjang harus menerus menembus HBK dan dijangkar sebagai batang tarik atau tekan dengan panjang penyaluran yang benar dalam suatu inti kolom terkekang. Lekatan antara tulangan memanjang dan beton tidak boleh sampai lepas atau slip di dalam HBK yang berakibat menambah rotasi dalam HBK. Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.7 persyaratan ukuran minimum harus dipenuhi agar mengurangi kemungkinan kegagalan dan kehilangan lekatan pada waktu

terjadi beban berbalik di atas tegangan leleh tulangan. Ketentuan umum yang berlaku pada hubungan balok kolom adalah:

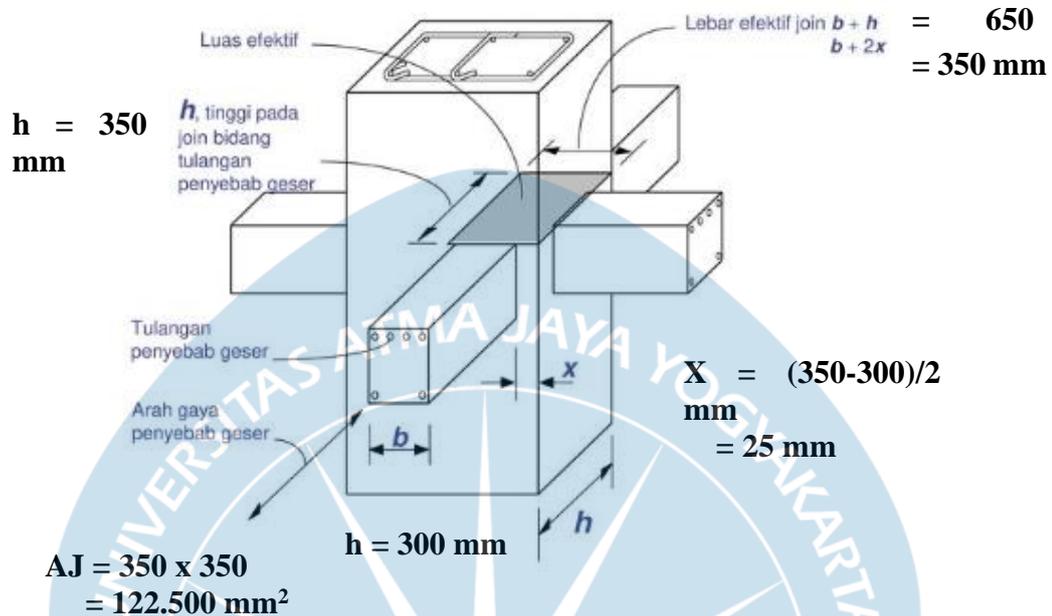
1. Gaya-gaya pada longitudinal balok dimuka hubungan balok kolom harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25 f_y$.
2. Kuat hubungan balok-kolom harus direncanakan menggunakan faktor reduksi kekuatan.
3. Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus diteruskan hingga mencapai sisi jauh dari sisi inti kolom terkekang.
4. Bila tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati hubungan balokkolom, dimensi kolom dalam arah parallel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang daripada 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton berat normal. Bila digunakan beton ringan maka dimensi tersebut tidak boleh kurang dari pada 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.

2.12.1 Perhitungan Hubungan Balok Kolom

Dimensi balok	: 300 mm × 400 mm
Dimensi kolom	: 350 mm × 350 mm
D tulangan longitudinal kolom	: 19 mm
D tulangan transversal kolom	: 10 mm
D tulangan longitudinal balok	: 16 mm
D tulangan transversal balok	: 10 mm
Selimut beton	: 40 mm
Tinggi kolom	: 3500 mm
Fy tulangan longitudinal	: 420 MPa
Fy tulangan transversal	: 280 MPa
F'c	: 25 MPa
Ø	: 0,85
λ	: 1
Faktor terdistribusi (DF)	: 0,5 (Kekakuan kolom dianggap sama)
Faktor pengali Vn	: 1,7
Konfigurasi <i>joint</i>	: <i>Joint</i> terkekang balok keempat sisi

$$\frac{Ash}{s}$$

: 4,9203 mm (Dari perencanaan kolom)



Gambar 2.50 Dimensi hubungan balok dan kolom

Diketahui:

$$A_{\text{tulangan longitudinal kolom}} = \frac{1}{4} \pi r^2 = \frac{1}{4} \pi (19^2) = 283,5287 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tulangan transversal kolom}} = \frac{1}{4} \pi r^2 = \frac{1}{4} \pi (10^2) = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tulangan longitudinal balok}} = \frac{1}{4} \pi r^2 = \frac{1}{4} \pi (16^2) = 201,0619 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tulangan transversal balok}} = \frac{1}{4} \pi r^2 = \frac{1}{4} \pi (10^2) = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$D_{\text{balok}} = h_b - \text{selimut beton} - D_{\text{tul. Transversal balok}} - (D_{\text{tul. Longitudinal balok}} / 2)$$

$$= 400 - 40 - 10 - (16/2)$$

$$= 342 \text{ mm}$$

$$D_{\text{kolom}} = h_k - \text{selimut beton} - D_{\text{tul. Transversal kolom}} - (D_{\text{tul. Longitudinal kolom}} / 2)$$

$$= 350 - 40 - 10 - (19/2)$$

$$= 290,5 \text{ mm}$$

Syarat Tulangan Transversal pada Hubungan Balok Kolom

$$\text{Jumlah balok pada sisi joint} = 4$$

$$\frac{3}{4} \text{ lebar kolom} = \frac{3}{4} (350) < b_b$$

$$= 262,5 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Karena terdapat 4 balok yang mengekang maka, jumlah tulangan transversal dapat diambil $\frac{1}{2}$ dari kebutuhan tulangan trasversal pada daerah sendi plastis kolom.

$$\frac{Ash}{s} = 0,5 \times 4,9203$$

$$= 2,46015 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Karena terdapat 4 balok yang mengekang maka, jarak tulangan transversal diambil 100 mm, sehingga:

$$\text{Asumsi } S \text{ tulangan transversal} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Sehingga } Ash = 100 \times \frac{Ash}{s}$$

$$= 100 \times 2,46015$$

$$= 246,015 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulanga 4D10 dengan jarak 100 mm (Dari tugas perencanaan kolom)

$$\text{Ash} = 4 \times 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$= 314,1593 \text{ mm}^2$$

$$\begin{array}{l} \text{Ash Pasang} > \text{Ash Minimal} \\ 314,1593 \text{ mm}^2 > 246 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK}) \end{array}$$

Mpr Sisi Atas

$$\text{Tulangan} = 2D16$$

$$a = \frac{2 \times 201,0619 (1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 300}$$

$$= 33,1161 \text{ mm}$$

$$\text{Mpr} = 2 \times 201,0619 (1,25 \times 420) \times \left(342 - \frac{33,1161}{2} \right)$$

$$= 68,7057 \text{ kNm}$$

Mpr Sisi Bawah

$$\text{Tulangan} = 2D16$$

$$a = 2 \times 201,0619 (1,25 \times 420) \frac{2 \times 201,0619 (1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 300}$$

$$= 33,1161 \text{ mm}$$

$$\text{Mpr} = \left(342 - \frac{33,1161}{2} \right)$$

$$= 68,7057 \text{ kNm}$$

Karena kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, maka faktor distribusi (DF) diambil sebesar 0,5 dan momen yang timbul pada kolom diatas *joint* adalah:

$$\begin{aligned} M_c &= DF (M_{pr} \text{ sisi atas} + M_{pr} \text{ sisi bawah}) \\ &= 0,5 (68,7057 \text{ kNm} + 68,7057 \text{ kNm}) \\ &= 68,7057 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya Geser Dari Kolom sebelah Atas Sebesar

$$\begin{aligned} V_{\text{goyangan}} &= \frac{(M_c + M_c)}{\text{tinggi kolom}} \\ &= \frac{(68,7057 + 68,7057)}{3,5} \\ &= 39,2604 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk Sisi Kiri *Joint* (Tulangan Atas)

$$\begin{aligned} \text{Gaya pada tulangan (T1)} &= 1,25 \times (2 \times 201,0619) (420) / 1000 \\ &= 211,1150 \text{ kN} \\ \text{Gaya tekan pada beton (C1 = T1)} &= 211,1150 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk Sisi Kanan *Joint* (Tulangan Bawah)

$$\begin{aligned} \text{Gaya pada tulangan (T2)} &= 1,25 \times (2 \times 201,0619) (420) / 1000 \\ &= 211,1150 \text{ kN} \\ \text{Gaya tekan pada beton (C2 = T2)} &= 211,1150 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat Geser dari *Joint* yang Terkekang

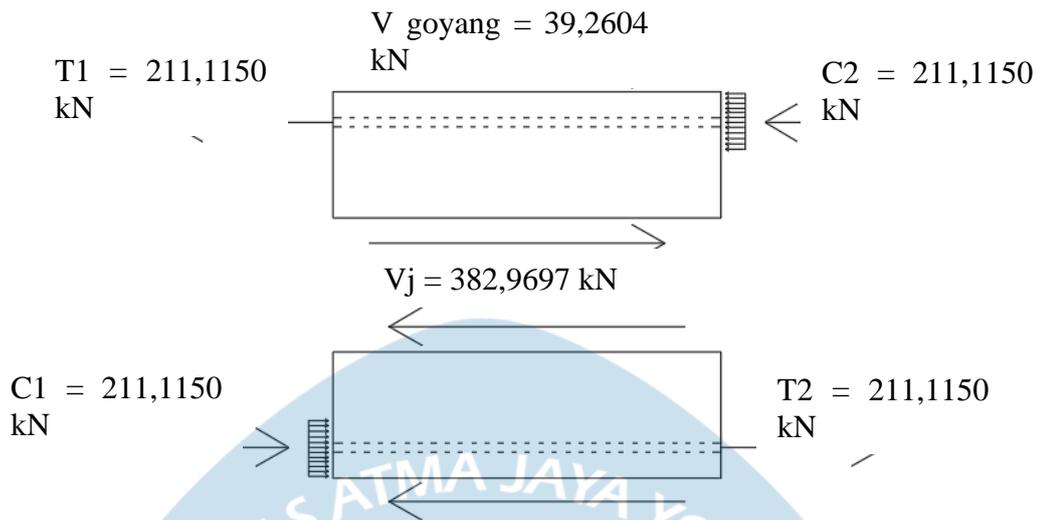
$$\begin{aligned} V_j = T1 + C2 - V_{\text{goyangan}} &= 211,1150 + 211,1150 - 39,2604 \\ &= 382,9697 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_n = 1,7 \sqrt{f'_c} \times A_J = 1,7 \sqrt{25} \times 122500 \text{ mm}^2 = 1041,25 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_j$$

$$885,06 \text{ kN} > 382,9697 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

Maka digambarkan sebagai berikut:



Kuat Geser Dari *Joint* Yang Terkekang

$$V_n = 1041,25 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 1041,25 \text{ kN} = 885,06 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_j$$

$$885,06 \text{ kN} > 382,9697 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

Jadi, dimensi pada hubungan balok kolom mencukupi dan dipasang 4D16 dengan jarak 100 mm pada daerah hubungan balok kolom. Untuk perhitungan penulangan pada *joint-joint* hubungan balok kolom pada bangunan *Workshop* dan *Resto* sama seperti pada perhitungan bangunan *Galeri*, rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada Lampiran 10.

2.13 Perencanaan Sloof

Sloof merupakan jenis konstruksi beton bertulang yang didesain khusus luas penampang dan jumlah pembesiannya disesuaikan dengan kebutuhan beban yang akan dipikul oleh sloof tersebut nantinya. Jenis dari konstruksi beton bertulang ini umumnya dibuat pada bangunan rumah tinggal maupun gedung serta posisinya berada pada lantai 1 atau bisa disebut sebagai lantai dasar. Berdasarkan konstruksinya, ada beberapa macam sloof, di antaranya sebagai berikut:

a. Konstruksi sloof beton bertulang. Untuk konstruksi sloof yang satu ini dapat dipergunakan di atas fondasi batu kali jika fondasi tersebut dimaksudkan untuk rumah tinggal ataupun gedung maupun bangunan tak bertingkat dengan

perlengkapan kolom yang praktis pada jarak dinding kurang dari 3meter. Untuk ukuran lebar serta tinggi sloof beton bertulang adalah lebih dari 15/20 cm.

b. Konstruksi sloof batu bata. Rolag nantinya akan dibuat dari susunan batu bata yang telah dipasangkan dengan cara melintang serta diikatkan dengan adukan pasangan. Konstruksi rolag yang seperti ini tak memenuhi syarat untuk bagi beban.

c. Konstruksi sloof kayu. Lain halnya dengan konstruksi sloof dari kayu satu ini, yang mana berguna sekali untuk rumah bertingkat atau rumah panggung, sloof nantinya bisa dibentuk sebagai balok pengapit, yang mana bila sloof dari kayu tersebut ada di atas fondasi lajur dari batu maupun beton, maka di pilih balok tunggal. Perencanaan untuk sloof pada bangunan Galeri menggunakan dimensi 200 mm × 400 mm dan rencana dimensi kolom 350 mm x 350 mm. Terdapat 5 jenis sloof yang dibagi berdasarkan bentuknya yaitu Sloof 1 (S-1), Sloof 2 (S-2), Sloof 3 (S-3), dan Sloof 4 (S-4).

Adapun data rencana untuk sloof pada bangunan Galeri adalah sebagai berikut:

Dimensi	: 200 mm × 400 mm
$f'c$: 25 MPa
Fy tulangan utama	: 420 MPa
Fy tulangan sengkang	: 280 MPa
D longitudinal	: 16 mm
D sengkang	: 10 mm
Ø longitudinal	: 0,9
Ø geser	: 0,75
β	: 0,85
d	: 342 mm
A tul. Longitudinal	: 201,0619 mm ²
A tul. Sengkang	: 78,5398 mm ²
Dimensi kolom	: 350 mm × 350 mm

➤ **Sloof 1 (S-1: 5 meter)**

Output dari pemrograman *Etabs* untuk Sloof 1 adalah sebagai berikut:

Mu^+ Tumpuan : 14,8451 kNm

Mu^- Tumpuan : -14,8451 kNm

Mu^+ Lapangan: 38,6851 kNm

Mu^- Lapangan : -38,6851 kNm

Syarat Dimensi Penampang

- a. $L_n \geq 4d$
 $5000 - 350 \geq 4 \times 342$
 $4650 \geq 1368$ (OK)
- b. $B_w \geq 0,3h$ atau 250 mm
 $200 \geq 0,3 \times 400$
 $200 \geq 120$ mm (OK)
- c. $B \geq H + 2$ ($0,75 \times B$)
 $200 \geq 350 + 2$ ($0,75 \times 350$)
 $200 \geq 875$ (OK)

Desain Tulangan Lentur

Tumpuan Negatif (Mu^- Tumpuan: -14,8451 kNm)

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f_c \times b}}$$
$$= 342 - \sqrt{342^2 - \frac{2 \times (-14,8451) \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 200}}$$
$$= 11,5430 \text{ mm}$$

$$C = \frac{\alpha}{\beta}$$
$$= \frac{11,5430}{0,85}$$
$$= 13,58 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d$$
$$= 0,0375 \times 342$$
$$= 128,25 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta_1 \times C_{\max}$$
$$= 0,85 \times 128,25$$
$$= 109,0125 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka terkendali faktor tereduksi $\phi = 0,9$ dan $a < a_{\max}$, maka direncanakan sloof bertulang tunggal

Cek terhadap AS_{\min} dan AS_{\max}

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \\
 &= \frac{-14,8451}{0,9 \times 420 \times (342 - \frac{11,5430}{2})} \\
 &= 116,8037 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\min 1}} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} \times 200 \times 342 \\
 &= 203,5714 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\min 2}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 200 \times 342 \\
 &= 228 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\max}} &= 0,025 \times b_w \times d \\
 &= 0,025 \times 200 \times 342 \\
 &= 1710 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s_{\min}} < A_{s_{\text{perlu}}} < A_{s_{\max}}$, maka digunakan nilai $A_{s_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$. Jumlah tulangan dihitung menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{A} \\
 &= \frac{342}{201,0619} \\
 &= 1,7009 \approx 2
 \end{aligned}$$

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 2D16.

Momen Nominal

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{pasang}}} &= n \times A \\
 &= 2 \times 201,0619 \\
 &= 402,1239 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times B} \\
 &= \frac{402,1239 \times 420}{0,85 \times 25 \times 200} \\
 &= 39,7393 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = T_s \times z$$

$$\begin{aligned}
&= (A_s \times f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
&= (402,1239 \times 420) \left(342 - \frac{39,7393}{2} \right) \\
&= 54,4052 \text{ kNm} \\
\phi M_n &= 0,9 \times M_n \\
&= 0,9 \times 54,4052 \\
&= 48,9647 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Tumpuan Positif (M_u^+ Tumpuan: 14,8451 kNm)

$$\begin{aligned}
a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b}} \\
&= 342 - \sqrt{342^2 - \frac{2 \times (14,8451) \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 200}} \\
&= 11,5430 \text{ mm} \\
C &= \frac{\alpha}{\beta} \\
&= \frac{11,5430}{0,85} \\
&= 13,58 \text{ mm} \\
C_{max} &= 0,375d \\
&= 0,375 \times 342 \\
&= 128,25 \text{ mm} \\
a_{max} &= \beta_1 \times C_{max} \\
&= 0,85 \times 128,25 \\
&= 109,0125 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Karena $C < C_{max}$ maka terkendali faktor tereduksi $\phi = 0,9$ dan $a < a_{max}$, maka direncanakan sloof bertulang tunggal. Periksa terhadap A_{smin} dan A_{smax}

$$\begin{aligned}
A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \\
&= \frac{14,8451}{0,9 \times 420 \times \left(342 - \frac{11,5430}{2} \right)} \\
&= 116,8037 \text{ mm}^2 \\
A_{smin} &= \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \\
&= \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} \times 200 \times 342
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 203,5714 \text{ mm}^2 \\
 A_{S_{\min 2}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 200 \times 342 \\
 &= 228 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\max}} &= 0,025 \times b_w \times d \\
 &= 0,025 \times 200 \times 342 \\
 &= 1710 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{S_{\min}} < A_{S_{\text{perlu}}} < A_{S_{\max}}$, maka digunakan nilai $A_{S_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$.

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{A} \\
 &= \frac{342}{201,0619} \\
 &= 1,7009 \approx 2
 \end{aligned}$$

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 2D16.

Momen Nominal

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\text{pasang}}} &= n \times A \\
 &= 2 \times 201,0619 \\
 &= 402,1239 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times B} \\
 &= \frac{116,1316 \times 420}{0,85 \times 25 \times 200} \\
 &= 39,7393 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= T_s \times z \\
 &= (A_s \times f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= (116,1316 \times 420) \left(342 - \frac{39,7393}{2} \right) \\
 &= 54,4052 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\
 &= 0,9 \times 54,4052 \\
 &= 48,9647 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Lapangan Negatif (M_u^- Lapangan: -38,6851 kNm)

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f'c \times b}} \\
 &= 342 - \sqrt{342^2 - \frac{2 \times (-38,6851) \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 200}} \\
 &= 30,9751 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{\alpha}{\beta} \\
 &= \frac{30,9751}{0,85} \\
 &= 36,4413 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{\max} &= 0,375d \\
 &= 0,375 \times 342 \\
 &= 128,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
 &= 0,85 \times 128,25 \\
 &= 109,0125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka terkendali faktor tereduksi $\phi = 0,9$ dan $a < a_{\max}$, maka direncanakan sloof bertulang tunggal

Cek $A_{S_{\min}}$ dan $A_{S_{\max}}$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\
 &= \frac{38,6851}{0,9 \times 420 \times \left(342 - \frac{30,9751}{2}\right)} \\
 &= 313,4384 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\min 1}} &= \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} \times 200 \times 342 \\
 &= 203,5714 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\min 2}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 200 \times 342 \\
 &= 228 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{\max}} &= 0,025bd \\
 &= 0,025 \times 200 \times 342
 \end{aligned}$$

$$= 1710 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{S_{\text{min}}} < A_{S_{\text{perlu}}} < A_{S_{\text{max}}}$, maka digunakan nilai $A_{S_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$. Jumlah tulangan diperoleh dari rumus:

$$n = \frac{A_s}{A}$$

$$= \frac{342}{201,0619}$$

$$= 1,7009 \approx 2$$

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 2D16.

Momen Nominal

$$A_{S_{\text{pasang}}} = n \times A$$

$$= 2 \times 201,0619$$

$$= 402,1239 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times B}$$

$$= \frac{402,1239 \times 420}{0,85 \times 25 \times 200}$$

$$= 39,7393 \text{ mm}$$

$$M_n = T_s \times z$$

$$= (A_s \times f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= (402,1239 \times 420) \left(342 - \frac{39,7393}{2} \right)$$

$$= 54,4052 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n$$

$$= 0,9 \times 54,4052$$

$$= 48,9647 \text{ kNm}$$

Lapangan Positif (M_u^+ Lapangan: 38,6851 kNm)

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f'c \times b}}$$

$$= 342 - \sqrt{342^2 - \frac{2 \times (38,6851) \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 200}}$$

$$= 30,9751 \text{ mm}$$

$$C = \frac{\alpha}{\beta}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{30,9751}{0,85} \\
&= 36,4413 \text{ mm} \\
C_{\max} &= 0,375d \\
&= 0,375 \times 342 \\
&= 128,25 \text{ mm} \\
a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
&= 0,85 \times 128,25 \\
&= 109,0125 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka terkendali faktor tereduksi $\phi = 0,9$ dan $a < a_{\max}$, maka direncanakan sloof bertulang tunggal. Cek $A_{S_{\min}}$ dan $A_{S_{\max}}$

$$\begin{aligned}
A_s &= \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \\
&= \frac{38,6851}{0,9 \times 420 \times (342 - \frac{30,9751}{2})} \\
&= 313,4384 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{S_{\min 1}} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} \times b_w \times d \\
&= \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} \times 200 \times 342 \\
&= 203,5714 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{S_{\min 2}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \\
&= \frac{1,4}{420} \times 200 \times 342 \\
&= 228 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{S_{\max}} &= 0,025 \times b_w \times d \\
&= 0,025 \times 200 \times 342 \\
&= 1710 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{S_{\min}} < A_{S_{\text{perlu}}} < A_{S_{\max}}$, maka digunakan nilai $A_{S_{\text{perlu}}} = 342 \text{ mm}^2$. Jumlah tulangan diperoleh dari:

$$\begin{aligned}
n &= \frac{A_s}{A} \\
&= \frac{342}{201,0619} \\
&= 1,7009 \approx 2
\end{aligned}$$

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 2D16.

Momen Nominal

$$\begin{aligned} A_{s\text{pasang}} &= n \times A \\ &= 2 \times 201,0619 \\ &= 402,1239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times B} \\ &= \frac{402,1239 \times 420}{0,85 \times 25 \times 200} \\ &= 39,7393 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T_s \times z \\ &= (A_s \times f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= (402,1239 \times 420) \left(342 - \frac{39,7393}{2} \right) \\ &= 54,4052 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 54,4052 \\ &= 48,9647 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 2.41 Rekapitulasi sloof bangunan Galeri

Lokasi	Tulangan Terpasang		Mu (kNm)	ϕM_n (kNm)	Mu \leq ϕM_n
Tumpuan	Atas	2D16	-14,8451	-48,9647	OK
	Bawah	2D16	14,8451	48,9647	OK
Lapangan	Atas	2D16	-38,6851	-48,9647	OK
	Bawah	2D16	38,6851	48,9647	OK

Pengecekan Persyaratan Tulangan Lentur

- Tulangan Tumpuan

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq 0,5 \phi M_n^- \\ 48,9647 &\geq 0,5 \phi (48,9647) \\ 48,9647 &\geq 24,4824 \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

- Tulangan Lapangan

$$\begin{aligned} (\phi M_n^+ \text{ atau } \phi M_n^-) &\geq 0,25 \phi M_{n\text{max}} \\ \phi M_n^- &\geq 0,25 \phi M_{n\text{max}} \\ 48,9647 &\geq 0,25(48,9647) \\ 48,9647 &\geq 12,2412 \quad \text{(OK)} \\ \phi M_n^+ &\geq 0,25 \phi M_{n\text{max}} \end{aligned}$$

$$48,9647 \geq 0,25(48,9647)$$

$$48,9647 \geq 12,2412 \quad (\text{OK})$$

Desain Tulangan Transversal

Diketahui:

Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi (VG) = 25,4625 kN

Gaya Geser Lapangan (Vu) = 10,7428 kN

- Mpr (-) [ujung kiri]

Tulangan atas menggunakan 2D16

$$\begin{aligned} \text{As Tul. atas} &= n \times A \\ &= 2 \times 201,0619 \\ &= 402,1239 \text{ mm}^2 \\ a &= \frac{As \times (1,25fy)}{0,85 \times f'c \times b} \\ &= \frac{402,1239 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 200} \\ &= 49,6741 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mpr (-)} &= As \times (1,25fy) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 402,1239 \times (1,25 \times 420) \times \left(342 - \frac{49,6741}{2}\right) \\ &= 66,9579 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Mpr (+) [ujung kanan]

Tulangan bawah menggunakan 2D16

$$\begin{aligned} \text{As Tul. bawah} &= n \times A \\ &= 2 \times 201,0619 \\ &= 402,1239 \text{ mm}^2 \\ a &= \frac{As \times (1,25fy)}{0,85 \times f'c \times b} \\ &= \frac{402,1239 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 200} \\ &= 49,6741 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mpr (+)} &= As \times (1,25fy) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 402,1239 \times (1,25 \times 420) \times \left(342 - \frac{49,6741}{2}\right) \\ &= 66,9579 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya Geser Gempa Akibat Sendi Plastis

$$\begin{aligned}
 VE1 = VE2 &= \frac{Mpr1 + Mpr2}{ln} \\
 &= \frac{66,9579 + 66,9579}{4650/1000} \\
 &= 28,7991 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya Geser Gempa Akibat Beban Gravitasi

$$VG1 = VG2 = 25,4628 \text{ kN}$$

Gaya Geser Desain

$$\begin{aligned}
 VE &= 28,7991 + 25,4628 \\
 &= 54,2619 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tulangan Geser Tumpuan

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser akibat gempa} &> 50\% \text{ geser desain} \\
 28,7991 \text{ kN} &> 50\% (54,2619 \text{ kN}) \\
 28,7991 \text{ kN} &> 27,1309 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan $V_c = 0$

$$V_u = VE = 54,2619 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned}
 V_s &= \left(\frac{54,2619}{0,75} \right) - 0 \\
 &= 72,3492 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$A \text{ Sengkang} = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{2 \times A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{2 \times 78,2398 \times 420 \times 342}{72,3492 / 1000} \\
 &= 207,9076 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- $\frac{d}{4} = \frac{342}{4} = 85,5 \text{ mm}$
- $6db = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$
- 150 mm

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 2D10 dengan jarak 50 mm.

Tulangan Geser Tumpuan

$$\begin{aligned}
 V_u &= 10,7428 \text{ kN} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 200 \times 342
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= 57 \text{ kN} \\
 &= \frac{V_u}{0,75 - V_c} \\
 &= \frac{10,7428}{0,75 - 57} \\
 &= 42,6763 \text{ kN} \\
 A \text{ Sengkang} &= 78,2398 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{2 \times A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{2 \times 78,2398 \times 420 \times 342}{42,6763 / 1000} \\
 &= 352,4663 \text{ mm} \\
 S_{\max} = \frac{d}{2} &= \frac{342}{2} = 171 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, tulangan yang digunakan adalah tulangan 2D10 dengan jarak 150 mm.

Perhitungan pada Sloof 2 (S-2), Sloof 3 (S-3), dan Sloof 4 (S-4), sama seperti perhitungan Sloof 1 (S-1) hanya berbeda pada bentangnya. Hasil rekapitulasi perhitungan tertera pada Lampiran 11 dan perhitungan sloof bangunan *Workshop* serta Resto terdapat pada Lampiran 12.

2.14 Kesimpulan Struktur Atas

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan maka didapat:

1. Proyek Perancangan Infrastruktur Pusat Pelatihan Gerabah dan Keramik di Klaten terdiri atas tiga bangunan yaitu: Bangunan Galeri (2 lantai), Bangunan *Workshop* (1 lantai) dan Bangunan *Resto* (1 lantai).
2. Perencanaan atap
 - a. Gording
 - Bangunan Galeri lantai 1 (5 m) : C150×65×20 t=2,5 mm
 - Bangunan Galeri lantai 2 (3 m) : C100×50×20 t=2,3 mm
 - Bangunan Galeri lantai 2 (4 m) : C125×50×20 t=2,8 mm
 - Bangunan *Resto* dan *Workshop* : C150×65×20 t=2,8 mm
 - b. Elemen Kuda - Kuda
 - Bangunan Galeri lantai 1 (5 m) : profil 2L 65×65×6 t=10 cm
 - Bangunan Galeri lantai 2 (3 m) : profil 2L 65×65×6 t=10 cm
 - Bangunan *Resto* dan *Workshop* : profil 2L 65×65×6 t=10 cm
 - c. Sambungan Kuda - Kuda menggunakan jenis baut mutu tinggi A325, diameter baut (d_b) = 16 mm, diameter lubang = 18 mm, mutu pelat baja BJ37, tebal pelat (t_p) = 10 mm dan jumlah baut 3 buah.
3. Klasifikasi situs tanahnya ialah SD (tanah sedang), bangunan termasuk kategori resiko kelas II, termasuk kedalam kategori desain seismik D serta menggunakan desain rangka beton bertulang pemikul momen khusus (SRPMK).
4. *Preliminary Design*.
 - Dimensi balok untuk seluruh bangunan:
 - a. balok induk : 300 mm × 400 mm
 - b. balok anak : 200 mm × 300 mm.
 - Dimensi kolom untuk seluruh bangunan : 350 mm × 350 mm.
 - Bangunan Galeri, *Workshop* dan *Resto* memiliki tebal pelat lantai 130 mm, mutu beton (f'_c) = 25 MPa, dan mutu baja (f_y) = 420 MPa.
5. Perancangan tangga untuk bangunan Galeri memiliki total anak tangga 20 buah dengan nilai $optrade$ = 175 mm dan $antrade$ = 280 mm.

- Tulangan yang digunakan dalam perencanaan penulangan tangga bagian tumpuan ialah tulangan pokok D13-150 dengan $F_y = 420$ MPa dan tulangan susut P8-100 dengan $F_y = 280$ MPa. Tebal selimut beton ialah 20 mm dengan mutu beton = 25 MPa.
 - Tulangan yang digunakan dalam perencanaan penulangan tangga bagian lapangan ialah tulangan pokok D13-75 dengan $F_y = 420$ MPa dan tulangan susut P8-75 dengan $F_y = 280$ MPa. Tebal selimut beton ialah 20 mm dengan mutu beton = 25 MPa.
6. Pelat lantai pada lantai 2 bangunan Galeri dibagi menjadi 8 pelat lantai.
- Pelat A adalah pelat 2 arah tulangan D13-300.
 - Pelat B adalah pelat 1 arah tulangan D13-300.
 - Pelat C adalah pelat 2 arah tulangan D13-300.
 - Pelat D adalah pelat 2 arah tulangan D13-300.
 - Pelat E adalah pelat 2 arah tulangan D13-300.
 - Pelat F adalah pelat 2 arah tulangan D13-300.
 - Pelat G adalah pelat 2 arah tulangan D13-300.
 - Pelat H adalah pelat 2 arah tulangan D13-300.
7. Pembebanan Struktur Bangunan
- Bangunan Galeri beban mati (W) = 4421,748 kN.
 - Bangunan *Workshop* beban mati (W) = 1609,798 kN.
 - Bangunan Resto beban mati (W) = 1669,828 kN.
 - Berdasarkan SKBI-1987 beban hidup lantai 250 kg/m² dan beban hidup atap 100 kg/m².
8. Setelah dimodelkan didalam ETABS 2018 didapatkan gaya dalam bangunan sebagai berikut:
- a. Balok induk
- BI 1: Gaya momen positif = 21,02 kNm; gaya momen negatif = -33,64 kNm; gaya geser = 42,74 kN.
 - BI 2: Gaya momen positif = -5,34 kNm; gaya momen negatif = -12,34 kNm; gaya geser = 9,37 kN.
 - BI 3: Gaya momen positif = 6,42 kNm; gaya momen negatif = -8,73 kNm; gaya geser = 22,41 kN.

- BI 4: Gaya momen positif = 1,29 kNm; gaya momen negatif = -2,36 kNm; gaya geser = 4,94 kN.
 - BI 5: Gaya momen positif = 23,68 kNm; gaya momen negatif = -26,12 kNm; gaya geser = 48,38 kN.
 - BI 6: Gaya momen positif = 27,68 kNm; gaya momen negatif = -28,54 kNm; gaya geser = 50,06 kN.
 - BI 7: Gaya momen positif = 16,68 kNm; gaya momen negatif = -15,61 kNm; gaya geser = 39,14 kN.
 - BI 8: Gaya momen positif = 34,71 kNm; gaya momen negatif = -20,48 kNm; gaya geser = 56,21 kN.
- b. Balok anak
- BA 1: Gaya momen positif = 8,44 kNm; gaya momen negatif = 0 kNm; gaya geser = 8,23 kN.
 - BA 2: Gaya momen positif = 7,42 kNm; gaya momen negatif = 0 kNm; gaya geser = 7,47 kN.
 - BA 3: Gaya momen positif = 7,54 kNm; gaya momen negatif = 0 kNm; gaya geser = 6,31 kN.
- c. Kolom
- *Axial force* (P_u): Minimal = -179,455 kN dan maksimal = -76,5023 kN.
 - BMD (M_u): Minimal = -15,2476 kN dan maksimal = 16,1641 kN.
 - SFD (V_u): Minimal = -14,6539 kN dan maksimal = -7,9042 kN.
9. Ketidakberaturan struktur
- a. Ketidakberaturan horizontal pada struktur.
- Ketidakberaturan torsi = terjadi.
 - Ketidakberaturan torsi berlebihan = tidak terjadi.
 - Ketidakberaturan sudut dalam pada P_x = terjadi dan P_y = tidak terjadi.
 - Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma = tidak terjadi.
 - Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang = tidak terjadi.
 - Ketidakberaturan sistem nonparalel = tidak terjadi.
- b. Ketidakberaturan vertikal pada struktur.

- Ketidakberaturan torsi = terjadi.
 - Ketidakberaturan torsi berlebihan = tidak terjadi.
 - Ketidakberaturan berat (massa) pada lantai 1 = terjadi dan lantai 2 = tidak terjadi.
 - Ketidakberaturan geometri vertikal pada lantai 1 = terjadi dan lantai 2 = tidak terjadi.
 - Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral = tidak terjadi.
 - Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat = tidak terjadi.
- c. Simpangan lantai : karena simpangan antar lantai (Δ) arah X dan arah Y lebih kecil dari simpangan izin (Δ_{izin}) arah X dan arah Y yang terjadi, maka lantai dinyatakan aman.
10. Perencanaan Balok
- Balok anak: Tul. Longitudinal = 2D13; sengkang tumpuan = D8-50; dan sengkang lapangan = D8-100.
 - Balok induk: tulangan yang dipakai ialah 2D16; sengkang tumpuan = D10-50; dan sengkang lapangan = D10-100
11. Perancangan kolom: Tul. Longitudinal 12D19; tul. Transversal didaerah I0 4D10-50; dan tul. Transversal diluar daerah I0 4D10-100
12. Hubungan Antar Balok Kolom
- Pada daerah hubungan balok-kolom K3 menggunakan 4D16-100.
 - Pada daerah hubungan balok-kolom K1 menggunakan 4D16-50.
 - Pada daerah hubungan balok-kolom K2 arah X menggunakan 4D16-50.
 - Pada daerah hubungan balok-kolom K2 arah Y menggunakan 4D16-50
13. Standar yang digunakan dalam perancangan bangunan ialah SNI 1726:2019, SNI 2847:2019, SNI 1729:2020, SNI 2052:2017 dan SNI 1727:2020. Berdasarkan standar yang berlaku demikian struktur sudah sesuai dan dan dinyatakan aman serta tahan gempa.