

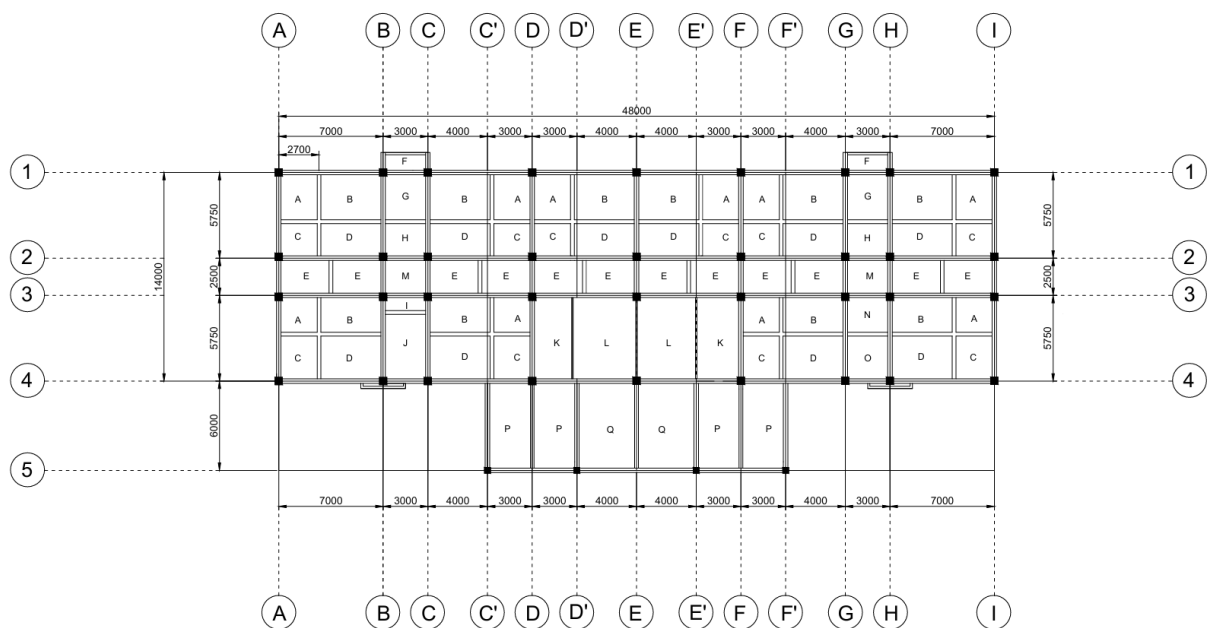
BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

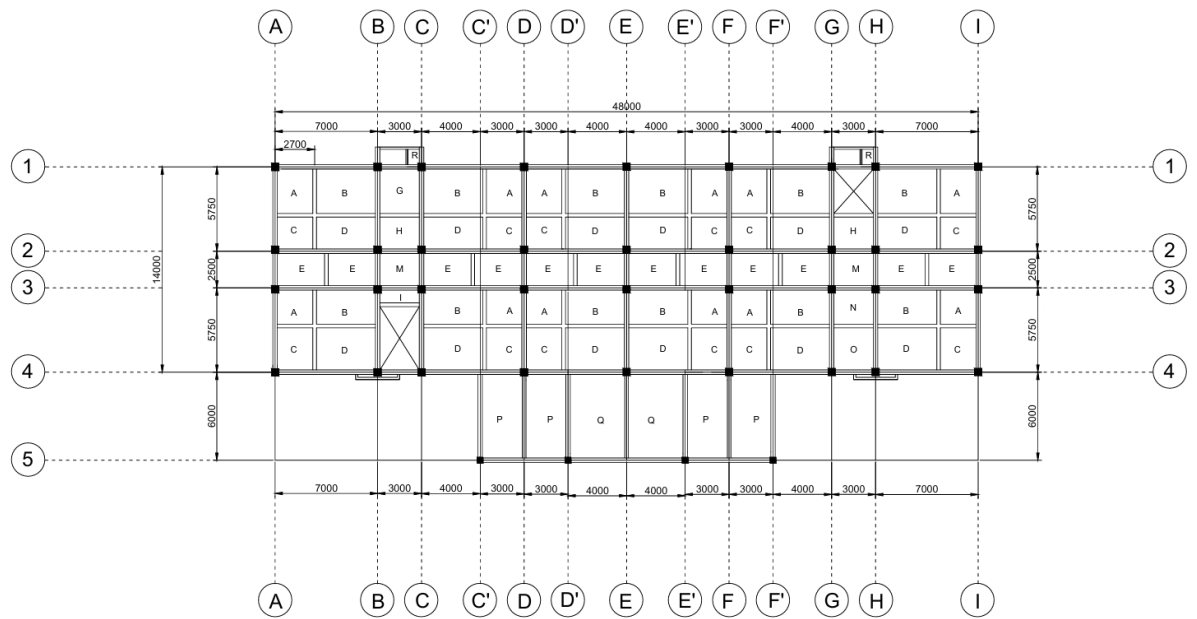
Pada Bab 2, akan diuraikan hasil perhitungan untuk perencanaan struktur atas yang melingkupi struktur atap, balok, kolom, pelat lantai, dan struktur tangga yang akan dijabarkan pada masing-masing sub-bab sebagai berikut:

2.1 Layout Struktur

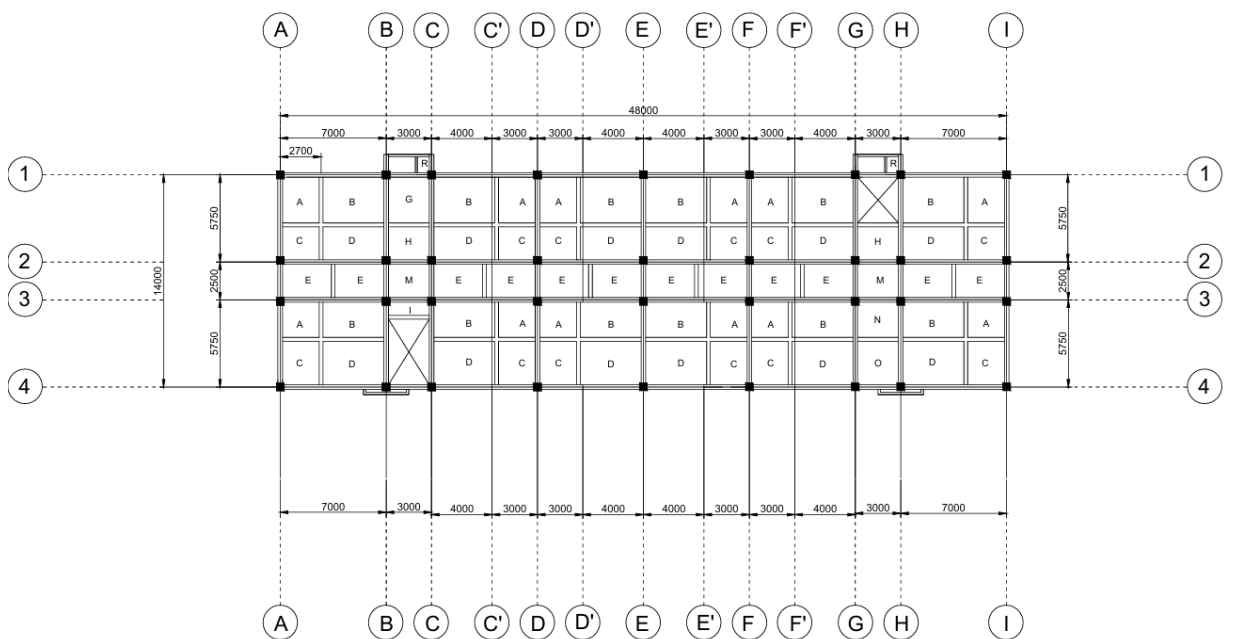
Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta termasuk ke dalam wilayah yang padat. Bangunan Rumah Susun 4 Lantai yang dirancang mempunyai luasan total bangunan 2808 m². Lantai satu pada bangunan rumah susun ini berfungsi sebagai tempat tinggal dan dilengkapi dengan *drop off area*, *lobby*, dan kamar mandi umum. Lantai dua, tiga, dan empat digunakan sebagai tempat tinggal yang dilengkapi dengan kamar mandi umum dan gudang di tiap lantainya. Denah bangunan rumah susun lantai 1 sampai 4 secara berurutan dapat dilihat pada Gambar 2.1, Gambar 2.2, dan Gambar 2.3.



Gambar 2 .1 Denah Bangunan Rumah Susun Lantai 1



Gambar 2.2 Denah Bangunan Rumah Susun Lantai 2



Gambar 2.3 Denah Bangunan Rumah Susun Lantai 3 dan 4

2.2 Perencanaan Atap

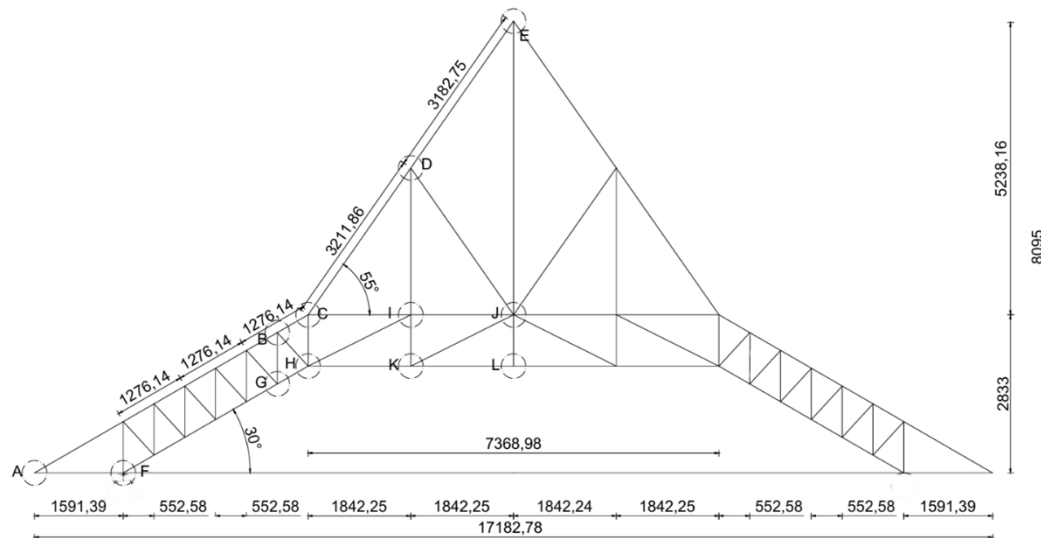
Dalam perencanaan atap bangunan Proyek Pembangunan Rumah Susun 4 Lantai dipilih struktur baja konvensional dengan bentuk atap limas. Baja konvensional yang digunakan dalam perancangan merupakan profil kanal, profil siku, dan lainnya sesuai dengan tabel konstruksi baja yang disusun oleh *American Institute of Steel Construction* (AISC) dan mengikuti pedoman pembebanan yang

menerapkan beban mati, beban hidup, dan beban tambahan. Perancangan atap mengacu pada SNI 1727:2020 untuk perencanaan pembebanan dan SNI 1729:2020 untuk perencanaan baja. *Output* perhitungan diharapkan akan memiliki stabilitas dan kekuatan untuk menahan beban yang bekerja, efisien, tahan lama, dan aman terhadap keselamatan bagi pengguna.

2.2.1 Perancangan Gording dan Pembebanan Kuda-kuda

Sub-bab ini akan membahas tentang desain dan perencanaan yang sesuai dengan kebutuhan bangunan rumah susun. Rangka atap terdiri dari gording yang berperan sebagai pengikat elemen atap untuk menopang dan mendistribusikan beban dari penutup atap, sementara kuda-kuda adalah komponen struktur utama yang menopang seluruh beban atap. Profil yang digunakan untuk gording merupakan baja kanal C yang dianggap memiliki kekuatan yang memadai serta memiliki harga yang terjangkau. Kanal C dipilih karena dapat memenuhi persyaratan struktural dengan baik, kombinasi kekuatan, ketahanan, kemudahan pemasangan, serta efisiensi biaya yang baik, sehingga kanal C menjadi pilihan dalam konstruksi bangunan rumah susun ini.

Jarak antar gording	= 0,8 m
Jarak antar kuda-kuda	= 6 m
Profil baja	= Baja kanal C
Material penutup atap	= Metal
Massa atap metal	= 0,245 kg/m ²
Massa plafond	= 0,19 kN/m ²
Mutu baja	= BJ 37
Tiupan angin	= 0,25 kN/m ²
Kemiringan atap atas (θ)	= 55°
Kemiringan atap bawah (θ)	= 30°
Profil Gording	= 150.65.20.3,2



Gambar 2.4 Desain Kuda-Kuda Bangunan Rumah Susun

1. Perhitungan Pembebanan Gording

Perencanaan gording dilakukan untuk menghitung beban yang harus ditanggung oleh gording dengan memperhitungkan berat sendiri, berat atap, dan berat plafon. Pada kasus bangunan ini, karena atap didesain dengan tipe joglo limasan, sehingga terdapat dua tipe kemiringan atap yaitu dengan kemiringan 55° dan 30° , sesuai yang ditunjukkan pada desain kuda-kuda rumah susun pada Gambar 2.4.

Berat sendiri gording = Asumsi

$$= 0,0686 \text{ kN/m'}$$

$$\text{Berat atap } 30^\circ = \frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$$

$$= \frac{0,8}{\cos 30^\circ} \times 0,245$$

$$= 0,2263 \text{ kN/m'}$$

$$\text{Berat atap } 55^\circ = \frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$$

$$= \frac{0,8}{\cos 55^\circ} \times 0,245$$

$$= 0,3417 \text{ kN/ m'}$$

Dipilih berat atap yang lebih besar yaitu $0,3417 \text{ kN/m'}$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat plafond} &= \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond} \\
 &= 0,8 \times 0,19 \\
 &= 0,152 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Total beban mati (D)} = \text{rencana gording } q = 0,7886 \text{ kN/m}$$

Beban hidup (L) diambil sebesar 0,96 kN.

2. Perhitungan Momen Rencana Gording

Berat sendiri gording dengan arah sumbu 2

$$\begin{aligned}
 M_{3,D 30^\circ} &= \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 0,7886 \times \cos 30^\circ \times 6^2 \\
 &= 3,0734 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{3,D 55^\circ} &= \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 0,7886 \times \cos 55^\circ \times 6^2 \\
 &= 2,0335 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Digunakan $M_{3,D} = 3,0734 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned}
 M_{3,L 30^\circ} &= \frac{1}{4} \times p \times \cos \alpha \times L \\
 &= \frac{1}{4} \times 0,96 \times \cos 30^\circ \times 6^2 \\
 &= 1,2471 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{3,L 55^\circ} &= \frac{1}{4} \times p \times \cos \alpha \times L \\
 &= \frac{1}{4} \times 0,96 \times \cos 55^\circ \times 6^2 \\
 &= 0,8260 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Digunakan $M_{3,L} = 1,2471 \text{ kNm}$

Perhitungan dengan kombinasi pembebanan, untuk momen ultimit sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4 D dan 1,2 D + 1,6 L:

$$\begin{aligned} M_{3,U} &= 1,4 \times M_{3,D} \\ &= 1,4 \times 3,0734 \\ &= 4,3028 \text{ kNm}' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,U} &= 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L} \\ &= 1,2 \times 3,0734 + 1,6 \times 1,247 \\ &= 5,6834 \text{ kNm}' \end{aligned}$$

Dipilih nilai $M_{3,U}$ yang terbesar yaitu $M_{3,U} = 5,6834 \text{ kNm}'$

Berat sendiri gording dengan arah sumbu 3

$$\begin{aligned} M_{2,D 30^\circ} &= \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,7886 \times \sin 30^\circ \times \left(\frac{6}{3}\right)^2 \\ &= 0,1972 \text{ kNm}' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,D 55^\circ} &= \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,7886 \times \sin 55^\circ \times \left(\frac{6}{3}\right)^2 \\ &= 0,3230 \text{ kNm}' \end{aligned}$$

Digunakan $M_{2,D} = 0,3230 \text{ kNm}'$

$$\begin{aligned} M_{2,L 30^\circ} &= \frac{1}{8} \times p \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 0,96 \times \sin 30^\circ \times \left(\frac{6}{3}\right)^2 \\ &= 0,24 \text{ kNm}' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,L 55^\circ} &= \frac{1}{8} \times p \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 0,96 \times \sin 55^\circ \times \left(\frac{6}{3}\right)^2 \\ &= 0,3932 \text{ kNm}' \end{aligned}$$

Digunakan $M_{2,L} = 0,3932 \text{ kNm}'$

Perhitungan dengan kombinasi pembebanan, untuk momen ultimit sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4 D dan 1,2 D + 1,6 L:

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,4 \times M_{3,D} \\ &= 1,4 \times 0,3230 \\ &= 0,4522 \text{ kNm}' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L} \\ &= 1,2 \times 0,3230 + 1,6 \times 0,3932 \\ &= 1,0167 \text{ kNm}' \end{aligned}$$

Dipilih nilai $M_{2,U}$ yang terbesar yaitu $M_{3,U} = 1,0167 \text{ kNm}'$

3. Pemeriksaan Tegangan Sesuai Profil yang Akan Digunakan

Profil harus dicek menggunakan persyaratan berikut agar dinyatakan aman:

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

Digunakan profil 150.65.20.3,2 sebagai asumsi, didapatkan data berikut ini berdasarkan tabel profil baja :

I_3	=	I_x	=	3320000	mm^4
I_2	=	I_y	=	540000	mm^4
W_3	=	Z_x	=	44200	mm^3
W_2	=	Z_y	=	12200	mm^3

$$f_b = \frac{5,6834}{0,9 \times 44200} + \frac{1,0167}{0,9 \times 12200} = 235,4683 \text{ Mpa} < 240 \text{ Mpa}$$

Berdasarkan perhitungan, diperoleh nilai tegangan sebesar 235,4683 MPa, yang sudah memenuhi batas maksimum (f_y) yang diizinkan yaitu 240 MPa. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa tegangan pada profil C150.65.20 dengan ketebalan 3,2 mm dapat digunakan.

4. Pemeriksaan Defleksi Gording

Defleksi pada gording merupakan perubahan bentuk gording seperti lendutan yang disebabkan oleh beban yang bekerja akibat beban yang dialami gording. Rumus defleksi pada gording adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
\delta_2 30^\circ &= \frac{5}{385} \times \frac{q \cos L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos L^3}{EI} \\
&= \frac{5}{385} \times \frac{0,7886 \times \cos 30^\circ \times 6000^4}{200000 \times 3320000} + \frac{1}{48} \times \frac{0,96 \times \cos 30^\circ \times 6000^3}{200000 \times 3320000} \\
&= 17,3630 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\delta_2 55^\circ &= \frac{5}{385} \times \frac{q \cos L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos L^3}{EI} \\
&= \frac{5}{385} \times \frac{0,7886 \times \cos 55^\circ \times 6000^4}{200000 \times 3320000} + \frac{1}{48} \times \frac{0,96 \times \cos 55^\circ \times 6000^3}{200000 \times 3320000} \\
&= 11,4997 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Digunakan δ_2 dengan nilai 17,3630 mm.

$$\begin{aligned}
\Delta_3 30^\circ &= \frac{5}{385} \times \frac{q \sin a}{EI} + \frac{1}{48} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 \times \frac{P \sin a}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 \\
&= \frac{5}{385} \times \frac{0,7886 \sin 30^\circ}{200000 \times 3320000} + \frac{1}{48} \times \left(\frac{6000}{3}\right)^4 \times \frac{0,96 \sin 30^\circ}{200000 \times 3320000} \times \left(\frac{6000}{3}\right)^3 \\
&= 0,1238 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Delta_3 55^\circ &= \frac{5}{385} \times \frac{q \sin a}{EI} + \frac{1}{48} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 \times \frac{P \sin a}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 \\
&= \frac{5}{385} \times \frac{0,7886 \sin 55^\circ}{200000 \times 3320000} + \frac{1}{48} \times \left(\frac{6000}{3}\right)^4 \times \frac{0,96 \sin 55^\circ}{200000 \times 3320000} \times \left(\frac{6000}{3}\right)^3 \\
&= 0,2029 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Digunakan δ_3 dengan nilai 0,2029 mm.

$$\begin{aligned}
\Delta &= \sqrt{(\delta_3)^2 + (\delta_2)^2} \leq \frac{1}{240} L \\
&= \sqrt{(0,2029)^2 + (17,3630)^2} \leq \frac{1}{240} 6000 \\
&= 17,3642 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, defleksi gording memiliki nilai sebesar 17,364 mm sehingga dinyatakan bahwa defleksi gording aman karena kurang dari 25 mm.

5. Perhitungan Dimensi Sagrod

Diperlukan perhitungan dimensi sagrod sebagai penghubung antar gording untuk meningkatkan kekauan dan mencegah deformasi, berikut merupakan langkah-langkah perhitungannya:

$$\begin{aligned}F_{t,D} 30^\circ &= n \left(\frac{L}{3} \times q \times \sin \alpha \right) \\&= 10 \left(\frac{6}{3} \times 0,7886 \times \sin 30^\circ \right) \\&= 7,8864 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{t,D} 55^\circ &= n \left(\frac{L}{3} \times q \times \sin \alpha \right) \\&= 10 \left(\frac{6}{3} \times 0,7886 \times \sin 55^\circ \right) \\&= 12,9203 \text{ kN}\end{aligned}$$

Digunakan $F_{t,D} = 12,9203 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}F_{t,L} 30^\circ &= \frac{n}{3} \times p \times \sin \alpha \\&= \frac{10}{3} \times 0,96 \times \sin 30^\circ \\&= 2,4 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{t,L} 55^\circ &= \frac{n}{3} \times p \times \sin \alpha \\&= \frac{10}{3} \times 0,96 \times \sin 55^\circ \\&= 3,9319 \text{ kN}\end{aligned}$$

Digunakan $F_{t,L} = 3,9319 \text{ kN}$

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

$$\begin{aligned}F_{t,U} &= 1,4 F_{t,D} \\&= 1,4 \times 12,9203 \\&= 18,0884 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{t,U} &= 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} \\&= 1,2 \times 12,9203 + 1,6 \times 3,9319 \\&= 21,7954 \text{ kN}\end{aligned}$$

Digunakan kombinasi $F_{t,U} = 21,7954 \text{ kN}$

- Luas batang sagrod yang diperlukan

$$A_{sr} = \frac{F_{tu} \times 10^3}{\phi F_y}$$

$$= \frac{21,7954 \times 10^3}{0,9 \times 240}$$

$$= 100,9047 \text{ mm}^2$$

- Diameter sagrod

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

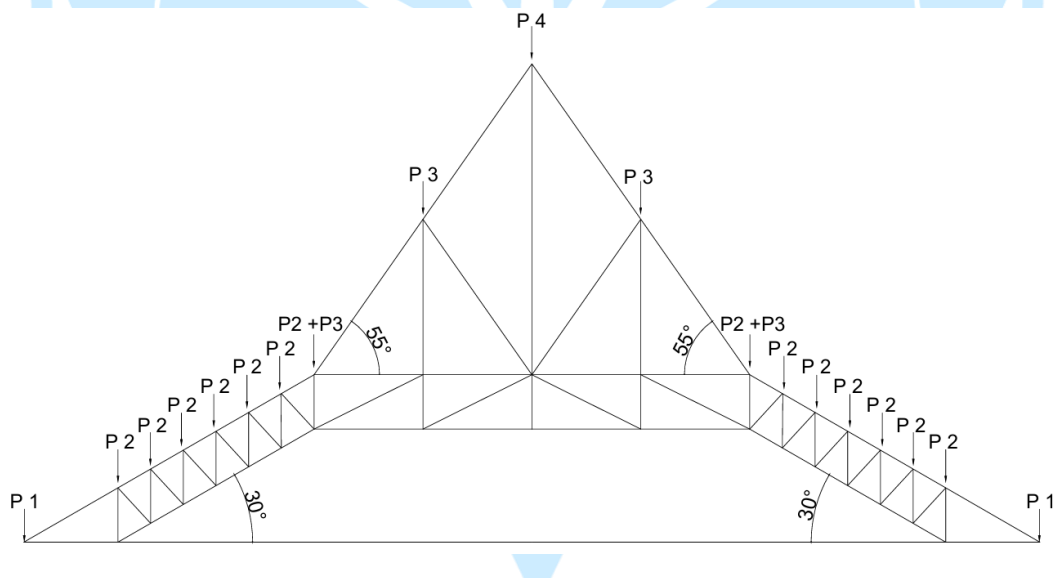
$$= \sqrt{\frac{100,9047}{\frac{1}{4}\pi}}$$

$$= 11,3347 \approx 12 \text{ mm}$$

Maka, diameter sagrod yang digunakan adalah 12 mm.

6. Perhitungan Beban Mati pada Kuda – kuda

Perhitungan beban mati pada kuda-kuda adalah sesuai dengan Gambar 2.5



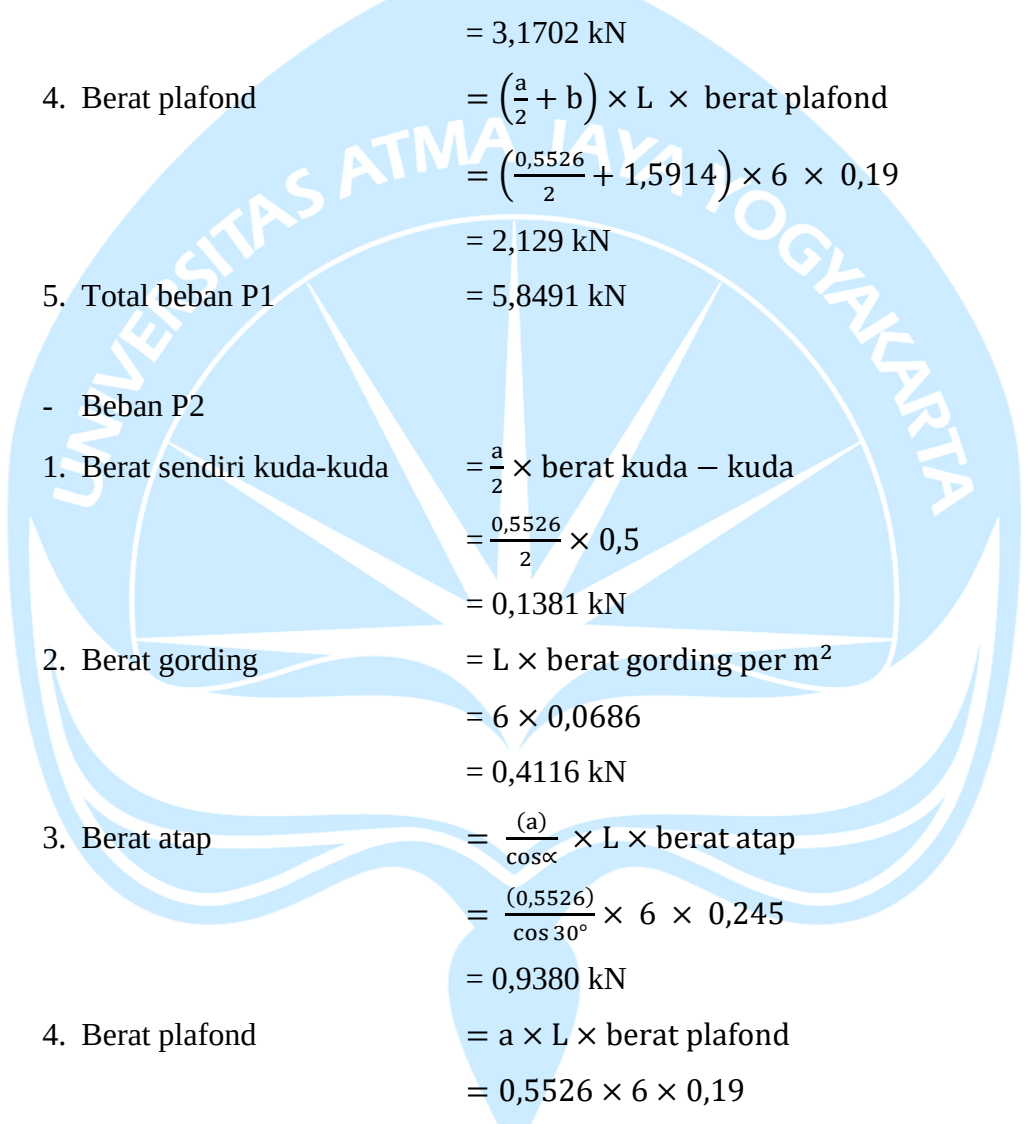
Gambar 2.5 Beban mati kuda-kuda bangunan rumah susun

- Beban P1

$$1. \text{ Berat sendiri kuda-kuda} = \frac{a}{2} \times \text{berat kuda – kuda}$$

$$= \frac{0,5526}{2} \times 0,5$$

$$= 0,1381 \text{ kN}$$



2. Berat gording $= L \times \text{berat gording per m}^2$
 $= 6 \times 0,0686$
 $= 0,4116 \text{ kN}$

3. Berat atap $= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$
 $= \frac{\left(\frac{0,5526}{2} + 1,5914\right)}{\cos 30^\circ} \times 6 \times 0,245$
 $= 3,1702 \text{ kN}$

4. Berat plafond $= \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafond}$
 $= \left(\frac{0,5526}{2} + 1,5914\right) \times 6 \times 0,19$
 $= 2,129 \text{ kN}$

5. Total beban P1 $= 5,8491 \text{ kN}$

- Beban P2

1. Berat sendiri kuda-kuda $= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda-kuda}$
 $= \frac{0,5526}{2} \times 0,5$
 $= 0,1381 \text{ kN}$

2. Berat gording $= L \times \text{berat gording per m}^2$
 $= 6 \times 0,0686$
 $= 0,4116 \text{ kN}$

3. Berat atap $= \frac{(a)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$
 $= \frac{(0,5526)}{\cos 30^\circ} \times 6 \times 0,245$
 $= 0,9380 \text{ kN}$

4. Berat plafond $= a \times L \times \text{berat plafond}$
 $= 0,5526 \times 6 \times 0,19$
 $= 0,6299 \text{ kN}$

5. Total beban P2 $= 2,1176 \text{ kN}$

- Beban P3

1. Berat sendiri kuda-kuda $= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda-kuda}$
 $= \frac{1,8423}{2} \times 0,5$
 $= 0,4606 \text{ kN}$
2. Berat gording $= L \times \text{berat gording per m}^2$
 $= 6 \times 0,0686$
 $= 0,4116 \text{ kN}$
3. Berat atap $= \frac{(a)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$
 $= \frac{(1,8423)}{\cos 55^\circ} \times 6 \times 0,245$
 $= 4,7214 \text{ kN}$
4. Berat plafond $= a \times L \times \text{berat plafond}$
 $= 1,8423 \times 6 \times 0,19$
 $= 2,1002 \text{ kN}$
5. Total beban P3 $= 7,6938 \text{ kN}$

- Beban P2 + P3

1. Berat sendiri kuda-kuda $= 0,5987 \text{ kN}$
2. Berat gording $= 0,8232 \text{ kN}$
3. Berat atap $= 5,6594 \text{ kN}$
4. Berat plafond $= 2,7301 \text{ kN}$
5. Total beban P3 $= 9,8114 \text{ kN}$

- Beban P4

1. Berat sendiri kuda-kuda $= a \times \text{berat kuda-kuda}$
 $= 1,8423 \times 0,5$
 $= 0,9211 \text{ kN}$
2. Berat gording $= 2 \times L \times \text{berat gording per m}^2$
 $= 2 \times 6 \times 0,0686$
 $= 0,8232 \text{ kN}$
3. Berat atap $= \frac{(a)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$

$$= \frac{(1,8423)}{\cos 55^\circ} \times 6 \times 0,245$$

$$= 4,7214 \text{ kN}$$

4. Berat plafond

$$= a \times L \times \text{berat plafond}$$

$$= 1,8423 \times 6 \times 0,19$$

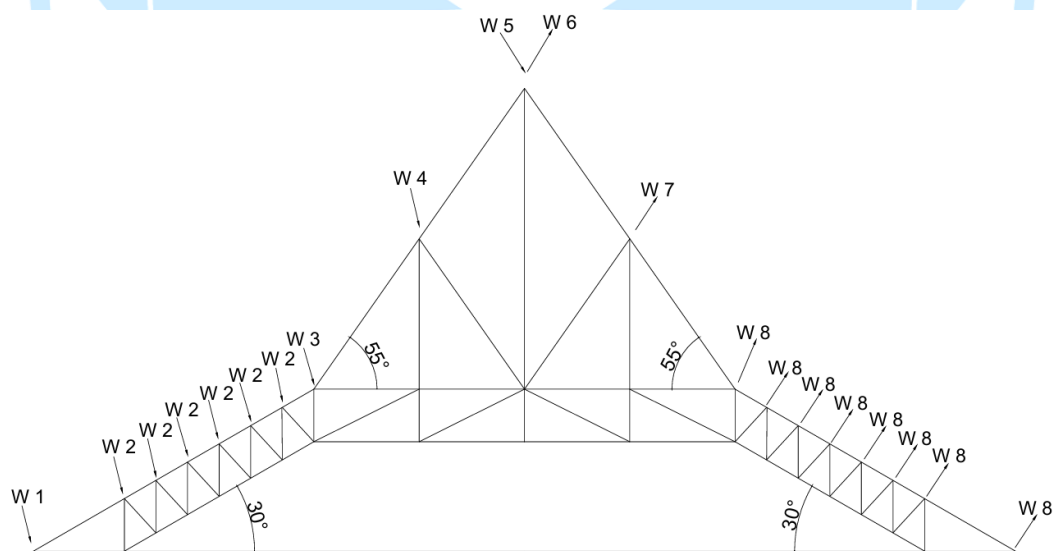
$$= 2,100 \text{ kN}$$

5. Total beban P4

$$= 8,5659 \text{ kN}$$

7. Perhitungan Beban Angin

Dalam perhitungan struktur atas beban angin harus diperhitungkan untuk memastikan keselamatan, kenyamanan, serta efisiensi desain. Dengan mengikuti standar SNI, bangunan dirancang agar mampu menahan kecepatan angin maksimum yang mungkin terjadi di lokasi tertentu, terutama pada bangunan tinggi yang rentan terhadap getaran dan goyangan akibat angin. Selain itu, perhitungan beban angin yang tepat juga berkontribusi pada optimasi penggunaan material, menghindari *overdesign* yang boros atau *underdesign* yang berbahaya. Beban angin diperhitungkan sesuai dengan arah pembebanan pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6 Arah pembebanan beban angin atap rumah susun

$$\begin{aligned}
 - \text{Beban } W_1 &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{t1} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{\left(\frac{0,5526}{2} + 1,5914\right)}{\cos 30^\circ} \times 0,300 \times 6 \times 0,25 \\
 &= 0,9705 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Beban } W_2 &= \frac{(a+b)}{\cos \alpha} \times C_{t1} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{(0,5526+1,5914)}{\cos 30^\circ} \times 0,300 \times 6 \times 0,25 \\
 &= 0,2817 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Beban } W_3 &= \frac{(a)}{\cos \alpha} \times C_{t1} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{1,8423}{\cos 55^\circ} \times 0,400 \times 6 \times 0,25 \\
 &= 1,9271 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Beban } W_4 &= \frac{(a)}{2 \cos \alpha} \times C_{t2} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{(1,8423)}{2 \cos 55^\circ} \times 0,4 \times 6 \times 0,25 \\
 &= 0,9636 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Beban } W_5 &= \frac{(a)}{2 \cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{(1,8423)}{2 \cos 55^\circ} \times (-0,6) \times 6 \times 0,25 \\
 &= -1,4453 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Beban } W_6 &= \frac{(a)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\
 &= -2,8907 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Beban } W_7 &= \frac{(a)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\
 &= \frac{(0,5526)}{\cos 30^\circ} \times (-0,6) \times 6 \times 0,25
 \end{aligned}$$

$$= -0,5743 \text{ kN}$$

- Beban W8

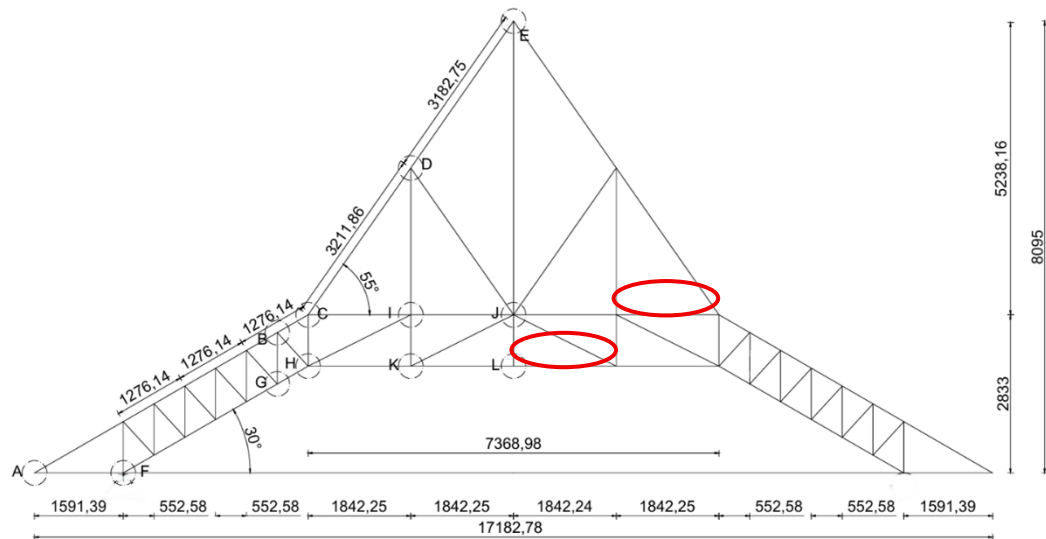
$$= \frac{\left(\frac{a+b}{2}\right)}{\cos \alpha} \times L \times Q_w$$

$$= \frac{\left(\frac{0,5526}{2} + 1,5914\right)}{\cos 30^\circ} \times (-0,6) \times 6 \times 0,25$$

$$= -1,9409 \text{ kN}$$

2.2.2 Perancangan Elemen Kuda – kuda

Setelah dilakukan pemodelan kuda-kuda dengan program ETABS, didapatkan nilai *output* gaya dalam pada Gambar 2.7 berikut:



Gambar 2.7 Batang tarik dan tekan bangunan rumah susun

$$P_u \text{ tekan} = -181,3219 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ tarik} = 102,908 \text{ kN}$$

$$L \text{ tekan} = 921,1 \text{ mm}$$

$$L \text{ tarik} = 1809,7 \text{ mm}$$

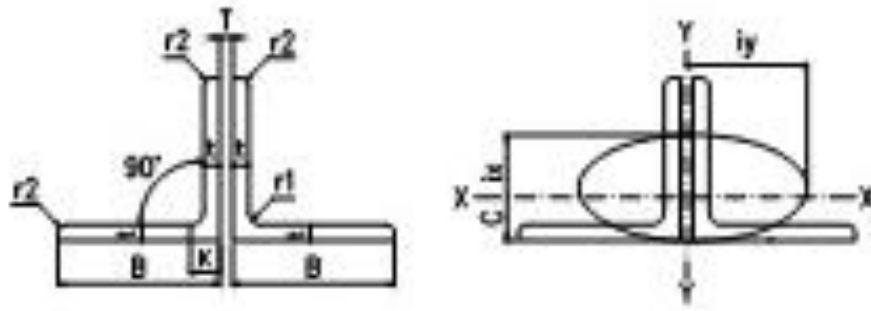
Karena profil yang digunakan 2L 65x65x6 adalah profil gabungan dengan tebal pelat 6 cm, luas kotor untuk profil tersebut dapat dihitung sebagai berikut.

$$A_g = 2 \times A$$

$$= 2 \times 752,7 \text{ mm}^2$$

$$= 1505,4 \text{ mm}^2$$

Nilai I_x seperti yang diilustrasikan di Gambar 2.8, didapatkan dari tabel konstruksi baja sebesar 294000 mm^4 , maka nilai I_{xg} adalah sebagai berikut:



Gambar 2.8 Profil double siku
(Sumber: bukubangunan,2017)

$$I_{xg} = 2 \times I_x$$

$$= 2 \times 294000 \text{ mm}^4$$

$$= 588000 \text{ mm}^4$$

$$I_{yg} = \left(I_{xy} + A_g \left(C_y + \frac{t_p}{2} \right)^2 \right)$$

$$= \left(294000 + 1505,4 \left(18,1 + \frac{10}{2} \right)^2 \right)$$

$$= 1097296,4940 \text{ mm}^4$$

$$r_{xg} = I_x (\text{radius girasi}) = 19,8 \text{ mm}$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}}$$

$$= \sqrt{\frac{1097296,4940}{1505,4}}$$

$$= 26,9983 \text{ mm}$$

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

$$Y_0 = C_y - \frac{t}{2}$$

$$= 18,1 - \frac{6}{2}$$

$$= 15,1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} r_0 &= \frac{I_x + I_y}{A} + X_0^2 + Y_0^2 \\ &= \frac{588000 + 1097296,4940}{1505,4} + 0^2 + 15,1^2 \\ &= 1347,5108 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= 1 - \frac{X_0^2 + Y_0^2}{r_0} \\ &= 1 - \frac{0^2 + 15,1^2}{1347,51} \\ &= 0,8308 \end{aligned}$$

- Pemeriksaan batang tekan

Terdapat 2 kategori untuk mengklasifikasikan penampang komponen struktur tekan, yaitu penampang langsing dan penampang non- langsing. Jika rasio lebar terhadap tebal (b/t) dari elemen tekan tidak melampaui nilai λ_r , maka penampang akan dikategorikan sebagai penampang non-langsing. Namun, jika rasio lebar terhadap tebal (b/t) melebihi nilai λ_r , maka penampang akan dikategorikan sebagai penampang langsing.

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{b}{t} \\ &= \frac{65}{6} \\ &= 10,8333 \end{aligned}$$

$$\lambda = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 0,45 \sqrt{\frac{20000}{240}}$$

$$= 12,9904$$

Karena nilai $\lambda = 10,8333$ lebih kecil dari nilai $\lambda_r = 12,9904$, maka penampang ini diklasifikasikan sebagai non-langsing. Sehingga saat batang mengalami gaya tekan, terdapat kemungkinan untuk terjadi tekuk buckling. Bentuk *buckling* yang mungkin terjadi meliputi:

1. Tekuk Lentur

Dilakukan pemeriksaan faktor lentur kelangsingan profil baja menggunakan rumus :

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 921,1}{19,8}$$

$$= 46,5202$$

Faktor kelangsingan dibandingkan dengan nilai:

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

$$= 135,9660$$

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

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

Tegangan kritis (F_{cr}) yang diambil adalah dari persamaan $F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$

karena nilai $\frac{KL}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$. Maka, nilai F_e adalah:

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

$$= \frac{\pi^2 \times 200000}{(46,5202)^2}$$

$$= 912,1086 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y \\
 &= \left(0,658^{\frac{240}{912,1086}} \right) 240 \\
 &= 214,9718 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

2. Tekuk Lentur Torsi

Diketahui jarak antar penghubung adalah sebesar 910,24 mm

maka:

$$\begin{aligned}
 \frac{a}{r} &= \frac{921,1}{19,8} \\
 &= 46,5202
 \end{aligned}$$

Sambungan dibuat dengan baut kencang penuh memenuhi persamaan

$$\begin{aligned}
 \left(\frac{KL}{r_x} \right) &= \sqrt{\frac{KL^2}{r^2} + \frac{K_i a^2}{r_i^2}} \\
 &= \sqrt{(46,5202)^2 + (0,5 \times 46,5202)^2} \\
 &= 52,0112
 \end{aligned}$$

Nilai F_{cry} dari persamaan:

$$F_{cry} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y$$

F_e diperoleh dengan:

$$\begin{aligned}
 F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{R} \right)^2} \\
 &= \frac{\pi^2 \times 200000}{(52,0112)^2} \\
 &= 729,6869
 \end{aligned}$$

Jadi, nilai F_{cry} adalah:

$$F_{cry} = \left(0,658^{\frac{240}{729,6869}} \right) 240$$

$$= 209,1338 \text{ Mpa}$$

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

Diketahui:

G = modulus geser baja = 77200 MPa

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

Nilai F_{crz} adalah

$$F_{crz} = \frac{77200 \times 4680}{1505,4 \times 1347,51}$$

$$= 178,1062 \text{ MPa}$$

Nilai F_{cr} untuk pemeriksaan lentur torsi:

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

$$= \left(\frac{209,1338 + 178,1062}{2 \times 0,8308} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4(209,1338) \times 178,1062 \times 0,8308}{(209,1338 + 178,1062)^2}} \right)$$

$$= 135,6886 \text{ MPa}$$

Tegangan kritis untuk tekuk lentur adalah 214,9719 MPa, sedangkan tegangan kritis untuk tekuk lentur torsi adalah 135,6886 MPa. Dalam hal ini, kemungkinan tekuk yang terjadi adalah yang memiliki tegangan kritis terendah, yaitu tekuk lentur torsi. Berdasarkan hal tersebut, perencanaan kekuatan tekan dirancang sebagai berikut:

$$\phi P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 135,6886 \times 1505,4$$

$$= 183,8391 \text{ kN}$$

Dengan demikian, kuat desain rencana yang adalah sebesar 183,8391 kN, yang melebihi gaya tekan maksimal yang ditanggung oleh batang sebesar 181,3219 kN. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa kuat desain rencana aman.

- Pemeriksaan Batang Tarik

Untuk menentukan kekuatan batang tarik, perlu diketahui pola kegagalan yang mungkin terjadi pada batang tersebut. Berikut adalah beberapa pola kegagalan yang mungkin terjadi pada batang tarik:

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

Pada batang tarik yang memiliki lubang, seperti yang digunakan untuk penempatan baut, luas penampangya mengalami pengurangan dan disebut sebagai luas netto (A_n). Lubang pada batang menyebabkan adanya konsentrasi tegangan akibat beban kerja. Tegangan yang terkonsentrasi di sekitar lubang dapat menyebabkan 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

$$A_e = 1505,4 - (16 \times 6) = 1409,4$$

$$\begin{aligned} A_e &= 0,6 \times 1409,4 \\ &= 845,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka kuat desain rencana adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,75 \times F_u \times \frac{A_e}{1000} \\ &= 0,75 \times 370 \times \frac{845,64}{1000} \\ &= 234,6651 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari dua pola kegagalan yang mungkin terjadi, dipilih nilai ϕP_n terkecil sebagai pola kegagalan yang mungkin terjadi. Pada penampang tersebut, pola kegagalan yang terjadi adalah kegagalan patah, dengan nilai ϕP_n sebesar 234,6651 kN. Nilai ϕP_n ini lebih besar daripada tahanan tarik yang tersedia sebesar 102,908 kN, sehingga dapat disimpulkan bahwa batang tersebut aman dari segi kekuatan tarik.

2.2.3 Perencanaan Sambungan Kuda – kuda

Dalam perancangan sambungan baut diperlukan pemeriksaan terhadap kemungkinan kegagalan pada baut dapat menyebabkan baut putus ketika batang yang terhubung ditarik dengan gaya tertentu. Jarak antar lubang baut juga harus direncanakan dengan baik karena lubang baut terlalu dekat dengan tepi pelat atau pelat terlalu tipis dapat menimbulkan kegagalan berupa sobek pada pelat. Berikut adalah desain sambungan baut pada bangunan rumah susun:

2.2.3.1 Desain Rencana

Profil baja	= 2L 65 × 65 × 6
Jenis baut	= Baut mutu tinggi A325
F_{nv}	= 372 MPa
Diameter baut (d_b)	= 16 mm
Diameter lubang	= Lubang standar 18 mm
Mutu pelat	= BJ37 (sesuai table J3.3M pada Gambar 2.9)

Tebal pelat (t_p) = 10 mm

Beban rencana (ϕP_n) = 135,993 kN

Tabel J3.3M
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 ^[a]	30	27 x 32	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 2,5d$

^[a] Diameter lubang ini memungkinkan penggunaan baut diameter 1 in.

Gambar 2.9 Dimensi lubang nominal sesuai dengan SNI 1729: 2020

2.2.3.2 Rencana Kuat Geser Baut

Perhitungan ketika baut mencapai batas ketahanannya dan mengalami putus diperhitungkan sebagai berikut:

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

Diketahui:

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

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

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

Berdasarkan LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), faktor reduksi yang digunakan sebesar 0,75 maka, desain kuat rencana adalah

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

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

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

$$\begin{aligned}
 &= 201,0619 \text{ mm}^2 \\
 R_n &= \frac{372 \times 2 \times 201,0619}{1000} \\
 &= 149,5901 \text{ kN} \\
 \phi R_n &= 0,75 \times 149,5901 \\
 &= 112,1926 \text{ kN/baut}
 \end{aligned}$$

Jadi, kuat geser baut adalah sebesar 112,1926 kN/baut. Selanjutnya akan dilakukan perhitungan untuk mencari jumlah baut yang cocok untuk beban rencana yang akan ditahan:

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah baut (n)} &= \frac{\phi P_u}{\phi R_n} \\
 &= \frac{234,6651}{112,1926} \\
 &= 2,0916 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah baut}
 \end{aligned}$$

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 untuk seluruh baut adalah 336,5777 kN

2.2.3.3 Rencana Kuat Geser Blok (*Block Shear*)

Kegagalan blok geser adalah salah satu mode kegagalan sambungan baut atau las, yang terjadi ketika bagian dari pelat atau profil baja terlepas sebagai satu blok akibat kombinasi gaya tarik dan geser. Kegagalan geser dianggap sebesar 60% dari kekuatan tarik maksimum, sehingga kekuatan nominal geser dapat dihitung sebagai $0,6 F_u A_{nv}$ dengan diketahui:

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

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

Maka, kuat nominal adalah

$$R_n = (0,6 \times F_u \times A_{nv}) + (U_{bs} \times F_u \times A_{nt})$$

Kuat nominal dibatasi oleh nilai berikut ini

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

Diketahui:

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

Berlaku persamaan:

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

Di mana $U_{bs} = 1$ apabila tegangan tarik seragam dan $U_{bs} = 0,5$ apabila tegangan tarik tidak seragam. Berdasarkan LRFD digunakan faktor reduksi sebesar 0,75.

Geser blok pada batang tarik dan pelat buhul direncanakan sebagai berikut:

1. Jarak antar baut (S)

Sesuai SNI 1729 tahun 2020, jarak antara pusat–pusat baut tidak kurang dari $2\frac{2}{3}$ kali diameter nominal baut atau tidak kurang dari 3 kali diameter baut (3d).

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

$$\geq 3 \times 16$$

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

2. Jarak tepi minimum (L_e)

Karena diameter baut adalah 16 mm dan memiliki diameter lubang standar 18 mm, maka jarak tepi minimum adalah sebesar 22 mm. Direncanakan jarak tepi sebesar 1,5 kali diameter baut.

$$L_e = 1,5 \times D_b$$

$$= 1,5 \times 16$$

$$= 24 \text{ mm}$$

Jadi, jarak tepi yang direncanakan sebesar 24 mm.

3. Luas kotor dan bersih bagian geser

Luas kotor yang mengalami geser adalah:

$$A_{gv} = t \times (S + L_e)$$

$$= (6 \times (48 + 24)) \times 2$$

$$= 864 \text{ mm}^2$$

Luas bersih yang mengalami geser adalah:

$$\begin{aligned}A_{nv} &= (t \times ((S + Le) - (2,5 \times D \text{ lubang}))) \times 2 \\&= (6 \times ((48 + 24) - (2,5 \times 16))) \times 2 \\&= 384 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Maka, luas kotor bagian geser adalah 864 mm^2 dan luas bersih bagian geser adalah 384 mm^2

4. Luas bersih bagian tarik

Luas bersih bagian yang mengalami tarik adalah

$$\begin{aligned}A_{nt} &= (t \times (Le - 0,5 \times D \text{ lubang})) \times 2 \\&= (6 \times (24 - 0,5 \times 16)) \times 2 \\&= 192 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

5. Kuat rencana

$$\begin{aligned}R_n &= 0,6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \leq 0,6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\R_n &= (0,6 \times 370 \times 384 + 370 \times 192) \leq (0,6 \times 240 \times 864 + 370 \times 192) \\&= 156,228 \leq 195,456\end{aligned}$$

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

Berdasarkan LRFD nilai R_n perlu direduksi

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \times R_n \\&= 0,75 \times 156,228 \\&= 117,216 \text{ kN}\end{aligned}$$

Jadi, nilai kuat geser blok adalah sebesar $117,216 \text{ kN}$

2.3 Struktur Tahan Gempa

Struktur tahan gempa merupakan konsep perancangan struktur yang bertujuan agar bangunan mampu dan tetap stabil saat terjadi gempa, sehingga bangunan tidak mengalami kerusakan yang berarti. Indonesia yang berada pada kawasan yang dikelilingi banyak gunung berapi yang rawan terhadap aktivitas seismik yang dapat menyebabkan gempa bumi. Hal inilah yang membuat konsep struktur tahan gempa di Indonesia menjadi sangat penting. Konsep ini mengacu pada SNI 1726 : 2019 tentang “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan

Gedung dan Non-gedung”. Gedung Rusun Yogyakarta akan dirancang menggunakan konsep struktur tahan gempa sesuai dengan SNI 1726 : 2019.

2.3.1 Penentuan Kelas Situs

Klasifikasi situs adalah penentuan jenis tanah atau batuan pada suatu lokasi berdasarkan karakteristik tanah atau batuan tersebut, parameter dalam penentuan kelas situs yaitu nilai penetrasi standar (N), kecepatan rambat gelombang geser (V_s), dan kuat geser nilalir (S_u) berdasarkan Tabel 2.1. Penentuan kelas situs penting dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa untuk mengetahui respons tanah terhadap beban dinamis seperti gempa bumi. Penentuan kelas situs tanah mengacu pada SNI 1726 : 2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non – Gedung yang membagi kelas situs menjadi beberapa kategori yaitu batuan keras (SA), tanah sedang (SD), tanah lunak (SE), dan tanah khusus (SF).

Tabel 2.1 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s$	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$
SA (batuan keras)	>150	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 plastis, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser nilalir $\bar{S}_u < 25$ 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 berplastis 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		

Klasifikasi situs untuk tanah pada lokasi pembangunan Gedung Rusun Yogyakarta didapat sampai kedalaman 40 m, berdasarkan data bor log uji SPT (*Standard Penetration Test*) dilakukan pada interval kedalaman 15 cm dan menghasilkan nilai N (jumlah pukulan yang diperlukan) dalam mengidentifikasi kepadatan tanah dan kekerasan lapisan tanah. Data bor log untuk mengidentifikasi kelas situs dijabarkan pada Tabel 2.2 di bawah ini :

Tabel 2.2 Hasil Uji Standard Penetration Test

No.	Elevasi	d Tebal (m)	Ni	di/Ni	Nrata-rata
1	0-2	2	6	0,33	10,45
2	2 sd 4	2	7	0,29	
3	4 sd 6	2	10	0,20	
4	6 sd 8	2	7	0,29	
5	8 sd 10	2	7	0,29	
6	10 sd 12	2	8	0,25	
7	12 sd 14	2	7	0,29	
8	14 sd 16	2	12	0,17	
9	16 sd 18	2	10	0,20	
10	18 sd 20	2	10	0,20	
11	20 sd 22	2	14	0,14	
12	22 sd 24	2	12	0,17	
13	24 sd 26	2	12	0,17	
14	26 sd 28	2	14	0,14	
15	28 sd 30	2	15	0,13	
16	30 sd 32	2	17	0,12	
17	32 sd 34	2	17	0,12	
18	34 sd 36	2	18	0,11	
19	36 sd 38	2	17	0,12	
20	38 sd 40	2	17	0,12	
Total		50		3,83	

Berdasarkan data yang diperoleh dari pengujian SPT dan mengacu pada SNI 1726 : 2019 tabel 2.1 pada laporan ini, diperoleh hasil sebagai berikut :

$$(\bar{N} = 10,45) < 15$$

maka tanah pada lokasi Gedung Rusun Yogyakarta dapat di klarifikasikan sebagai tanah dengan kelas situs tanah lunak (SE).

2.3.2 Periode Fundamental Gedung (T)

Periode fundamental suatu bangunan merupakan waktu yang dibutuhkan oleh struktur untuk menyelesaikan satu siklus getaran penuh akibat gaya dinamis, seperti gempa. Periode fundamental sangat penting dalam analisis respons struktur terhadap beban gempa karena pada saat terjadi gempa bangunan akan bergoyang alami (periode fundamental) dan tanah juga akan ikut bergoyang. Jika kecepatan goyang tanah sama dengan kecepatan goyang struktur, maka struktur akan bergoyang lebih kuat (resonansi) dan dapat mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Analisis periode fundamental gedung (T) mengacu pada SNI 1726 : 2019. Untuk menghitung periode fundamental struktur (T) dalam arah yang sedang dianalisis, digunakan data mengenai karakteristik struktur dan perilaku deformasi elemen-elemen penopang berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan. Nilai T yang diperoleh harus tetap berada dalam batas tertentu. Dalam analisis struktur digunakan periode maksimum (T_{max}) dan periode pendekatan fundamental (T_a). Perhitungan T_a berdasarkan formula pendekatan SNI 1726: 2019 pasal 7.8.2.1 adalah sebagai berikut:

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

Di mana:

h_n = tinggi bangunan (m)

C_t = Koefisien berdasarkan tipe struktur

Untuk nilai C_t dan x harus berdasarkan SNI 1726 :2019 yang terlampir pada Tabel 2.3 di bawah ini:

Tabel 2.3 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 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	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	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

Untuk Gedung Rusun Yogyakarta :

$$h_n = 22,49 \text{ m}$$

$$C_t = 0,0466$$

Sehingga, periode fundamental (T) berdasarkan nilai pendekatan adalah :

$$T_a = 0,0466 \times 22,49^{0,9}$$

$$T_a = 0,768 \text{ detik}$$

Menurut SNI 1726 : 2019 Pasal 7.8.2 nilai T harus memenuhi batasan :

$$T_a < T_{\text{comp}} < T_{\text{max}}$$

$$T_{\text{max}} = C_u \times T_a$$

Di mana :

C_u : Koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung

T_a : Periode fundamental pendekatan

Tabel 2.4 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Dari Tabel 2.4 di atas, maka T_{max} dapat ditentukan sebagai berikut:

$$T_{\text{max}} = C_u \times T_a$$

$$T_{\text{max}} = 1,4 \times 0,768$$

$$= 1,075 \text{ detik}$$

Dari hasil permodelan ETABS, data di bawah ini akan diperoleh berdasarkan perilaku struktural pada setiap mode:

$$T_{c,x} = 0,946 \text{ s}$$

$$T_{c,y} = 0,920 \text{ s}$$

Karena kedua periode yang dihasilkan oleh ETABS memenuhi $T_a < T_{\text{comp}} < T_{\text{max}}$, maka digunakan nilai $T_{c,x}$ dan $T_{c,y}$.

2.3.3 Kategori Risiko Bangunan

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, pengelompokan bangunan berdasarkan tingkat risiko terhadap keselamatan manusia dan dampak kerusakan yang mungkin terjadi penting untuk dilakukan. SNI 1726:2019 pasal 4.1.2 mengatur tentang kategori risiko dalam perencanaan bangunan tahan gempa. Kategori risiko ini digunakan untuk menentukan standar perancangan struktur yang sesuai agar dapat memberikan perlindungan yang memadai terhadap pengaruh gempa bumi. Bangunan dan struktur diklasifikasikan menjadi beberapa kategori risiko, yang ditentukan berdasarkan fungsi bangunan, jumlah penghuni, serta potensi dampak ekonomi atau sosial jika bangunan tersebut mengalami kerusakan seperti yang dijabarkan pada Tabel 2.5 di bawah ini.

Tabel 2.5 Kategori Risiko Bangunan

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung yang tidak termasuk ke dalam 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:	III

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
- Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi 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.	
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - 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 mengenai Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Struktur lainnya, bangunan rumah susun Gedung Rusun Yogyakarta tergolong ke dalam kategori risiko kelas II karena termasuk dalam kelompok bangunan hunian seperti apartemen dan rumah susun yang tidak memiliki fungsi vital terhadap keselamatan umum saat terjadi gempa. Dengan ditetapkannya kategori risiko bangunan, maka faktor keutamaan gempa ditentukan berdasarkan Tabel 2.6 di bawah ini.

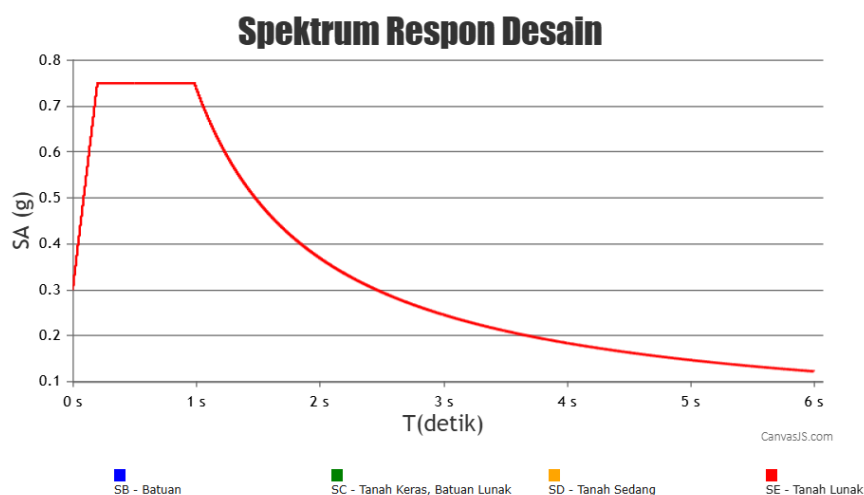
Tabel 2.6 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Berdasarkan tabel di atas karena Gedung Rusun Yogyakarta tergolong dalam kategori risiko II, maka nilai faktor keutamaan gempa (I_e) Gedung Rusun Yogyakarta adalah 1,0.

2.3.4 Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik (KDS) merupakan gambaran dari tingkat risiko atau potensi bahaya gempa bumi dan menjadi acuan dalam menentukan jenis Sistem Rangka Pemikul Momen yang akan digunakan (Sapta & Farlianti, 2017). KDS dikelompokkan menjadi tiga yaitu kategori dengan risiko rendah untuk KDS A dan B, kategori dengan resiko sedang untuk KDS C, dan KDS dengan kategori tinggi untuk KDS D, E, dan F. Spektrum Respon Desain merupakan grafik percepatan respon (S_a) struktur dengan periode alami (T) terhadap beban gempa rencana yaitu MCER (Maximum Considered Earthquake Response). Parameter dalam penentuan spektrum respon meliputi periode pendek (S_s) dan periode satu detik (S_1), faktor amplifikasi percepatan periode pendek (F_a) dan periode 1 detik (F_v), dan parameter respons spektra percepatan periode pendek (S_{ds}) serta periode 1 detik (S_{d1}).



Gambar 2.10 Grafik Respon Spektra Kota Yogyakarta
(Sumber : rsa.ciptakarya.pu.go.id)

Results: Tabel dibawah ini merupakan Parameter untuk membuat Grafik Desain Spektra Indonesia:

Kelas	T0(detik)	Ts(detik)	Sds(g)	Sd1(g)
SE - Tanah Lunak	0.20	0.99	0.75	0.74

Rentang T(s) Value: 6

PGA MCEG 0.4905 (g) bedrock

SS MCEr 1.1070 (g) bedrock

S1 MCEr 0.5070 (g) bedrock

TL 6 Detik

Save

Gambar 2.11 Parameter Grafik Respon Spektral Kota Yogyakarta
(Sumber : rsa.ciptakarya.pu.go.id)

Berdasarkan Gambar 2.10 dan Gambar 2.11 respon spektrum pada RSA Cipta Karya Desain Spektra Indonesia Kota Yogyakarta didapat nilai – nilai parameter sebagai berikut :

- T_0 = 0,20 detik
- T_s = 0,99 detik
- S_{ds} = 0,75 g
- S_{d1} = 0,74 g

Berdasarkan data yang ada, data akan diinterpretasikan sesuai dengan SNI 1726 : 2019 untuk menentukan Kategori Desain Seismik Bangunan Gedung Rusun Yogyakarta.

Tabel 2.7 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 2.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Periode 1 Detik

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

Berdasarkan Tabel 2.7 dan Tabel 2.8 di atas, Kategori Desain Seismik untuk Gedung Rusun Yogyakarta berdasarkan periode pendek (S_{DS}) dengan nilai 0,75 g dan berdasarkan periode 1 detik (S_{d1}) dengan nilai 0,74 g termasuk dalam kategori D.

2.3.5 Koefisien Respon Seismik

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 koefisien respons seismik (C_s) ditentukan berdasarkan

Untuk $T \leq T_s$, nilai C_s :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,75}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,094$$

$T \leq T_L$, nilai C_s harus kurang dari :

$$C_{s, x} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,74}{0,946 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,098$$

$$C_{s, y} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,74}{0,920 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,100$$

$T > T_L$, nilai C_s harus kurang dari :

$$C_{s, x} = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,74 \times 6}{0,946^2 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,619$$

$$C_{s, y} = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,74 \times 6}{0,920^2 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,655$$

Untuk koefisien respon seismik (C_s), maka digunakan nilai C_s minimum, yaitu 0,094.

C_s harus memenuhi syarat :

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

$$C_s = 0,044 \times 0,74 \times 1,00 \geq 0,01$$

$$C_s = 0,033 \geq 0,01$$

Nilai C_s telah memenuhi persyaratan yang telah disyaratkan dalam SNI 1726 : 2019, maka nilai C_s yang akan digunakan adalah 0,094.

Di mana,

S_{ds} : Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode pendek

R : Koefisien modifikasi respons

I_e : Faktor keutamaan gempa

Tabel 2.9 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	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
6	Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
7	Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	$2\frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI

Berdasarkan Tabel 2.9 pada Gedung Rusun Yogyakarta sistem rangka pemikul gaya seismik yang digunakan adalah rangka beton bertulang pemikul momen khusus dengan koefisien modifikasi respons (R) adalah 8, faktor kuat lebih sistem (Ω_0) adalah 3, dan faktor pembesaran defleksi (C_d) adalah $5\frac{1}{2}$. Dan dari perhitungan yang telah dilakukan didapat koefisien respons seismik sebesar 0,094.

2.4 Preliminary Design

2.4.1 Dimensi Balok

Preliminary design balok harus memenuhi persyaratan SNI 2847 : 2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. Desain awal balok ditentukan berdasarkan bentang dan beban yang akan diterima. Hal ini harus diperhatikan agar mendapat dimensi balok yang tepat sesuai standar pada SNI 2847 : 2019. Balok merupakan elemen yang akan meneruskan beban dari pelat ke kolom. Desain balok akan dibagi menjadi balok induk dan balok anak, balok induk akan mentransfer beban dari balok anak ke kolom dan balok anak akan mentransfer beban dari pelat ke balok induk.

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 pasal 9.3.1.1 tinggi balok minimum yang harus dipenuhi diatur pada Tabel 2.10 di bawah ini :

Tabel 2.10 Tinggi minimum balok

Kondisi Peletakan	Minimum h
Peletakan sederhana	$\frac{l}{16}$
Menerus satu saja	$\frac{l}{18,5}$
Menerus dua sisi	$\frac{l}{21}$
Kantilever	$\frac{l}{8}$

SNI 2847 : 2019 pasal 18.6.2 mengatur tentang batasan dimensi balok yang harus dipenuhi, seperti :

- l_n (bentang bersih) minimal $4d$
- $b_w \geq 0,3 h$ atau 250 mm, di mana b_w adalah lebar balok
- Lebar balok (b_w) kurang dari C_2 dan $\frac{3}{4} C_1$

Dengan memperhatikan syarat-syarat yang telah diatur dalam SNI 2847 : 2019, maka dimensi blok dapat ditetapkan.

A. Untuk balok induk dengan panjang bentang 7 m

Panjang bentang balok = 7000 mm

Selimut beton (diasumsikan) = 40 mm

Diameter sengkang = 10 mm

Diameter tulangan utama = 19 mm

Dengan asumsi dimensi kolom yang akan digunakan adalah 500×500 mm

1. Dimensi balok

Balok pada Gedung Rusun Yogyakarta akan menggunakan pelekatan sederhana.

$$\begin{aligned} \text{Tinggi minimum balok } (h_{\min}) &= \frac{L}{16} \\ &= \frac{7000}{16} = 437,5 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lebar minimum balok } (b_{\min}) &= \frac{1}{2} h \text{ atau } \frac{2}{3} h \\ &= \frac{1}{2} h \\ &= \frac{1}{2} 437,5 = 218,75 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dimensi balok yang digunakan untuk bentang 7 m adalah :

- Tinggi balok (h) = 600 mm
- Lebar balok (b) = 300 mm
- 2. Cek syarat batasan dimensi balok induk (B1) 300 × 600 mm

- $l_n \geq 4d$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{19}{2} = 540,5 \text{ mm}$$

$$d = 4 \times 540,5 = 2126 \text{ mm}$$

$$l_n = 7000 - 500 = 6500 \text{ mm}$$

$$\text{Cek } l_n \geq 4d : 6500 \text{ mm} \geq 2126 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

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

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

$$0,3 h = 0,3 \times 600 = 180 \text{ mm}$$

$$\text{Cek } b_w \geq 0,3 h \text{ atau } 250 \text{ mm} : 300 \text{ mm} \geq 180 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

- Lebar balok (b_w) < C_2 dan $b_w < \frac{3}{4} C_1$

$$\frac{3}{4} C_1 = \frac{3}{4} 500 = 375 \text{ mm}$$

$$b_w < C_2 \text{ dan } b_w < \frac{3}{4} C_1 : 300 \text{ mm} < 500 \text{ mm dan } 300 \text{ mm} < 375 \text{ mm}$$

(AMAN)

B. Untuk balok induk dengan panjang bentang 5,75 m

$$\text{Panjang bentang balok} = 5750 \text{ mm}$$

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

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 19 \text{ mm}$$

Dengan asumsi dimensi kolom yang akan digunakan adalah 500 × 500 mm

1. Dimensi balok

Balok pada Gedung Rusun Yogyakarta akan menggunakan pelekatan sederhana.

$$\begin{aligned}\text{Tinggi minimum balok } (h_{\min}) &= \frac{L}{16} \\ &= \frac{5750}{16} = 359,375 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lebar minimum balok } (b_{\min}) &= \frac{1}{2} h \text{ atau } \frac{2}{3} h \\ &= \frac{1}{2} h \\ &= \frac{1}{2} 359,375 = 179,688 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dimensi balok yang digunakan untuk bentang 5,75 m adalah :

- Tinggi balok (h) = 550 mm
- Lebar balok (b) = 300 mm
- 2. Cek syarat batasan dimensi balok induk (B2) 300 × 550 mm
 - $l_n \geq 4d$

$$\begin{aligned}d &= 550 - 40 - 10 - \frac{19}{2} = 490,5 \text{ mm} \\ d &= 4 \times 490,5 = 1962 \text{ mm} \\ l_n &= 5750 - 500 = 5250 \text{ mm} \\ \text{Cek } l_n \geq 4d : 5250 \text{ mm} &\geq 1962 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})\end{aligned}$$
 - $b_w \geq 0,3 h \text{ atau } 250 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}b_w &= 300 \text{ mm} \\ 0,3 h &= 0,3 \times 550 = 165 \text{ mm} \\ \text{Cek } b_w \geq 0,3 h \text{ atau } 250 \text{ mm} : 300 \text{ mm} &\geq 165 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})\end{aligned}$$
 - Lebar balok (b_w) < C_2 dan $b_w < \frac{3}{4} C_1$

$$\frac{3}{4} C_1 = \frac{3}{4} 500 = 375 \text{ mm}$$

$$b_w < C_2 \text{ dan } b_w < \frac{3}{4} C_1 : 300 \text{ mm} < 500 \text{ mm dan } 300 \text{ mm} < 375 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

C. Untuk balok anak dengan panjang bentang 5,75 m

Panjang bentang balok	= 5750	mm
Selimut beton (diasumsikan)	= 40	mm
Diameter sengkang	= 10	mm
Diameter tulangan utama	= 19	mm

Dengan asumsi dimensi kolom yang akan digunakan adalah 500 × 500 mm

1. Dimensi balok

Balok pada Gedung Rusun Yogyakarta akan menggunakan pelekatan sederhana.

$$\begin{aligned} \text{Tinggi minimum balok } (h_{\min}) &= \frac{L}{16} \\ &= \frac{5750}{16} = 359,375 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar minimum balok } (b_{\min}) &= \frac{1}{2} h \text{ atau } \frac{2}{3} h \\ &= \frac{1}{2} h \\ &= \frac{1}{2} 359,375 = 179,688 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

Dimensi balok anak yang digunakan adalah :

- Tinggi balok (h) = 400 mm
- Lebar balok (b) = 250 mm

2. Cek syarat batasan dimensi balok anak (BA1) 250 × 400 mm

- $l_n \geq 4d$

$$d = 400 - 40 - 10 - \frac{19}{2} = 340,5 \quad \text{mm}$$

$$d = 4 \times 340,5 = 1362 \quad \text{mm}$$

$$l_n = 5750 - 500 = 5250 \quad \text{mm}$$

$$\text{Cek } l_n \geq 4d : 5250 \text{ mm} \geq 1362 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

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

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

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

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

- Lebar balok (b_w) < C_2 dan $b_w < \frac{3}{4} C_1$

$$\frac{3}{4} C_1 = \frac{3}{4} 500 = 375 \text{ mm}$$

$$b_w < C_2 \text{ dan } b_w < \frac{3}{4} C_1 : 250 \text{ mm} < 500 \text{ mm dan } 250 \text{ mm} < 375 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

Setelah melakukan *preliminary* balok atau penentuan dimensi awal, dimensi balok akan dicek untuk memastikan bahwa penentuan dimensi yang akan digunakan dapat menahan beban yang bekerja pada balok. Pengecekan ini dilakukan dengan memperhatikan beban dan momen yang bekerja pada balok, serta tahanan momen

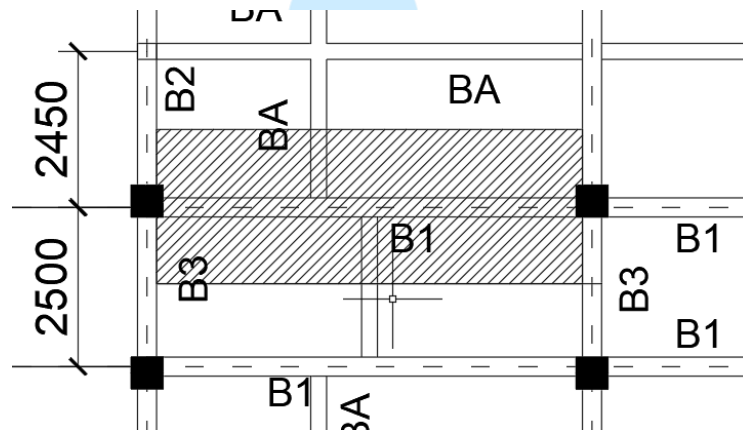
pada kondisi nominal (R_n) yang memiliki nilai 2,5 – 3,0. Contoh pengecekan pada balok B1 dapat dilihat pada Tabel 2.11 di bawah ini.

Tabel 2.11 Cek penampang Balok Terhadap Nilai R_n

Tributary untuk B1		
1,25	1,225	
B1		
Bentang terpanjang	7	m
b	300	mm
h	600	mm
d	540,5	mm
Berat sendiri balok	4,32	kN/m
Beban Pelat	7,5933	kN/m
SIDL	28,6011	kN/m
LL	4,752	kN/m
Qu	56,2205	kN/m
Mu	275,48	kNm
Mn	247,932	kNm
Rn	2,83	

Cek dimensi balok yang dilakukan dengan cara memperhatikan beban – beban yang bekerja pada balok tersebut. Beban yang bekerja pada balok meliputi berat sendiri balok, beban pelat, serta beban dinding. Analisis pembebanan yang bekerja pada balok dijabarkan sebagai berikut dengan *tributary area* balok B1 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.12 di bawah ini.

- Tributary area untuk balok B1 (300 mm × 600 mm)



Gambar 2.12 Tributary Area untuk Balok B1

$$\begin{aligned}
\text{Tributary area} &= \frac{2,5}{2} + \frac{2,45}{2} = 2,475 \text{ m} \\
\text{Tulangan utama} &= \text{D 19 (Asumsi awal)} \\
\text{Tulangan sengkang} &= \text{D 10 (Asumsi awal)} \\
\text{Selimut beton} &= 40 \text{ cm} \\
\text{Tinggi efektif beton (d)} &= 540,5 \text{ m} \\
- \text{ Berat sendiri pelat} &= \text{Tebal Pelat} \times \gamma \text{ beton} \times \text{tributary area} \\
&= 0,13 \times 23,6 \times 2,475 = 7,59 \text{ kN/m} \\
- \text{ Berat sendiri balok} &= b \times h \times \gamma \text{ beton} \\
&= 0,3 \times 0,6 \times 23,6 = 4,32 \text{ kN/m} \\
- \text{ SIDL pelat lantai} &= \text{Pasir 4 cm} \times \gamma \text{ pasir} = 0,6 \text{ kN/m} \\
&= \text{Spesi 2 cm} \times \gamma \text{ spesi} = 0,48 \text{ kN/m} \\
&= \text{Penutup 1 cm} \times \gamma \text{ beton} = 0,236 \text{ kN/m} \\
&= \text{Partisi} = 1 \text{ kN/m} \\
&= \text{Plafond, ME, DLL} = 0,24 \text{ kN/m} \\
\text{Total SIDL pelat lantai} &= 2,556 \text{ kN/m} \\
- \text{ Berat dinding} &= \text{Tinggi dinding} \times \gamma \text{ dinding} \\
&= 3,6 \times 2,5 = 9 \text{ kN/m} \\
- \text{ Beban hidup lantai} &= 1,92 \text{ kN/m}^2 \\
- \text{ Total SIDL} &= (\text{SIDL pelat lantai} + \text{Berat dinding}) \times \text{Tributary} \\
&= (2,556 + 9) \times 2,475 = 28,6 \text{ kN/m} \\
- \text{ Total LL} &= \text{Beban hidup lantai} \times \text{Tributary} \\
&= 1,92 \times 2,475 = 4,75 \text{ kN/m} \\
- \text{ } Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 56,22 \text{ kN/m} \\
- \text{ } M_u &= \frac{1}{10} \times Q_u \times L^2 = 275,48 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Nilai Mu dihitung berdasarkan Pasal 6.5.2 SNI 2847:2019 untuk nilai Mu akibat beban gravitasi.

$$\begin{aligned}
- \text{ } M_n &= \phi M_u = 0,9 \times 275,48 = 247,932 \text{ kNm} \\
- \text{ } R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{M_n}{b d^2} = 2,83
\end{aligned}$$

Agar mendapatkan hasil desain yang paling optimal, hasil akhir dari perhitungan nilai R_n harus berada diantara 2,5 – 3,0. Hal ini dilakukan untuk menghindari

dimensi balok yang terlalu besar jika nilai R_n terlalu kecil, atau rasio tulangan yang terlalu tinggi jika nilai R_n terlalu besar.

2.4.2 Dimensi Kolom

Kolom merupakan bagian struktur yang menerima baban aksial yang menyalurkan beban dari beratnya sendiri, beban hidup, beban mati, serta beban mati tambahan dari pelat dan balok ke struktur di bawahnya hingga ke fondasi. Perencanaan dimensi kolom dihitung dengan metode *tributary area*, di mana semua beban per m^2 dihitung untuk menentukan luas bruto kolom seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.12. Selain itu, dimensi rencana kolom harus memenuhi persyaratan dalam SNI 2847 : 2019 pasal 18.7.2.1.

Luas bruto kolom :

$$A_g \geq \frac{P_u}{0,35 f'_c}$$

Tabel 2.12 Perhitungan *Preliminary design* Kolom dengan Tributary Area

Beban				Bentang (m)	Lebar (m)	Tinggi (m)	Jumlah Lantai	Beban (kN)	Total Beban (kN)
DL	Pelat	23,6	kN/m ³	4,3	2,475	0,13	4	130,605	456,388
	Balok induk X+	23,6	kN/m ³	2,15	0,3	0,6	4	36,533	
	Balok induk X-	23,6	kN/m ³	2,15	0,3	0,6	4	36,533	
	Balok induk Y+	23,6	kN/m ³	1,225	0,3	0,55	4	19,081	
	Balok induk Y-	23,6	kN/m ³	1,25	0,3	0,55	4	19,470	
	Dinding X	5,51	kN/m ³	8,3	0,15	3	4	82,319	
	Dinding Y	5,51	kN/m ³	4,65	0,15	3,05	4	46,887	
	Kolom	23,6	kN/m ³	3,6	0,5	0,5	4	84,960	
SIDL	Pasir 4 cm	0,6	kN/m ²	10,643			4	25,542	110,937
	Spesi 2 cm	0,48	kN/m ²	10,643			4	20,434	
	Penutup lantai	0,236	kN/m ²	10,643			4	10,047	
	Partisi	1	kN/m ³	10,643			4	42,570	
	Waterproofing	0,05	kN/m ³	10,643			4	2,129	
	Plafon, ME, dll	0,24	kN/m ³	10,643			4	10,217	
LL	Ruang pribadi dan Koridor	1,92	kN/m ²	10,643			4	81,734	122,602
	Atap	0,96	kN/m ²	10,643			4	40,867	
P _u (kN)									689,927
P _u (N)									689926,725
P _{n, req} (kN)									1061,426

Asumsi akan digunakan kolom 500×500 mm sebagai K2, dan kolom 400×400 mm sebagai K3, sehingga luas penampang bruto kolom dapat ditentukan dengan perhitungan seperti di bawah ini. Akan tetapi, untuk kolom K1 500×800 mm tidak

dilakukan pengecekan terhadap luas penampang bruto, karena kolom K1 merupakan hasil penyesuaian desain pada saat pemodelan struktur dilakukan.

$$\begin{aligned}\text{Luas bruto kolom} &= A_g \geq \frac{P_u}{0,35 f_c} \\ &= A_g \geq \frac{689926,725}{0,35 \times 29} = 67973,076 \quad \text{mm}^2\end{aligned}$$

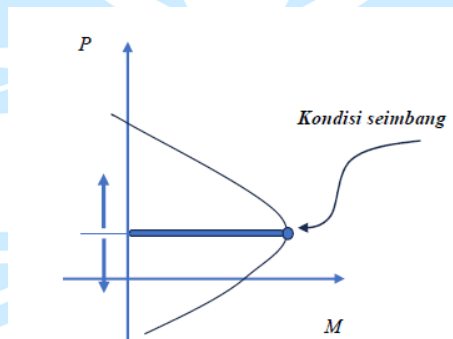
$$A_g (\text{K1}) 500 \times 500 \text{ mm} = 500 \times 500 = 250000 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{Cek } A_g \geq \frac{P_u}{0,35 f_c} : 250000 \text{ mm}^2 \geq 67973,076 \text{ mm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

$$A_g (\text{K2}) 400 \times 500 \text{ mm} = 400 \times 500 = 200000 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{Cek } A_g \geq \frac{P_u}{0,35 f_c} : 200000 \text{ mm}^2 \geq 67973,076 \text{ mm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

Kapasitas momen pada kolom sangat dipengaruhi oleh besarnya gaya aksial yang bekerja. Gaya aksial yang bekerja pada *tributary area* dihitung dengan asumsi terjadi dalam kondisi regangan seimbang seperti pada Gambar 2.13, sehingga perubahan baik penambahan dan pengurangan gaya aksial dapat ditoleransi.



Gambar 2.13 Kapasitas Kolom Kondisi Seimbang

(Sumber : Pedoman Perancangan Gedung di Daerah Gempa Untuk Tugas Akhir Perancangan Infrastruktur)

Pada kondisi berimbang nilai $P_b = P_n$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi}, \text{ di mana } \phi \text{ merupakan faktor reduksi kekuatan yang } \phi = 0,65.$$

$$P_n = \frac{689,927}{0,65} = 1061,426 \text{ kN}$$

$$F'_c = 29 \text{ MPa}$$

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0,0021$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(29 - 28)}{7} = 0,843$$

Nilai β_1 diatur dalam SNI 2847 : 2019 pasal 22.2.2.4.3 ditentukan berdasarkan mutu beton, seperti pada Tabel 2.13 di bawah ini.

Tabel 2.13 Nilai β_1 untuk distribusi tegangan beton persegi ekuivalen

f'_c (MPa)	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0,85	a)
$28 < f'_c < 55$	$0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$	b)
$f'_c \geq 55$	0,65	c)

A. Untuk kolom (K2) $500 \times 500 \text{ mm}$

$$d_{xy} = 500 \times 0,9 = 450 \text{ mm}$$

$$d' = 500 - 450 = 50 \text{ mm}$$

$$C_b = \frac{0,003 d}{0,003 + \varepsilon_y} = \frac{0,003 \times 50}{0,003 + 0,0021} = 223,109 \text{ mm}$$

$$a_b = b_1 \times C = 0,843 \times 264,706 = 223,109 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{C_b - d}{C_b} 0,003 = \frac{264,706 - 50}{264,706} 0,003 = 0,0024 > 0,0021$$

(Kondisi tulangan leleh)

$$\begin{aligned} P_b &= 0,85 f'_c a_b b = 0,85 \times 29 \times 223,109 \times 500 \\ &= 2749821,43 \text{ N} \\ &= 2749,821 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Cek } P_b > P_n : 2749,821 \text{ kN} > 1061,426 \text{ kN} \quad (\text{AMAN})$$

B. Untuk kolom (K3) $400 \times 500 \text{ mm}$

$$d_{xy} = 500 \times 0,9 = 450 \text{ mm}$$

$$d' = 500 - 450 = 50 \text{ mm}$$

$$C_b = \frac{0,003 d}{0,003 + \varepsilon_y} = \frac{0,003 \times 50}{0,003 + 0,0021} = 264,706 \text{ mm}$$

$$a_b = b_l \times C = 0,843 \times 264,706 = 223,109 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{C_b - d}{C_b} 0,003 = \frac{264,706 - 50}{264,706} 0,003 = 0,0024 > 0,0021$$

(Kondisi tulangan leleh)

$$P_b = 0,85 f_c' a_b b = 0,85 \times 29 \times 223,109 \times 500$$

$$= 2199857,143 \text{ N}$$

$$= 2199,857 \text{ kN}$$

$$\text{Cek } P_b > P_n : 2199,857 \text{ kN} > 1061,426 \text{ kN} \quad (\text{AMAN})$$

C. Cek Syarat Dimensi Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.2.1, dimensi kolom harus memenuhi beberapa persyaratan, di antaranya adalah :

- Dimensi penampang terkecil $> 300 \text{ mm}$
- Rasio dimensi penampang kolom $> 0,4$

1. Kolom (K1) $500 \times 500 \text{ mm}$

Cek dimensi penampang terkecil $> 300 \text{ mm}$:

$$500 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

Cek rasio dimensi penampang kolom $\left(\frac{b}{h}\right) > 0,4$:

$$\frac{500}{500} = 1 > 0,4 \quad (\text{AMAN})$$

2. Kolom (K2) $400 \times 500 \text{ mm}$

Cek dimensi penampang terkecil $> 300 \text{ mm}$:

$$400 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

Cek rasio dimensi penampang kolom $\left(\frac{b}{h}\right) > 0,4$:

$$\frac{400}{500} = 0,8 > 0,4 \quad (\text{AMAN})$$

Berdasarkan perhitungan dan pengecekan yang telah dilakukan, maka dimensi kolom yang akan digunakan adalah kolom (K2) $500 \times 500 \text{ mm}$ dan kolom (K3) $400 \times 500 \text{ mm}$. Di mana kolom (K3) akan digunakan pada area *drop-off* untuk menahan kanopi dak beton.

2.4.3 Dimensi Pelat Lantai

$$L_y = 7000 \text{ mm}$$

$$L_x = 5750 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{7000}{5750} = 1,217$$

Bila $\frac{L_y}{L_x} = 1,217 \leq 2$, maka pelat yang ditinjau adalah jenis pelat dua arah, sesuai dengan SNI 2847: 2019 pada pasal 8.3.1.1. Data pelat lantai yang digunakan yaitu :

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

$$h \text{ balok} = 600 \text{ mm}$$

$$b \text{ balok} = 3500 \text{ mm}$$

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

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

A. Balok 1

- Momen Inersia Balok 1 (B1)

1. Dimensi efektif balok 1

$$\text{Asumsi } h_f \text{ (tebal pelat)} = 125 \text{ mm}$$

Diketahui:

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

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$f = h_b = (h - h_f)$$

$$= 600 - 125 = 475 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 2h_b$$

$$= 300 + (2 \times 475) = 1250 \text{ mm}$$

$$\text{Kontrol} = h_b < 4 h_f$$

$$= 475 < (4 \times 125)$$

$$= 475 < 500 \text{ (AMAN)}$$

2. Luasan penampang balok 1

$$\begin{aligned}\text{Luas Bidang 1 (A1)} &= h_b \times b_w \\ &= 475 \times 300 \\ &= 142500 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas Bidang 2 (A2)} &= b_e \times b_f \\ &= 1250 \times 125 \\ &= 156250 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang (A}_t\text{)} &= A_1 + A_2 \\ &= 271250\end{aligned}$$

3. Titik berat penampang balok 1 (y)

Jarak antara titik berat bidang I ke sumbu X (y_{i1})

$$y_{i1} = \frac{1}{2} \times h_b = \frac{1}{2} \times 475 = 237,5 \text{ mm}$$

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

$$y_{i2} = h_b + \left(\frac{1}{2} \times h_f\right) = 475 + \left(\frac{1}{2} \times 125\right) = 537,5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(A_1 \times y_{i1}) + (A_2 \times y_{i2})}{A_t} = \frac{(142500 \times 237,5) + (156250 \times 537,5)}{298750} = 394,4038 \text{ mm}$$

4. Jarak antar titik berat bidang terhadap titik berat penampang

$$y_1 = y - y_{i1} = 156,9038 \text{ mm}$$

$$y_2 = y - y_{i2} = 143,0962 \text{ mm}$$

Momen inersia balok 1 (I_{b1})

$$I_b = \left(\left(\frac{1}{12} \times b_w \times h_b^3 \right) + (A_1 \times y_1) \right) + \left(\left(\frac{1}{12} \times b_e \times b_f^3 \right) + (A_2 \times y_2) \right)$$

$$I_b = 3000575521 \text{ mm}^4$$

- Momen Inersia Pelat 1

$$\text{Panjang balok} = 5750 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang sisi kanan balok} = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar pelat (l}_x\text{)} = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi pelat} = 125 \text{ mm}$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times l_x \times h_f^3$$

$$I_{s1} = \frac{1}{12} \times 3500 \times 125^3$$

$$I_{s1} = 569661458,3 \text{ mm}^4$$

- Modulus Elastisitas Beton Balok 1 dan Pelat 1 (E_{cb1} & E_{cs1})

$$E_{cb1} = E_{cs1}$$

$$E = 4700 \sqrt{f'_c} = 25310,2746 \text{ MPa}$$

- Rasio Kekakuan Balok 1 Terhadap Pelat 1 (a_{f1})

$$a_{f1} = \frac{E_{cb1} \times I_{b1}}{E_{cs1} \times I_{s1}} = \frac{25310,2746 \times 3000575521}{25310,2746 \times 569661458,3} = 5,2673$$

$a_{f1} = 5,2673 > 0,8$ (SNI 2847:2019, pasal 8.3.1.2.1), maka kekakuan balok 1 aman terhadap pelat 1 (a_{f1})

B. Balok 2

- Momen Inersia Balok 2 (B2)

1. Dimensi efektif balok 2

$$\text{Asumsi } h_f (\text{tebal pelat}) = 125 \text{ mm}$$

Diketahui:

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

$$h = 550 \text{ mm}$$

$$f = h_b = (h - h_f)$$

$$= 550 - 125 = 425 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 2h_b$$

$$= 300 + (2 \times 425) = 1150 \text{ mm}$$

$$\text{Kontrol } = h_b < 4 h_f$$

$$= 425 < (4 \times 125)$$

$$= 425 < 500 \text{ (AMAN)}$$

2. Luasan penampang balok 2

$$\begin{aligned}\text{Luas Bidang 1 (A}_1\text{)} &= h_b \times b_w \\ &= 425 \times 300 \\ &= 127500 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas Bidang 2 (A}_2\text{)} &= b_e \times h_f \\ &= 1150 \times 125 \\ &= 143750 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang (A}_t\text{)} &= A_1 + A_2 \\ &= 271250\end{aligned}$$

3. Titik berat penampang balok 2 (y)

Jarak antara titik berat bidang I ke sumbu X (y_{i1})

$$y_{i1} = \frac{1}{2} \times h_b = \frac{1}{2} \times 425 = 212,5 \text{ mm}$$

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

$$y_{i2} = h_b + \left(\frac{1}{2} \times h_f\right) = 425 + \left(\frac{1}{2} \times 125\right) = 487,5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(A_1 \times y_{i1}) + (A_2 \times y_{i2})}{A_t} = \frac{(127500 \times 212,5) + (143750 \times 487,5)}{271250} = 358,2373 \text{ mm}$$

4. Jarak antar titik berat bidang terhadap titik berat penampang

$$y_1 = y - y_{i1} = 145,7373 \text{ mm}$$

$$y_2 = y - y_{i2} = 129,2627 \text{ mm}$$

Momen inersia balok 2 (I_{b2})

$$I_b = \left(\left(\frac{1}{12} \times b_w \times h_b^3 \right) + (A_1 \times y_1) \right) + \left(\left(\frac{1}{12} \times b_e \times h_f^3 \right) + (A_2 \times y_2) \right)$$

$$I_b = 2203486979 \text{ mm}^4$$

- Momen Inersia Pelat 2

$$\text{Panjang balok} = 5750 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang sisi kanan balok} = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar pelat (l}_x\text{)} = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi pelat} = 125 \text{ mm}$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times l_x \times h_f^3$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times 3500 \times 125^3$$

$$I_{s2} = 569661458,3 \text{ mm}^4$$

- Modulus Elastisitas Beton Balok 2 dan Pelat 2 (E_{cb} 2 & E_{cs} 2)

$$E_{cb2} = E_{cs2}$$

$$E = 4700\sqrt{f'_c} = 25310,2746 \text{ MPa}$$

- Rasio Kekakuan Balok 2 Terhadap Pelat 2 (a_{f2})

$$A_{f2} = \frac{E_{cb1} \times I_{b1}}{E_{cb1} \times I_{s1}} = \frac{25310,2746 \times 2203486979}{25310,2746 \times 569661458,3} = 3,8681$$

$A_{f2} = 3,8681 > 0,8$ (SNI 2847:2019, pasal 8.3.1.2.1), maka kekakuan balok 2 aman terhadap pelat 2 (a_{f2})

C. Balok Anak

- Momen Inersia Balok Anak (BA)

1. Dimensi efektif balok anak

Asumsi h_f (tebal pelat) = 125 mm

Diketahui:

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

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

$$f = h_b = (h - h_f)$$

$$= 400 - 125 = 275 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 2h_b$$

$$= 250 + (2 \times 275) = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Kontrol} = b_w + 2h_b < b_w + 8h_f$$

$$= 800 < 250 + (8 \times 125)$$

$$= 800 < 1250 \text{ (AMAN)}$$

2. Luasan penampang balok anak

$$\begin{aligned} \text{Luas Bidang 1 (A}_1\text{)} &= h_b \times b_w \\ &= 275 \times 250 \\ &= 68750 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas Bidang 2 (A}_2\text{)} &= b_e \times h_f \\ &= 800 \times 125 \\ &= 100000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang (A}_t\text{)} &= A_1 + A_2 \\ &= 168750 \end{aligned}$$

3. Titik berat penampang balok anak (y)

Jarak antara titik berat bidang I ke sumbu X (y_{i1})

$$y_{i1} = \frac{1}{2} \times h_b = \frac{1}{2} \times 275 = 137,5 \text{ mm}$$

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

$$y_{i2} = h_b + \left(\frac{1}{2} \times h_f\right) = 275 + \left(\frac{1}{2} \times 125\right) = 337,5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(A_1 \times y_{i1}) + (A_2 \times y_{i2})}{A_t} = \frac{(68750 \times 137,5) + (100000 \times 337,5)}{168750} = 358,2373 \text{ mm}$$

4. Jarak antar titik berat bidang terhadap titik berat penampang

$$y_1 = y - y_{i1} = 118,5185 \text{ mm}$$

$$y_2 = y - y_{i2} = 81,4815 \text{ mm}$$

Momen inersia balok anak (I_b a)

$$I_b = \left(\left(\frac{1}{12} \times b_w \times h_b^3 \right) + (A_1 \times y_1) \right) + \left(\left(\frac{1}{12} \times b_e \times h_f^3 \right) + (A_2 \times y_2) \right)$$

$$I_b = 606679687,5 \text{ mm}^4$$

- Momen Inersia Pelat Anak

$$\text{Panjang balok} = 5750 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang sisi kanan balok} = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar pelat } (I_x) = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi pelat} = 125 \text{ mm}$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times I_x \times h_f^3$$

$$I_s \text{ a} = \frac{1}{12} \times 3500 \times 125^3$$

$$I_s \text{ a} = 569661458,3 \text{ mm}^4$$

- Modulus Elastisitas Beton Balok Anak dan Pelat Anak (E_{cb} a & E_{cs} a)

$$E_{cb} \text{ a} = E_{cs} \text{ a}$$

$$E = 4700 \sqrt{f'c} = 25310,2746 \text{ MPa}$$

- Rasio Kekakuan Balok Anak Terhadap Pelat Anak (af a)

$$A_f \text{ a} = \frac{E_{cb1} \times I_{b1}}{E_{cs1} \times I_{s1}} = \frac{25310,2746 \times 606679687,5}{25310,2746 \times 569661458,3} = 1,0650$$

$A_f \text{ a} = 1,0650 > 0,8$ (SNI 2847:2019, pasal 8.3.1.2.1), maka kekakuan balok anak aman terhadap pelat anak (af a).

Hasil dari *preliminary design* balok dan pelat dapat dilihat pada Tabel 2.14 di bawah ini.

Tabel 2.14 Rekapitulasi *Preliminary design* Balok dan Pelat

Balok		Balok 1	Balok 2	Balok anak
Dimensi efektif (mm)	h_b	475	425	
	$4 \cdot h_f$	500	500	
	$b_w + 2h_b$			800
	$b_w + 8h_f$			1250
Luasan penampang balok (mm^2)		298750	271250	168750
Titik berat penampang balok (mm)		394,4038	358,2373	256,0185
Momen Inersia Balok (mm^4)		3000575521	2203486979	606679687,5
Momen Inersia pelat (mm^4)		569661458,3	569661458,3	569661458,3
Modulus elastisitas balok dan pelat		25310,27459	25310,27459	25310,27459
Rasio kekakuan balok terhadap pelat		5,2673	3,8681	1,0650
Rasio Kekakuan rata-rata (α_{fm})		3.4001		

$$L_n = 6400 \text{ mm}$$

$$L_{n1} = 6400 \text{ mm}$$

$$L_{n2} = 5150 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{L_{n1}}{L_{n2}} = 1,243$$

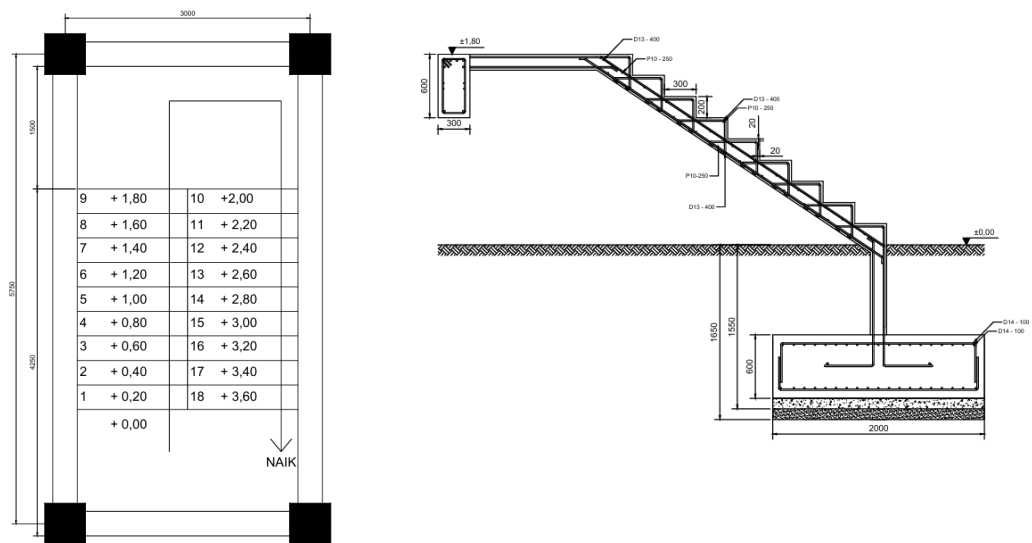
$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

$$= 125,9748 \text{ mm} > 125 \text{ mm}$$

Maka digunakan tebal pelat 130 mm

2.5 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan komponen struktur penghubung antara dua elevasi lantai bangunan yang berbeda yang terdiri dari anak tangga dan bordes. Terdapat dua tangga pada tiap lantai pada bangunan rumah susun dengan tipe U dan berdimensi sama. Denah ruang tangga yang dirancang dalam perancangan bangunan rumah susun dapat dilihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14 Detail Tangga

Data tangga yang digunakan dalam perhitungan adalah sebagai berikut :

Lebar Lantai (L_1)	= 3000 mm
Optrede (O)	= 200 mm
Antrede (A)	= 300 mm
Tebal Plat Tangga (h_{tg})	= 150 mm = 0,15 m
Tinggi Antar lantai (H_{lt})	= 3600 mm
Bj beton bertulang	= 23,6 kN/m ³
Bj spesi	= 21 kN/m ³
Beban hidup	= 4,79 kN/m ²

1. Perhitungan jumlah anak tangga

Jumlah anak tangga (n_{tg})

$$n_{tg} = \frac{h_{lt}}{O}$$

$$n_{tg} = \frac{3600}{200} = 18 \text{ anak tangga}$$

Sudut kemiringan tangga

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{O}{A} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{200}{300} \right) = 69^\circ$$

Lebar Tangga (Ltg)

$$\begin{aligned} &= \left(\frac{1}{2} \times \frac{Hlt}{O} - 1 \right) A \\ &= \left(\frac{1}{2} \times \frac{3600}{200} - 1 \right) 300 \\ &= 2400 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Menentukan bordes

a. minimum selebar tangga = 2400 mm

b. $L_{1/2}$ = 1500 mm

Maka digunakan 1500 mm

3. Pembebanan pada tangga

a. Beban merata pada tangga

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri tangga} &= \frac{H_{tg}}{\cos a} \times \text{berat volume beton} \\ &= \frac{0,15}{\cos 33,69^\circ} \times 23,6 \\ &= 4,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat anak tangga} &= \frac{1}{2} O \times \text{berat volume beton} \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{200}{1000} \times 23,6 = 2,36 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat ubin dan spesi} &= 0,05 \times \text{berat volume ubin} \\ &= 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$- \text{ Beban railing} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} - Q_{tg} &= \text{total beban keseluruhan} \\ &= 8,66 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Beban merata pada balok bordes:

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri tangga} &= H_{tg} \times \text{berat volume beton} \\ &= \frac{150}{1000} \times 23,6 = 3,54 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat ubin dan spesi} &= 0,05 \times \text{berat volume ubin} \\ &= 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$- \text{ Beban railing} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$- Q_{tg} = \text{total berat keseluruhan} \\ = 5,59 \text{ kN/m}^2$$

$$c. \text{ Beban Hidup Tangga} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

4. Perencanaan Penulangan Tangga

Berdasarkan hasil pemodelan pada software ETABS dengan hasil *output* SFD dan BMD diperoleh:

$$M_{DL} = 3,16 \text{ kNm}$$

$$M_{LL} = 2,20 \text{ kNm}$$

$$V_{DL} = 5,67 \text{ kN}$$

$$V_{LL} = 4,43 \text{ kN}$$

Dengan perhitungan momen ultimit sebagai berikut:

$$M_u = 1,4 M_{DL} \\ = 1,4 \times 3,16 \\ = 4,43 \text{ kNm}$$

$$M_u = 1,2 M_{DL} + 1,6 M_{LL} \\ M_u = 1,2 \times 3,16 + 1,6 \times 2,20 \\ = 7,32 \text{ kNm}$$

$$V_u = 1,4 V_{DL} \\ = 1,4 \times 5,67 \\ = 7,94 \text{ kNm}$$

$$V_u = 1,4 V_{DL} + 1,6 V_{LL} \\ = 1,4 \times 5,67 + 1,6 \times 4,43 \\ = 13,89 \text{ kNm}$$

Digunakan kombinasi paling besar:

$$M_{ur} = 7,32 \text{ kNm}$$

$$V_{ur} = 13,89 \text{ kNm}$$

5. Momen ultimit X:

$$\begin{aligned} M_{ux} \text{ RPT tumpuan} &= 0,5 M_{ur} \\ &= 3,66 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ux} \text{ RPT lapangan} &= 0,8 M_{ur} \\ &= 5,86 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6. Rencana penulangan tangga tumpuan

Data penulangan tangga:

$$\text{Tulangan pokok} = D 13$$

$$\text{Tulangan susut} = D 10$$

$$F_y \text{ tulangan pokok} = 420 \text{ Mpa}$$

$$F_y \text{ tulangan susut} = 420 \text{ Mpa}$$

$$F'_c = 29 \text{ Mpa}$$

$$B \text{ (asumsi lebar pelat)} = 1000 \text{ mm}$$

$$H_{tg} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,84$$

$$\phi(\text{Momen, gaya aksial,}) = 0,9$$

atau kombinasi momen

dan gaya aksial)

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

a. Perhitungan Tumpuan

$$\begin{aligned} d_s &= h_{tg} - \text{selimut beton} - (D \text{ tulangan}/2) \\ &= 123,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7 \times \phi \times f'_c \times b \times d^2}} \right) \\ &= 0,000638 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= 0,002 bh \\ &= 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho bd \\ &= 78,8341 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ tulangan utama} &= 0,25 \times \phi \times d^2 \\ &= 132,7323 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \phi d^2 b}{A_s} \\ &= 442,4410 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan tumpuan D13 – 400 mm

Pengecekan gaya geser dan tulangan susut

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 113,0615 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 84,7962 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min} = 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = \frac{\pi}{4} \times d^2$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ Tulangan susut} \times B}{A_s \text{ min}} \\ &= 261,7994 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\phi V_c > V_{UR}$$

$$84,7962 \text{ kN} > 13,8925 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$

Maka digunakan tulangan P 10- 250

b. Tulangan Lapangan

$$\begin{aligned} d_s &= h_{tg} - \text{selimut beton} - (D \text{ tulangan}/2) \\ &= 123,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right)$$

$$= 0,001025$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \text{ bh}$$

$$= 300 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tulangan utama} = 0,25 \pi d^2$$

$$= 132,7323 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \phi d^2 b}{A_s}$$

$$= 442,4410 \text{ mm} \approx 400$$

Maka digunakan tulangan lapangan D13- 400

Pengecekan gaya geser dan tulangan susut

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 113,0615 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 84,7962 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_{UR}$$

$$84,7962 \text{ kN} > 13,8925 \text{ kN} \quad (\text{Aman})$$

$$A_{s \text{ min}} = 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = \frac{\pi}{4} \times d^2$$

$$S = \frac{A_s \text{ Tulangan susut} \times B}{A_{s \text{ m}}}$$

$$= 261,7994 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan D 10- 250

2.6 Perencanaan Pelat Lantai

2.6.1 Desain Pelat Satu Arah

Pelat 1 arah merupakan pelat yang apabila menumpu di kedua sisinya, pelat akan mengalami lendutan dalam arah tegak lurus sisi tumpuan. Beban akan didistribusikan oleh pelat dalam satu arah, yaitu menuju arah tumpuan. Jika pelat bertumpu di keempat sisi dan rasio $L_y/L_x \geq 2$, hampir 95% beban akan dilimpahkan dalam arah bentang pendek, dan pelat akan menjadi sistem pelat 1 arah. Ketika merancang pelat 1 arah terdapat beberapa batasan sesuai dengan SNI 2847 : 2019.

1. Batas ketebalan minimum pelat

Tabel 2.15 berikut merupakan batasan ketebalan pelat untuk pelat padat non-prategang untuk beton normal yang tidak didukung atau melekat pada partisi atau konstruksi lain yang dapat rusak akibat lendutan besar yang dikategorikan berdasarkan kondisi tumpuannya.

Tabel 2.15 Ketebalan minimum pelat solid satu arah non-prategang

Kondisi tumpuan	$h^{[1]}$ Minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

(Sumber : SNI 2847 : 2019, Tabel 7.3.1.1)

2. Batas minimum penulangan lentur

Tabel 2.16 menyatakan ketentuan yang harus dipenuhi yang dikategorikan berdasarkan jenis tulangan, luas minimum tulangan lentur untuk pelat satu arah non prategang.

Tabel 2.16 A_s min untuk pelat satu arah nonprategang

Tipe tulangan	f_y, MPa	$A_{s, \text{min}}$	
Batang ulir	< 420	$0,0020 A_g$	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			$0,0014 A_g$

(Sumber : SNI 2847 : 2019, Tabel 7.6.1.1)

3. Tulangan geser minimum

Menurut SNI 2847 : 2019, Pasal 7.6.3.1, A_v min harus disediakan pada semua penampang jika $V_u > \phi V_c$. Untuk pelat pracetak berongga tanpa beton penutup $h > 315 \text{ mm}$, h harus lebih dari 315 mm, A_v min juga harus diberikan pada semua penampang jika $V_u > 0,5 \phi V_{cw}$.

4. Tulangan susut minimum dan suhu

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 , Tabel 24.4.3.2, tulangan susut minimum dan suhu pada pelat satu arah, harus dipasang tegak lurus terhadap tulangan lentur seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.17 pada laporan ini.

Tabel 2.17 Rasio luas tulangan ulir susut dan suhu minimum terhadap luas penampang beton bruto

Tipe tulangan	f_y, MPa	A_s, min	
Batang ulir	< 420	$0,0020 A_g$	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			$0,0014 A_g$

(Sumber : SNI 2847 : 2019, Tabel 24.4.3.2)

5. Momen pendekatan untuk analisis balok menerus dan pelat satu arah non-prategang

Apabila pelat bertumpu pada lebih dari dua tumpuan, akan terjadi momen positif dan negatif pada pelat yang dapat dihitung dengan metode analisis struktur, atau dengan menggunakan koefisien momen yang terdapat pada Tabel 2.18 di bawah ini.

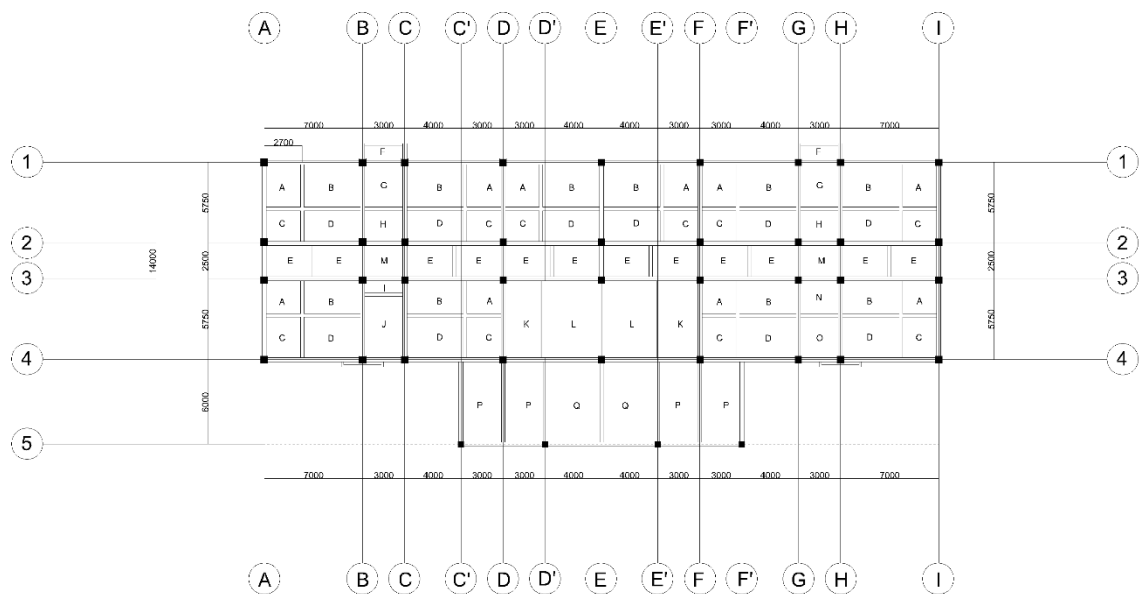
Tabel 2.18 Momen pendekatan untuk analisis balok menerus dan pelat satu arah non-prategang

Momen	Lokasi	Kondisi	Mu
Positif	Rentang ujung	Ujung tak menerus dan monolit dengan perletakan	$W_u \ell_n^2 / 14$
		Ujung tak menerus dan tidak terkekang	$W_u \ell_n^2 / 11$
	Bentang tengah	Semua	$W_u \ell_n^2 / 16$
Negatif ^[1]	Muka interior dari pendukung eksterior	Balok menyatu secara monolit dengan balok spandrel pendukung	$W_u \ell_n^2 / 24$
		Balok monolit dengan kolom pendukung	$W_u \ell_n^2 / 16$
	Muka eksterior dari pendukung interior pertama	Dua bentang	$W_u \ell_n^2 / 9$
		Lebih dari dua bentang	$W_u \ell_n^2 / 10$
	Muka dari	Semua	$W_u \ell_n^2 / 11$

Momen	Lokasi	Kondisi	Mu
	pendukung lainnya		
	Muka semua memenuhi (a) dan (b)	(a) Pelat dengan bentang tidak lebih dari 3m (b) Balok dengan rasio jumlah kekakuan kolom terhadap kekakuan balok melebihi 8 pada setiap ujung bentangnya	$W_u \ell_n^2 / 12$

^[1] Untuk menghitung momen negatif, ℓ_n harus diambil rata-rata panjang bentang bersih bersebelahan.

(Sumber : SNI 2847 : 2019, Tabel 6.5.2)



Gambar 2.15 Denah Rencana Pelat Untuk Pelat 1 Arah

- Berdasarkan Gambar 2.15 yang menunjukkan denah rencana pelat satu arah, yang menjadi dasar dalam menentukan parameter geometrik pelat. Adapun data pelat P (pelat satu arah) yang digunakan dalam analisis adalah sebagai berikut :

$$L_y = 5700 \text{ mm}$$

$$L_x = 2700 \text{ mm}$$

$$\text{Rasio} = 2,111$$

$$\text{Bagian pelat} = \text{interior}$$

Tebal pelat = 130 mm

b (asumsi lebar pelat) = 1000 mm

per meter lebar pelat)

Selimut beton (S_b) = 20 mm

Diameter tulangan (D_b) = 10 mm

Ketebalan pasir = 40 mm

Ketebalan spesi = 40 mm

Ketebalan penutup lantai = 10 mm

Beban hidup = 1,92 kN/m²

Berat jenis beton = 23,6 kN/m³

Berat jenis spesi = 24 kN/m²

Berat jenis pasir = 15 kN/m³

2. Menentukan tebal pelat minimum

Digunakan $L_x/28$ sesuai pada Tabel 2.9 mengacu pada 2847 : 2019, Tabel 7.3.1.1.

Dengan asumsi tebal pelat (h_{tg}) adalah sebesar 130 mm di cek keamanannya

= 96,4286 < 130 mm , maka tebal plat tersebut aman.

3. Tinggi efektif

$D_s = H_{tg} - \text{selimut beton} - (D \text{ tulangan}/2)$

= 105 mm

4. Menghitung kuat geser beton

Sesuai dengan SNI 2847 : 2019 , Pasal 22.5.5.1 , untuk komponen prategang tanpa gaya aksial, V_c dihitung dengan persamaan:

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 96,1252 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 V_c$$

$$\phi V_c = 72,0939 \text{ kN}$$

5. Menghitung beban pelat

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= \left(\text{tebal pelat} \frac{1}{1000} \right) \times \text{berat jenis beton bertulang} \\ &= 3,068 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pasir} &= (\text{ketebalan pasir}) \times \text{berat jenis pasir} \\ &= 0,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat spesi} &= (\text{tebal spesi}) \times \text{berat jenis spesi} \\ &= 0,48 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat penutup lantai 1 cm} &= (\text{ketebalan penutup lantai}) \times \text{berat jenis beton} \\ &= 0,236 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Berat partisi} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat plafond} = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati (qDL)} &= \text{berat pelat} + \text{berat pasir} + \text{berat spesi} + \\ &\quad \text{berat plafond} \\ &= 5,624 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Beban hidup (qLL)} = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Beban ultimit (qU)} &= (1,2 \times qDL) + (1,6 \times qLL) \\ &= 9,8208 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

6. Momen pelat

$$C_m (\text{coefficient moment}) = \frac{1}{16}$$

$$M_u = C_m \times qU \times L^2$$

$$= 4,4746 \text{ kNm}$$

$$V_u = 1,15 \times qU \times \frac{L}{2}$$

$$= 15,2468 \text{ kN}$$

$$\text{Cek } V_u < \phi V_c$$

$$15,247 \text{ kN} < 72,0939 \text{ kN (Aman)}$$

$$k = \frac{M_u \times 10^6}{\phi \times b \times d_s^2}$$

$$= 0,4510$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85f'_c}} \right)$$

$$= 0,0011$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times 1000 \times d_s$$

$$= 113,7893 \text{ mm}^2$$

$$A_g = b \times h$$

$$= 130000 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847: 2019 Tabel 7.6.1.1, untuk $F_y \geq 420$, maka rumus $A_{s, \text{ min}}$ merupakan nilai terbesar dari dua persamaan di bawah ini.

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \times A_g$$

$$= 234 \text{ mm}^2$$

Atau

$$0,0014 A_g = 182 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s < A_{s \text{ min}}$ maka digunakan yang terbesar adalah 234 mm^2

7. Perhitungan jarak tulangan lentur yang terpasang

Sesuai dengan SNI 2847 : 2019, Pasal 7.7.2.3

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s}$$

$$= 335,6402 \text{ mm}^2 \approx 300 \text{ mm}^2$$

Spasi tulangan lentur pelat harus memenuhi syarat pada pasal 25.2.1 SNI 2847:2019 untuk spasi minimum dan pasal 24.3.2 SNI 2847:2019 untuk spasi maksimum.

Cek spasi minimum tulangan lentur :

- 25 mm
- $d_b = 19 \text{ mm}$

Cek spasi $S_1 > S_{\min} \dots 300 > 25 \text{ mm}$ dan $26,25 > 19 \text{ mm}$. (AMAN)

Cek spasi maksimum, spasi tulangan longitudinal tidak boleh lebih dari :

- $F_s = \frac{2}{3} \times F_y = \frac{2}{3} \times 420 = 280 \text{ Mpa}$
- $380 \left(\frac{280}{F_s} \right) - 2,5 C_c = 380 \left(\frac{280}{280} \right) - 2,5 \times 40 = 280 \text{ mm}$
- $300 \left(\frac{280}{F_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{280} \right) = 300 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan D10-300

Menurut SNI 2847:2019, Pasal 7.7.2.3, spasi maksimum s untuk tulangan ulir harus kurang dari 3h dan 450 mm

$$3h = 390 \text{ mm (Aman)}$$

8. Perhitungan tulangan susut

$$F_y = 280 \text{ MPa}$$

$$A_{s \min} = 0,003 \times A_g = 260 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} = 302,0762 \text{ mm}^2 \approx 300 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847 : 2019 , Pasal 24.4.3.3 , spasi tulangan susut dan suhu tak boleh melebihi nilai terkecil antara 5h dan 450 mm

- 5h = 650 mm (AMAN)
- 450 mm (AMAN)

Maka digunakan tulangan P 10 – 300

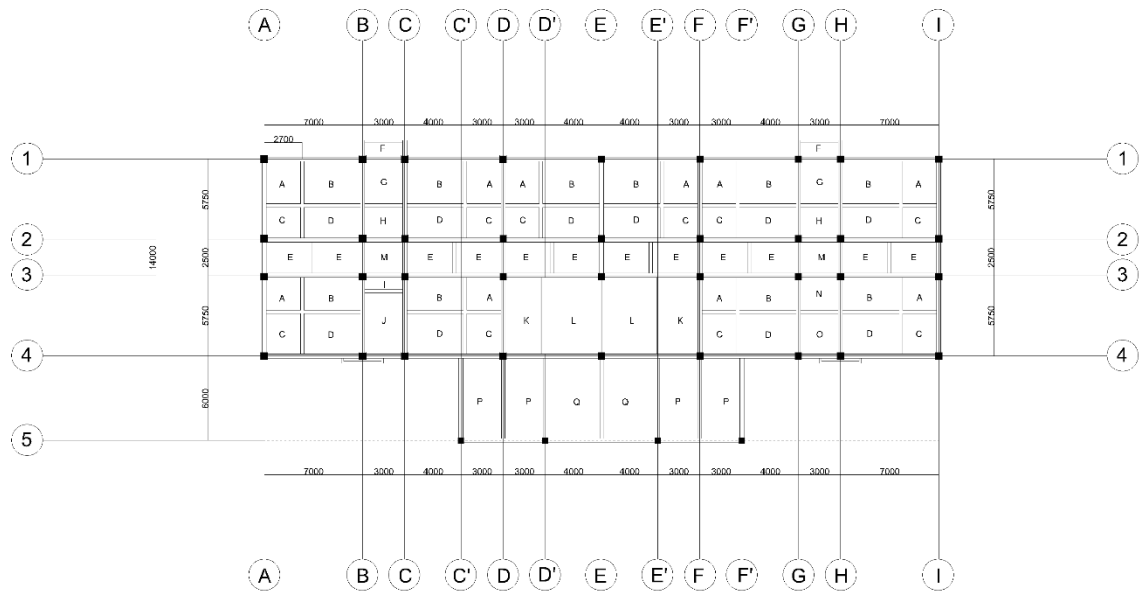
Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, hasil perhitungan pelat satu arah untuk pelat P dapat dilihat pada Tabel 2.19 di bawah ini:

Tabel 2.19 Rekapitulasi pelat satu arah Pelat P

REKAP PELAT P					
Keterangan	A (Tumpuan)	B (Lapangan)	C (Tumpuan)	D (Susut)	Satuan
Koefisien	0,0625	0,0714	0,0625		
Mu	4,4746	5,1138	4,4746		kNm
k	0,4510	0,5154	0,4510		
rasio	0,0011	0,0012	0,0011		
A_s	113,7893	130,2202	113,7893		mm ²
$A_g = b.h$	130000	13000	130000	13000	mm ²
$A_{s \text{ min}}$	234	234	234	234	mm ²
$A_s \text{ pasang}$	234	234	234	234	mm ²
Spasi (S)	335,6402	335,6402	335,6402	335,6402	mm ²
3h	390	390	390	390	mm ²
Kontrol spasi sesuai SNI	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN	mm ²
Maka, digunakan tulangan	D10- 300	D10- 300	D10- 300	P10- 300	

2.6.2 Desain Pelat Dua Arah

Pelat dua arah merupakan jenis elemen struktur beton yang didukung di keempat sisinya dengan rasio antara panjang bentang dengan lebar bentangnya kurang dari 2.



Gambar 2.16 Denah Rencana Pelat Untuk Pelat 2 Arah

4. Data pelat A (pelat dua arah), berdasarkan Gambar 2.16 yang menunjukkan denah rencana pelat dua arah :

$$L_1 = 2400 \text{ mm}$$

$$L_2 = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Rasio} = 1,25$$

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

$$h \text{ balok} = 600 \text{ mm}$$

$$D \text{ tulanga} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Bagian pelat} = \text{interior}$$

$$\text{Tebal pelat} = 130 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm (asumsi lebar pelat per meter lebar pelat)}$$

$$\text{Selimut beton (S}_b\text{)} = 20 \text{ mm}$$

Diameter tulangan (D_b) = 10 mm

Ketebalan pasir = 40 mm

Ketebalan spesi = 20 mm

Ketebalan penutup lantai = 10 mm

Beban hidup = 1,92 kN/m²

Berat jenis beton = 23,6 kN/m³

Berat jenis spesi = 24 kN/m²

Berat jenis pasir = 15 kN/m³

5. Beban terfaktor

Berat pelat = $\left(\frac{\text{tebal pelat}}{1000}\right) \times \text{berat jenis beton bertulang}$
= 3,068 kN/m²

Berat pasir = (ketebalan pasir) $\times$ berat jenis pasir
= 0,6 kN/m²

Berat spesi = (tebal spesi) $\times$ berat jenis spesi
= 0,48 kN/m²

Berat penutup lantai 1 cm = 0,236 kN/m²

Berat partisi = 1 kN/m²

Berat plafond = 0,24 kN/m²

Beban mati (q_{DL}) = berat pelat + berat pasir + berat spesi + berat plafond
= 5,624 kN/m²

Beban hidup (q_{LL}) = 1,92 kN/m²

Beban ultimit (q_U) = $(1,2 \times q_{DL}) + (1,6 \times q_{LL})$
= 9,8208 kN/m²

6. Rasio kekakuan torsi penampang balok tepi terhadap kekakuan lentur pelat

$$E_{cb} = E_{cs} = 4700 \times \sqrt{f'_c}$$

$$= 25310,2746 \text{ MPa}$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times \left(\frac{L_2}{2}\right) \times (\text{tebal pelat}^3)$$

$$= 274625000 \text{ MPa}$$

$$X_1 = 600 \text{ mm}$$

$$Y_1 = X_1 - \text{tebal pelat}$$

$$= 470 \text{ mm}$$

$$X_2 = X_1 + (h \text{ balok} - \text{tebal pelat})$$

$$= 1070 \text{ mm}$$

$$Y_2 = 130 \text{ mm}$$

Rumus yang digunakan untuk menghitung β_t dan C:

$$\beta_t = \frac{E_{cb} b C}{2 E_{cs} I_s}$$

$$C = \sum \left(1 - 0,63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3}$$

$$C_1 = 6624000000 \text{ m}^4$$

$$C_2 = 22218200000 \text{ m}^4$$

7. Momen statik total terfaktor

Penampang dalam arah panjang:

$$MOL = \frac{q u l_2 l_{n1}^2}{8} = \frac{9,8202 \times 2,4 \times (3-0,3)^2}{8} = 21,4781 \text{ kNm}$$

Penampang dalam arah pendek:

$$MOS = \frac{q u l_2 l_{n1}^2}{8} = \frac{9,8208 \times 3 \times (2,4-0,3)^2}{8} = 16,2411 \text{ kNm}$$

Berdasarkan Tabel 2.20 dan Gambar 2.16 di atas, maka digunakan momen terfaktor pada bentang interior, M_o harus didistribusikan sebagai berikut: 0,65 M_o ke momen negatif dan 0,35 M_o ke momen positif, sesuai dengan SNI 2847:2019, Pasal 8.10.4.1. Selanjutnya digunakan bagian momen negatif interior M_u di lajur kolom sesuai SNI 2847: 2019 Tabel 8.10.5.1 yang terlampir pada Tabel 2.21 di bawah ini.

Tabel 2.21 Bagian momen negatif interior M_u di lajur kolom

$a_f l_2 / l_1$	l_2 / l_1		
	0,5	1,0	2,0
0	0,75	0,75	0,75
$\geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Digunakan bagian momen positif interior M_u di lajur kolom sesuai SNI 2847: 2019 Tabel 8.10.5.5 yang terlampir pada Tabel 2.22 di bawah ini.

Tabel 2.22 Bagian momen positif M_u di lajur kolom

$a_f l_2 / l_1$	l_2 / l_1		
	0,5	1,0	2,0
0	0,60	0,60	0,60
$\geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

$$\begin{aligned} x_o &= 1 \\ y_o &= 0,75 \\ x_1 &= 2 \\ y_1 &= 0,45 \\ x &= 1,25 \\ y &= 0,675 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan momen statik untuk arah panjang dan pendek dapat dilihat pada Tabel 2.23 di bawah ini.

Tabel 2.23 Hasil Momen Statik

PELAT A	Arah Panjang		Arah Pendek		Satuan
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	
Koefisien lajur kolom	0,4388	0,2363	0,4388	0,2362	kNm
Koefisien lajur tengah	0,2113	0,1138	0,2113	0,1138	kNm
Momen total	9,4235	5,0742	7,1258	3,8370	kNm

PELAT A	Arah Panjang		Arah Pendek		Satuan
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	
Momen balok	8,0100	4,3131	6,0569	3,2614	kNm
Momen pelat	1,4135	0,7611	1,0689	0,5755	kNm
Momen lajur tengah	4,5372	2,4431	3,4309	1,8474	kNm

8. Perhitungan tulangan pelat

D_s = tebal selimut – selimut beton

M_u = 1,4135 kNm

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - 1 \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c}} \right)$$

$$= 0,00034$$

$$A_g = b \times h$$

$$= 130000 \text{ mm}^2$$

Tabel 2.24 A_s min untuk pelat dua arah non-prategang

Tipe tulangan	f_y , MPa	$A_{s,min}$	
Batang ulir	< 420	0,0020 A_g	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			0,0014 A_g

SNI 2847: 2019 Tabel 8.6.1.1 dan pada Tabel 2.24 pada laporan ini, untuk $F_y < 420$, maka rumus A_{smin} : 0,0020 A_g . Untuk $F_y \geq 420$, maka rumus A_{smin} digunakan yang terbesar dari rumus:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,0014 \times 420}{f_y} A_g$$

$$= 234 \text{ mm}^2$$

Atau

$$0,0014 A_g = 182 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s < A_{smin}$ maka digunakan yang terbesar yaitu 234 mm^2

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = 335,6402 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}^2$$

$$3h = 390 \text{ mm}$$

Karena $S < 3h$, digunakan tulangan D10-300

9. Perhitungan tulangan susut

$$F_y = 280 \text{ MPa}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times A_g$$

$$= 260 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = 302,0762 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan P10-300

2.7 Pembebanan Gedung

Pada perancangan gedung salah satu hal yang penting untuk dipahami adalah konsep pembebanan gedung. Hal ini dikarenakan beban – beban yang bekerja pada struktur bangunan akan menjadi acuan dalam analisis dan desain elemen struktur agar gedung yang dibangun dapat berdiri dengan aman. Menurut Putri et al. (2023), pada pemodelan, analisis, serta perancangan struktur memahami bagaimana struktur akan bereaksi terhadap beban yang bekerja padanya merupakan suatu hal yang penting. Pada tahap proses perancangan struktur, gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap beban hidup, beban mati, dan beban dinamis seperti beban gempa. Beban dinamis akan bekerja secara tiba – tiba dengan intensitas yang cepat berubah dan tidak stabil.

Berikut data – data yang digunakan dalam perancangan Gedung Rusun Yogyakarta sebagai gambaran mengenai kondisi bangunan dan beban yang bekerja pada bangunan tersebut.

A. Data Struktur

Tebal pelat lantai	= 130	mm
Balok induk 1 (B ₁)	= 300 × 600	mm
Balok induk 2 (B ₂)	= 300 × 550	mm
Balok Anak (BA ₁)	= 250 × 400	mm
Balok Kantilever	= 250 × 500	mm
Balok Tepi	= 150 × 500	mm
Kolom (K ₁)	= 500 × 800	mm
Kolom (K ₂)	= 500 × 500	mm
Kolom (K ₃)	= 400 × 500	mm
Jumlah lantai	= 4	
γ Beton	= 23,6	kN/m ³
γ Pasir	= 15	kN/m ³
γ Spesi	= 24	kN/m ³
Pasangan dinding	= 2,5	kN/m ²

B. Berat Seismik Efektif

(1) Berat Satuan Lantai Atap

Berat sendiri pelat	= 0,13 × 23,6	= 3,068	kN/m ²
<i>Waterproofing</i>	= 0,05	= 0,05	kN/m ²
<i>(Liquid applied)</i>			
Plafon, ME, DLL	= 0,24	= 0,24	kN/m ²
Total <i>Dead Load</i> (DL) per luasan		= 3,358	kN/m ²
DL untuk input ETABS		= 0,29	kN/ m ²

(2) Berat Satuan Pelat Lantai

Berat sendiri pelat	= 0,13 × 23,6	= 3,068	kN/m ²
Pasir 4 cm	= 0,04 × 15	= 0,6	kN/m ²
Spesi 2 cm	= 0,02 × 24	= 0,48	kN/m ²
Penutup lantai 1 cm	= 0,01 × 23,6	= 0,236	kN/m ²
Partisi	= 1	= 1	kN/m ²
Plafon, ME, DLL	= 0,19 + 0,05	= 0,24	kN/m ²
Total <i>Dead Load</i> (DL) per luasan		= 5,624	kN/m ²

$$\text{DL untuk input ETABS} = 2,556 \quad \text{kN/m}^2$$

(3) Berat Satuan Balok dan Kolom

Balok Induk 1 (B₁)

$$300 \times 600 = 0,3 \times (0,6 - 0,13) \times 23,6 = 3,3276 \text{ kN/m}$$

Balok Induk 2 (B₂) dan Balok Induk 3 (B₃)

$$300 \times 550 = 0,3 \times (0,55 - 0,13) \times 23,6 = 2,9736 \text{ kN/m}$$

Balok Anak (BA₁)

$$250 \times 400 = 0,25 \times (0,40 - 0,13) \times 23,6 = 1,593 \text{ kN/m}$$

Balok Kantilever (BK)

$$300 \times 500 = 0,3 \times (0,50 - 0,13) \times 23,6 = 2,6196 \text{ kN/m}$$

Balok Tepi (BT)

$$150 \times 500 = 0,15 \times (0,50 - 0,13) \times 23,6 = 1,3098 \text{ kN/m}$$

Kolom 1

$$500 \times 800 = 0,5 \times 0,8 \times 23,6 = 9,44 \text{ kN/m}$$

Kolom 2

$$500 \times 500 = 0,5 \times 0,5 \times 23,6 = 5,9 \text{ kN/m}$$

Kolom 3

$$400 \times 500 = 0,4 \times 0,4 \times 23,6 = 4,72 \text{ kN/m}$$

(4) Beban Hidup

Beban hidup yang bekerja pada bangunan diasumsikan sesuai dengan SNI 1726 : 2020 tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

$$\text{Beban hidup lantai} = 1,92 \quad \text{kN/m}^2$$

(untuk ruang pribadi dan koridor)

$$\text{Beban hidup atap} = 0,96 \quad \text{kN/m}^2$$

(5) Pembebanan untuk Setiap Lantai

Lantai 1

$$\begin{aligned} \text{Pelat Lantai} &= ((48 \times 14) + (20 \times 6) + (2 \times (1,5 \times 3))) \times 5,624 \\ &= 4504,824 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$B_1 (300 \times 600) = (4 \times 48) \times 3,327 = 638,899 \text{ kN}$$

$$B_2 (300 \times 550) = ((9 \times 2 \times 5,75) + (4 \times 6) + (3 \times 7)) \times 2,9736$$

$$\begin{aligned}
&= 441,58 \text{ kN} \\
B_3 (300 \times 550) &= ((9 \times 2,5) + (2 \times 3)) \times 2,9736 \\
&= 84,75 \text{ kN} \\
BA_1 (250 \times 400) &= ((12 \times 5,75) + (10 \times 7) + (6 \times 2,5) + \\
&\quad (2 \times 3) + (3 \times 6)) \times 1,593 = 283,554 \text{ kN} \\
BK (300 \times 500) &= (4 \times 1,5) \times 2,6196 = 15,7176 \text{ kN} \\
BT (150 \times 500) &= (2 \times 3) \times 1,3098 = 7,8588 \text{ kN} \\
K_1 (500 \times 800) &= \left(4 \times \frac{3,6}{2}\right) \times 9,44 = 67,968 \text{ kN} \\
K_2 (500 \times 500) &= \left(32 \times \frac{3,6}{2}\right) \times 5,9 = 339,84 \text{ kN} \\
K_3 (400 \times 500) &= \left(4 \times \frac{3,6}{2}\right) \times 4,72 = 33,948 \text{ kN} \\
Dinding &= (402,5 \times 3,6 \times 2,5) = 3622,5 \text{ kN} \\
\text{Total } W_1 &= 10041,473 \text{ kN} \\
\text{Lantai 2} & \\
\text{Pelat Lantai} &= ((48 \times 14) + (1,5 \times 3)) \times 5,624 \\
&= 3804,636 \text{ kN} \\
B_1 (300 \times 600) &= (4 \times 48) \times 3,327 = 638,899 \text{ kN} \\
B_2 (300 \times 550) &= ((9 \times 2 \times 5,75) + (4 \times 6) + (3 \times 7)) \times 2,9736 \\
&= 441,58 \text{ kN} \\
B_3 (300 \times 550) &= ((9 \times 2,5) + (2 \times 3)) \times 2,9736 \\
&= 84,75 \text{ kN} \\
BA_1 (250 \times 400) &= ((12 \times 5,75) + (12 \times 7) + (6 \times 2,5) + \\
&\quad (2 \times 3) + (3 \times 6)) \times 1,593 = 305,856 \text{ kN} \\
BK (300 \times 500) &= (2 \times 1,5) \times 2,6196 = 7,8588 \text{ kN} \\
BT (150 \times 500) &= (1 \times 3) \times 1,3098 = 3,9294 \text{ kN} \\
K_1 (500 \times 800) &= \left(4 \times \left(\frac{3,6}{2} + \frac{3,6}{2}\right)\right) \times 9,44 = 135,936 \text{ kN} \\
K_2 (500 \times 500) &= \left(32 \times \left(\frac{3,6}{2} + \frac{3,6}{2}\right)\right) \times 5,9 = 350,46 \text{ kN} \\
K_3 (400 \times 500) &= \left(4 \times \frac{3,6}{2}\right) \times 4,72 = 33,948 \text{ kN} \\
\text{Dak Beton} &= (20 \times 6 \times 3,358) = 402,96 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Dinding} &= (402,5 \times 3,6 \times 2,5) = 3622,5 \text{ kN} \\ \text{Total } W_2 &= 9833,3466 \text{ kN}\end{aligned}$$

Lantai 3

$$\begin{aligned}\text{Pelat Lantai} &= ((48 \times 14) + (1,5 \times 3)) \times 5,624 \\ &= 3804,636 \text{ kN} \\ B_1 (300 \times 600) &= (4 \times 48) \times 3,327 = 638,899 \text{ kN} \\ B_2 (300 \times 550) &= ((9 \times 2 \times 5,75)) \times 2,9736 \\ &= 307,767 \text{ kN} \\ B_3 (300 \times 550) &= ((9 \times 2,5) + (2 \times 3)) \times 2,9736 \\ &= 84,75 \text{ kN} \\ BA_1 (250 \times 400) &= ((12 \times 5,75) + (12 \times 7) + (6 \times 2,5)) \times 1,593 \\ &= 267,624 \text{ kN} \\ BK (300 \times 500) &= (2 \times 1,5) \times 2,6196 = 7,8588 \text{ kN} \\ BT (150 \times 500) &= (1 \times 3) \times 1,3098 = 3,9294 \text{ kN} \\ K_1 (500 \times 800) &= \left(4 \times \left(\frac{3,6}{2} + \frac{3,6}{2}\right)\right) \times 9,44 = 135,936 \text{ kN} \\ K_2 (500 \times 500) &= \left(32 \times \frac{3,6}{2} + \frac{3,6}{2}\right) \times 5,9 = 350,46 \text{ kN} \\ \text{Dinding} &= (402,5 \times 3,6 \times 2,5) = 3622,5 \text{ kN} \\ \text{Total } W_3 &= 9224,3586 \text{ kN}\end{aligned}$$

Lantai 4

$$\begin{aligned}\text{Pelat Lantai} &= ((48 \times 14) + (1,5 \times 3)) \times 5,624 \\ &= 3804,636 \text{ kN} \\ B_1 (300 \times 600) &= (4 \times 48) \times 3,327 = 638,899 \text{ kN} \\ B_2 (300 \times 550) &= ((9 \times 2 \times 5,75)) \times 2,9736 \\ &= 307,767 \text{ kN} \\ B_3 (300 \times 550) &= ((9 \times 2,5) + (2 \times 3)) \times 2,9736 \\ &= 84,75 \text{ kN} \\ BA_1 (250 \times 400) &= ((12 \times 5,75) + (12 \times 7) + (6 \times 2,5)) \times 1,593\end{aligned}$$

$$= 267,624 \text{ kN}$$

$$\text{BK } (300 \times 500) = (2 \times 1,5) \times 2,6196 = 7,8588 \text{ kN}$$

$$\text{BT } (150 \times 500) = (1 \times 3) \times 1,3098 = 3,9294 \text{ kN}$$

$$\text{K}_1 (500 \times 800) = \left(4 \times \left(\frac{3,6}{2} + \frac{3,6}{2}\right)\right) \times 9,44 = 135,936 \text{ kN}$$

$$\text{K}_2 (500 \times 500) = \left(32 \times \frac{3,6}{2} + \frac{3,6}{2}\right) \times 5,9 = 350,46 \text{ kN}$$

$$\text{Dinding} = (402,5 \times 3,6 \times 2,5) = 3622,5 \text{ kN}$$

$$\text{Total } W_4 = 9224,3586 \text{ kN}$$

Atap

$$\begin{aligned} \text{Pelat Lantai} &= (2 \times (3 \times 2,5) + (4 \times (3 \times 1,225))) \times 5,624 \\ &= 167,033 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{B}_1 (300 \times 600) = ((48 - 12) \times 4) \times 3,327 = 479,174 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{B}_2 (300 \times 550) &= ((9 \times 2 \times 5,75)) \times 2,9736 \\ &= 307,767 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{B}_3 (300 \times 550) &= ((9 \times 2,5) + (4 \times 3)) \times 2,9736 \\ &= 102,589 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{BA}_1 (250 \times 400) = (4 \times 3) \times 1,593 = 286,74 \text{ kN}$$

$$\text{BK } (300 \times 500) = (4 \times 1,5) \times 2,6196 = 15,7176 \text{ kN}$$

$$\text{BT } (150 \times 500) = (2 \times 3) \times 1,3098 = 7,8588 \text{ kN}$$

$$\text{K}_1 (500 \times 800) = \left(4 \times \frac{3,6}{2}\right) \times 9,44 = 67,968 \text{ kN}$$

$$\text{K}_2 (500 \times 500) = \left(32 \times \frac{3,6}{2}\right) \times 5,9 = 339,84 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Atap} &= \text{Berat rangka atap} + \text{Penutup atap} + \text{Plafond} \\ &= 726,176 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Total } W_5 = 2233,240 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Total (W)} &= W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 \\ &= 39830,601 \text{ kN} \end{aligned}$$

C. Gaya Geser Dasar

$$\begin{aligned}(V) &= C_s \times W \\ &= 0,094 \times 40,55 \quad \text{kN} \\ &= 3795,24 \quad \text{kN}\end{aligned}$$

$$T_{c,x} = 0,946 \text{ detik}$$

Sehingga, nilai k yang digunakan untuk $0,5 < T < 2,5$ detik berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.3 ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

$$k \text{ yang digunakan} = 0,75 + 0,5 \times T = 1,223$$

Hasil perhitungan beban gempa dengan, metode statik ekuivalen dapat terlihat pada Tabel 2.25 di bawah ini.

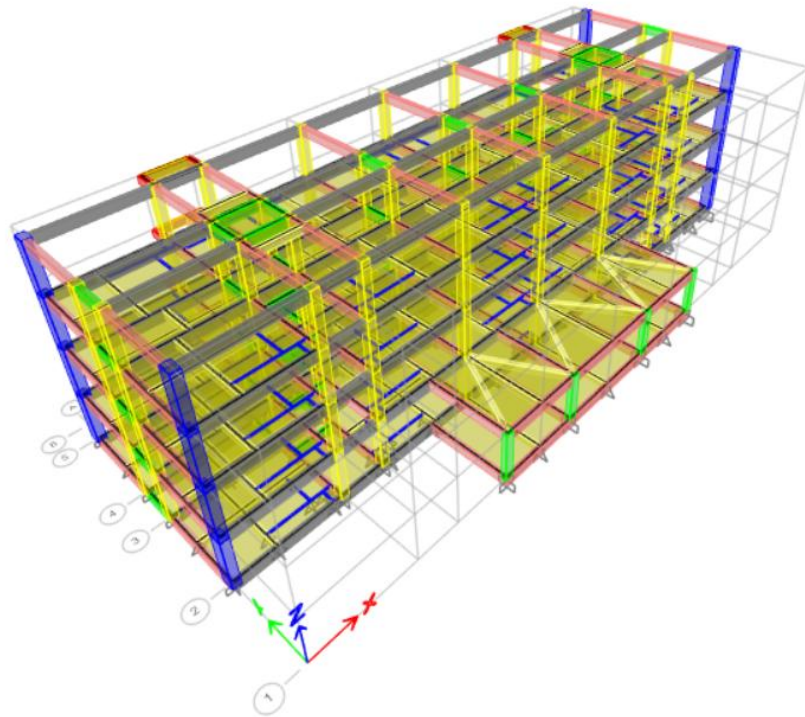
Tabel 2.25 Hasil Perhitungan Pembebanan Gedung

Lantai	W	h	W.h ^k	Cvx	Fx	Vx
Atap	2233,240	14,4	58292,52	0,15	585,42	585,42
Lantai 4	9224,3586	10,8	169361,01	0,45	1700,87	2286,29
Lantai 3	9224,3586	7,2	103146,34	0,27	1035,88	3322,18
Lantai 2	9833,3466	3,6	47104,16	0,12	473,06	3795,24
Lantai 1 (Lantai dasar)	10041,473	0	-	-	-	3795,24
Jumlah	40556,777	-	377904,03	-	3795,24	-

2.8 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur untuk Gedung Rumah Susun Pathuk Polresta di Daerah Istimewa Yogyakarta menggunakan *software* ETABS. Gambar 2.18 menunjukkan pemodelan gedung yang dilakukan dengan menggunakan ETABS, dengan menerapkan dimensi yang telah diasumsikan sebelumnya melalui desain awal (*preliminary design*) balok, kolom, dan pelat.

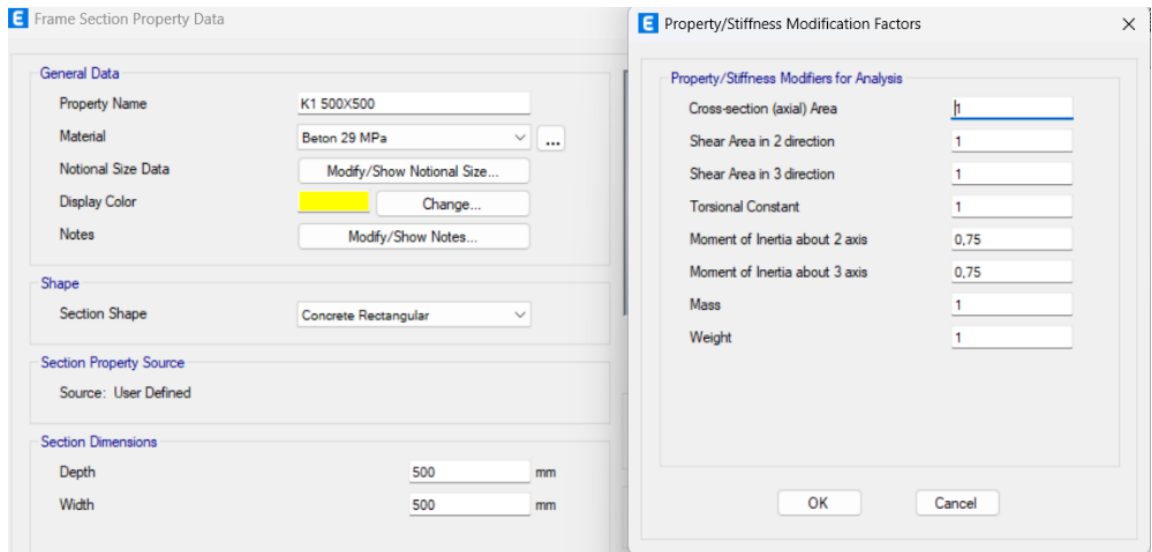
Momen inersia elemen struktur direduksi sesuai SNI 2847:2019 Pasal 6.6.3.1.1 pada Tabel 2.26 yaitu menggunakan faktor modifikasi kekakuan sebagai faktor pengali terhadap momen inersia bruto. Analisis struktur yang dilakukan dengan asumsi perilaku elastis (linier), tetapi menggunakan beban yang sudah dikalikan faktor (beban terfaktor). Gambar 2.19 menunjukkan penerapan standar tersebut di dalam *software* ETABS.



Gambar 2.18 Pemodelan struktur pada ETABS

Tabel 2.26 Momen inersia dan luas penampang yang diizinkan untuk analisis elastis pada level beban terfaktor

Bagian dan kondisi		Momen Inersia	Luas penampang
Kolom		$0,70 I_g$	$1,0 A_g$
Dinding	Tidak retak	$0,70 I_g$	
	Retak	$0,35 I_g$	
Balok		$0,35 I_g$	
Pelat datar dan <i>slab</i> datar		$0,25 I_g$	



Gambar 2.19 Penerapan faktor modifikasi kekakuan pada kolom K1

2.9 Perilaku Dinamika Struktur

2.9.1 Kontrol Rasio Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2019, jumlah mode getar (*mode shapes*) yang digunakan dalam analisis harus cukup sehingga akumulasi partisipasi massa modal mencapai 100% dari massa struktur. Dalam proses perancangan menggunakan ETABS, jumlah ragam getar yang digunakan dalam analisis adalah 12 mode, sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 2.27.

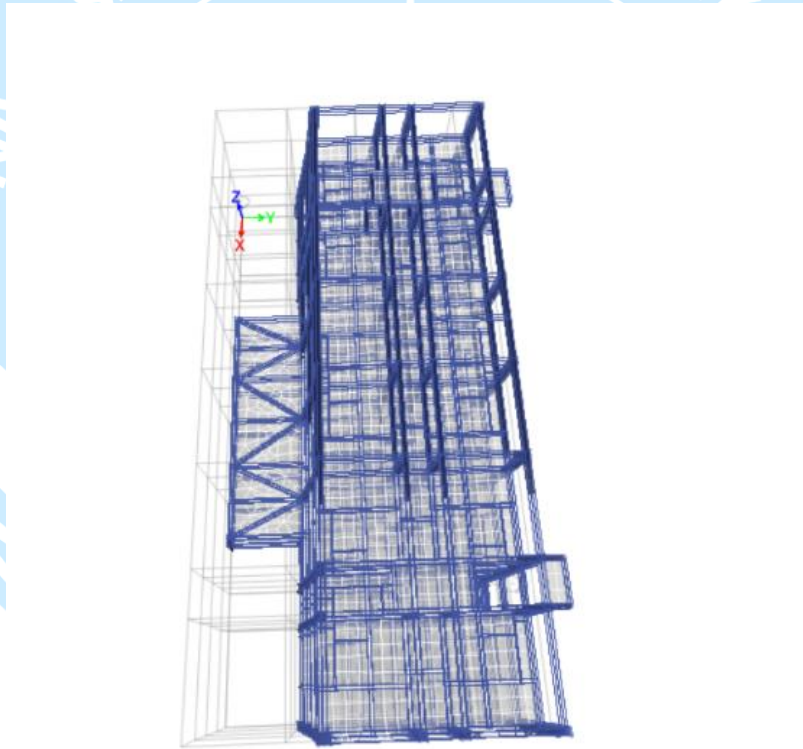
Tabel 2.27 Rasio partisipasi massa dari ETABS

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0,969	0,0001	0,8058	0	0,000	0,806	0	0,6054	0,0000 4257	0,0000 3339	0,6054	0,000	0,000
Modal	2	0,95	0,8053	0,0001	0	0,805	0,806	0	0,0001	0,5806	0,0155	0,6054	0,581	0,016
Modal	3	0,866	0,0118	0,0000 1513	0	0,817	0,806	0	0,0000 1511	0,0087	0,7847	0,6054	0,589	0,800
Modal	4	0,296	0,1219	0,0001	0	0,939	0,806	0	0,0001	0,3432	0,0000 2576	0,6056	0,933	0,800
Modal	5	0,295	0,0001	0,1283	0	0,939	0,934	0	0,3192	0,0002	0,0000 02558	0,9248	0,933	0,800
Modal	6	0,257	0,0004	0,0000 01915	0	0,940	0,934	0	0,0000 04644	0,0004	0,1302	0,9248	0,933	0,930
Modal	7	0,162	0,047	0	0	0,987	0,934	0	0	0,0411	0,0001	0,9248	0,974	0,931
Modal	8	0,155	0	0,0507	0	0,987	0,985	0	0,0487	0	0,0000 0108	0,9735	0,974	0,931
Modal	9	0,13	0,0000 2743	0,0000 00771	0	0,987	0,985	0	7,933E -07	0,0000 2721	0,0528	0,9735	0,974	0,983
Modal	10	0,111	0,0135	0	0	1	0,985	0	0	0,0258	0,0000 2606	0,9735	1	0,983
Modal	11	0,101	0	0,0151	0	1	1	0	0,0265	0	0	1	1	0,983
Modal	12	0,083	0,0000 00722	0	0	1	1	0	0	0,0000 04073	0,0167	1	1	1

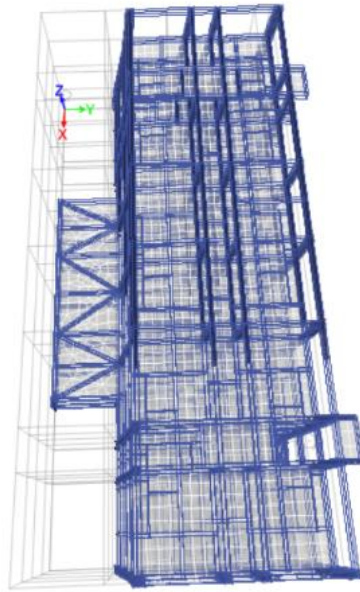
Berdasarkan hasil analisis, akumulasi partisipasi massa telah mencapai 100%, sehingga telah memenuhi persyaratan yang ditetapkan.

2.9.2 Bentuk Ragam Struktur

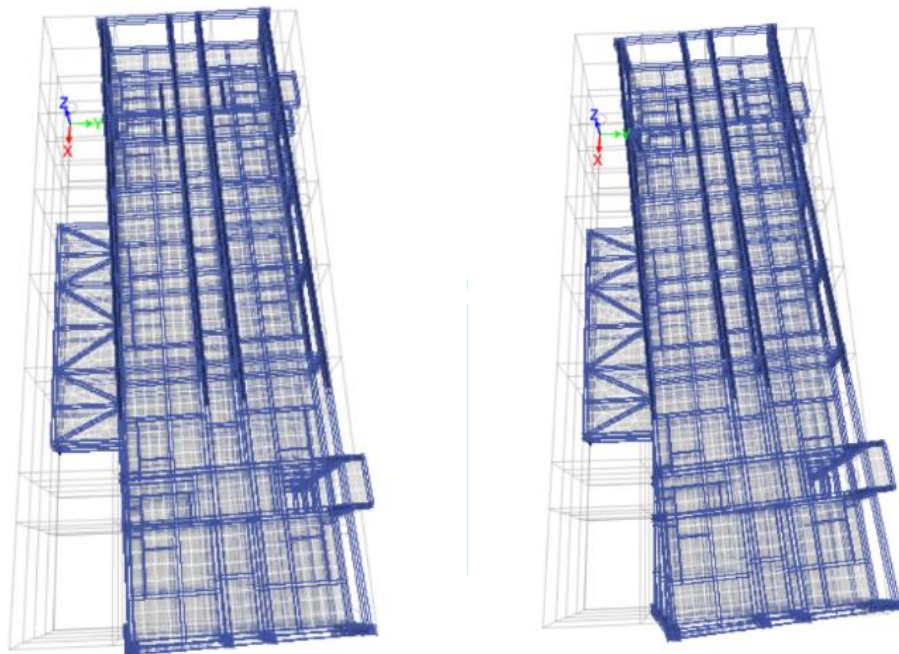
Mode 1 dapat dilihat pada Gambar 2.20 didominasi oleh translasi arah Y, menunjukkan arah tersebut paling fleksibel dan paling responsif terhadap beban. Mode 2 dapat dilihat pada Gambar 2.21 didominasi oleh translasi arah X sebagai arah utama berikutnya. Sementara itu, Mode 3 dapat dilihat pada Gambar 2.22 menunjukkan perilaku rotasi (torsional). Urutan ini menandakan bahwa respons struktur masih normal, karena translasi pada kedua arah utama terjadi terlebih dahulu sebelum muncul rotasi.



Gambar 2.20 Mode Shape 1 (Y-Dir)



Gambar 2.21 Mode Shape 2 (X-Dir)



Gambar 2.22 Mode Shape 3 (Rotasi)

2.10 Pemeriksaan Ketidakberaturan Struktur

Pemeriksaan ketidakberaturan struktur dilakukan untuk mengetahui perilaku struktur gedung apakah suatu gedung memiliki konfigurasi massa,kekakuan,dan kekuatannya sesuai dengan SNI 1726:2019 sesuai dengan pasal 7.3.2 bahwa ketidakberaturan bangunan struktur harus diklasifikasikan beraturan atau tidak beraturan berdasarkan pada kriteria dalam pasal ini. Klasifikasi tersebut harus didasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur.

A. Ketidakberaturan Horizontal

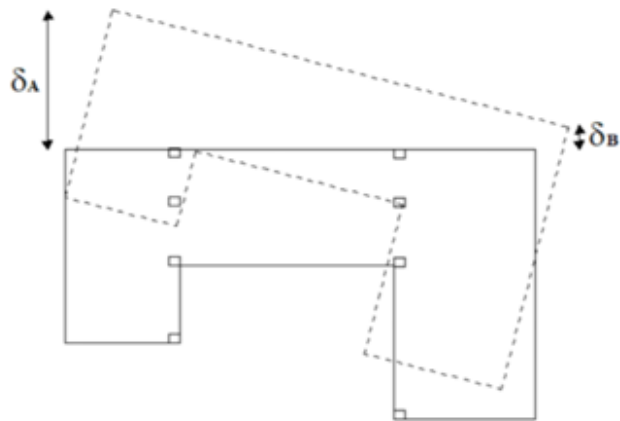
1. Ketidakberaturan Torsi

Ketidakberaturan torsi 1a:

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-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.

Ketidakberaturan torsi berlebih 1b:

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-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku. Gambar 2.23 menunjukkan ilustrasi ketidakberaturan horizontal ketidakberaturan torsi tipe 1a dan 1b ,sementara Tabel 2.28 menunjukkan hasil investigasi.



(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

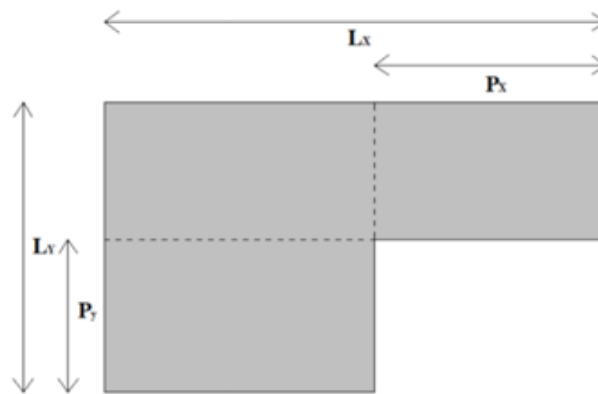
Gambar 2.23 Ketidakberaturan torsi tipe 1_a dan 1_b
(Sumber : SNI 1726 : 2019)

Tabel 2.28 Ketidakberaturan torsi

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
4	1,018	OK	1,004	OK
3	1,017	OK	1,005	OK
2	1,019	OK	1,005	OK
1	1,034	OK	1,004	OK

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Merupakan kondisi di mana kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau. Gambar 2.24 menunjukkan ilustrasi ketidakberaturan horizontal ketidakberaturan sudut dalam.



(b) Ketidakberaturan 2

Gambar 2.24 Ketidakberaturan sudut dalam
(Sumber : SNI 1726 : 2019)

Dari denah struktur diperoleh :

$$L_x = 48 \text{ m}$$

$$P_x = 14 \text{ m}$$

$$L_y = 20 \text{ m}$$

$$P_y = 6 \text{ m}$$

$$15\% L_x = 7,2 \text{ m}$$

$$15\% L_y = 3 \text{ m}$$

$$\text{Cek } P_x < 15\% L_x : 14 > 7,2 \quad (\text{Terdapat ketidakberaturan})$$

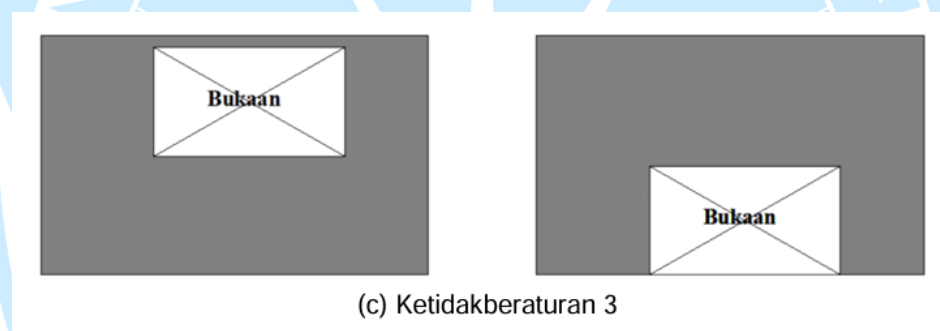
$$\text{Cek } P_y < 15\% L_y : 6 > 3 \quad (\text{Terdapat ketidakberaturan})$$

Karena panjang P_x lebih besar dari 15% panjang L_x dan panjang P_y lebih besar dari 15% panjang L_y , sehingga dapat disimpulkan bahwa terdapat ketidakberaturan sudut dalam pada bangunan. Pada bangunan yang memiliki ketidakberaturan sudut dalam, SNI 1726:2019 pasal 7.3.3.4 menyatakan bahwa struktur dengan KDS D yang memiliki ketidakberaturan sudut dalam harus meningkatkan gaya desain sebesar 25% untuk elemen kolektor beserta seluruh sambungannya ke diafragma dan elemen vertikal sistem pemikul gaya seismik. Pada pasal ini terdapat pengecualian di mana jika saat gaya yang dihitung

menggunakan faktor kuat lebih, maka peningkatan gaya desain 25% tidak perlu dilakukan, sehingga pada analisis bangunan ini tidak dilakukan peningkatan gaya desain sebesar 25%.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Merupakan kondisi di mana 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 kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya. Gambar 2.25 menunjukkan ilustrasi ketidakberaturan horizontal diskontinuitas diafragma, sementara Tabel 2.29 menunjukkan hasil investigasi. Dari hasil investigasi yang telah dilakukan, diketahui bahwa tidak terdapat ketidakberaturan horizontal diskontinuitas diafragma pada bangunan.



Gambar 2.25 Ketidakberaturan horizontal diskontinuitas diafragma
(Sumber : SNI 1726 : 2019)

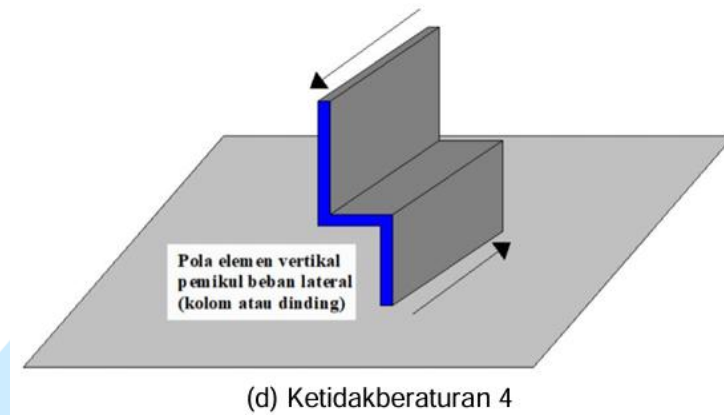
Tabel 2.29 Ketidakberaturan horizontal diskontinuitas diafragma

Syarat 1		
A_{total}	2808	m^2
A_{bukaan}	103,5	m^2
Cek	OK	

4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Ketidakberaturan karena pergeseran tegak lurus terhadap bidang. Apabila terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran

tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral. Gambar 2.26 menunjukkan ilustrasi ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang.

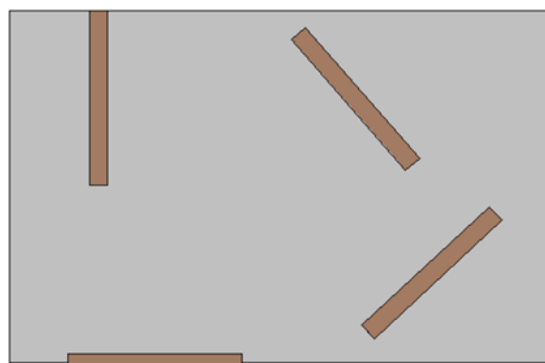


Gambar 2.26 Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang
(Sumber : SNI 1726 : 2019)

Tidak terdapat ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang dikarenakan seluruh lintasan elemen vertikal pemikul gaya lateral secara kontinuitas.

5. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

Merupakan ketidakberaturan jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik. Gambar 2.27 menunjukkan ilustrasi ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang



(e) Ketidakberaturan 5

Gambar 2.27 Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang
(Sumber : SNI 1726 : 2019)

Tidak terdapat ketidakberaturan sistem vertikal dikarenakan seluruh elemen vertikal pemikul gaya lateral paralel terhadap seluruh sumbu vertikal utama sistem pemikul gaya seismik.

B. Ketidakberaturan Vertikal

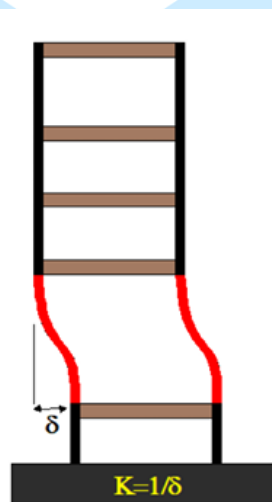
1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1_a :

Merupakan kondisi di mana 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.

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1_b :

Merupakan keadaan bangunan di mana 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. Gambar 2.28 menunjukkan ilustrasi ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1_a dan 1_b , sementara Tabel 2.30 menunjukkan hasil investigasi.



(a) Ketidakberaturan 1_a dan 1_b

Gambar 2.28 Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1_a dan 1_b
(Sumber : SNI 1726 : 2019)

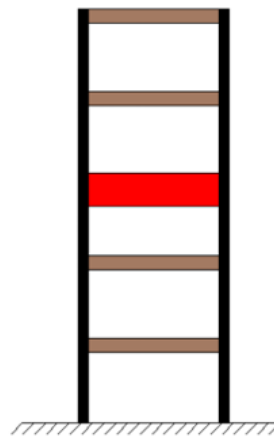
Dengan hasil kekakuan struktur diperoleh dari ETABS berikut adalah hasil investigasi:

Tabel 2.30 Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1_a dan 1_b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
4	213034,541	OK	184063,506	OK
3	266287,342	OK	247971,729	OK
2	294127,506	OK	283916,556	OK
1	502291,989	OK	501370,96	OK

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ketidakteraturan massa didefinisikan ada jika massa efektif di sebuah tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau. Massa setiap lantai dapat diperoleh dari ETABS, Gambar 2.29 menunjukkan ilustrasi ketidakteraturan berat(massa), sementara Tabel 2.31 menunjukkan hasil investigasi.



(b) Ketidakberaturan 2

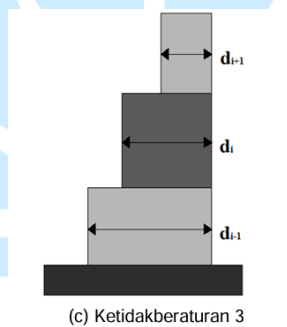
Gambar 2.29 Ketidakberaturan berat (massa)
(Sumber : SNI 1726:2019)

Tabel 2.31 Ketidakberaturan berat (massa)

Lantai	Massa	Cek
	kg	
4	752739,87	OK
3	1106791,25	OK
2	1106791,25	OK
1	1183604,66	OK

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

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 di dekatnya. Gambar 2.30 menunjukkan ilustrasi ketidakberaturan vertikal tipe II, sementara Tabel 2.32 menunjukkan hasil investigasi.



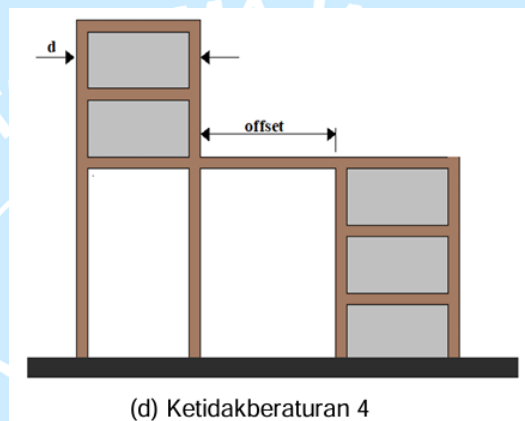
Gambar 2.30 Ketidakberaturan geometri vertikal
(Sumber: SNI 1726:2019)

Tabel 2.32 Ketidakberaturan geometri vertikal

Lantai	L	Cek
	mm	
4	500	OK
3	500	OK
2	500	OK
1	500	OK

4. Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal

Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal 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. Gambar 2.31 menunjukkan ilustrasi diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal.



Gambar 2.31 Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal
(Sumber : SNI 1726 : 2019)

Tidak terdapat ketidakberaturan diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal, dikarenakan pada bangunan tidak ada pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral maupun tidak terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat bawahnya.

5. Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

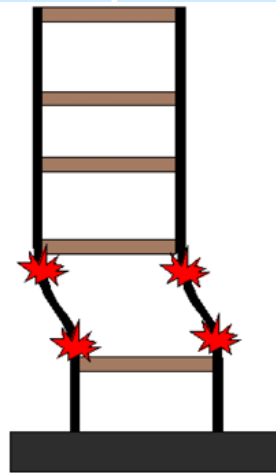
Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat 5_a:

Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral 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.

Ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral Tingkat 5_b:

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.

Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dapat diperiksa dengan mencari gaya pada setiap lantai menggunakan ETABS. Gambar 2.32 menunjukkan ilustrasi ketidakberaturan vertikal diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat sementara Tabel 2.33 menunjukkan hasil investigasi.



(e) Ketidakberaturan 5a dan 5b

Gambar 6 – Ketidakberaturan vertikal

Gambar 2.32 Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat
(Sumber : SNI 1726 : 2019)

Tabel 2.33 Ketidakberaturan Vertikal 5_a dan 5_b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
4	1269,9327	OK	1269,9327	OK
3	2600,3502	OK	2600,3502	OK
2	3425,4415	OK	3425,4415	OK
1	3815,3328	OK	3815,3328	OK

2.11 Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai (*Story Drift*)

Pemeriksaan simpangan dapat dihitung dari selisih defleksi terbesar di semua titik di atas dan di bawah lantai yang ditinjau. Penentuan simpangan menggunakan metode pusat massa, kemudian hitung pergeseran inelastis dan diperiksa batas pergeseran dengan persamaan :

$$\Delta = \frac{\delta \times C_d}{I_e}$$

$$\Delta_{max} = \frac{\Delta \times h}{\rho}$$

Keterangan:

Simpangan antar tingkat izin (Δ_a)

(sesuai SNI 1726:2019, Pasal 7.12.1) = 0,02 h

h (tinggi lantai) = 3600

ρ (faktor reduksi) = 1,3

Story Drift Inelastik Izin = $\frac{\Delta \times h}{\rho} = 0,00154 h$

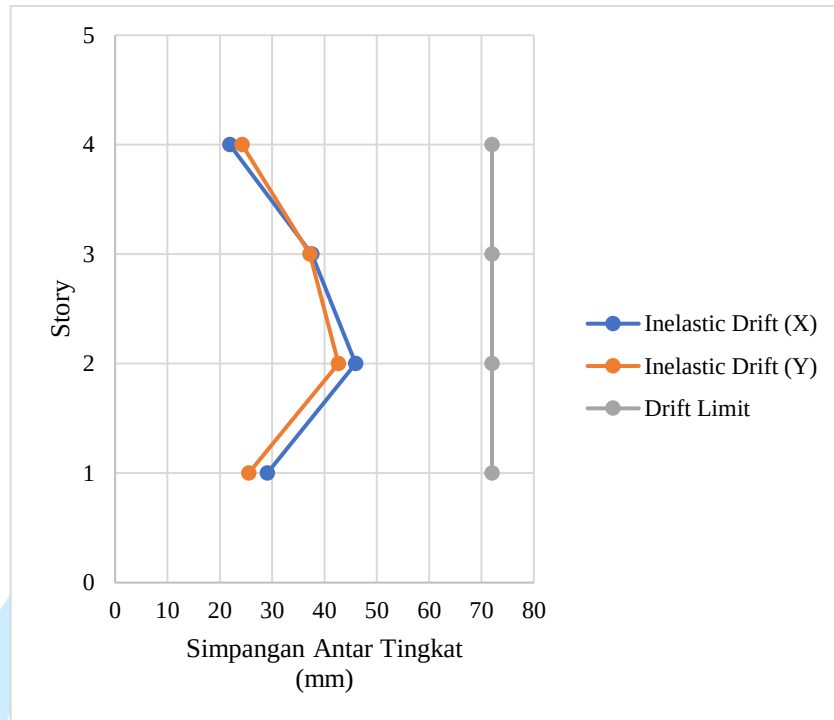
Faktor Pembesaran Defleksi (C_d) = 5,5

Faktor Keutamaan Gempa (I_e) = 1

Hasil perhitungan dari analisis simpangan antar lantai yang telah dilakukan pada bangunan Rusun Yogyakarta dapat dilihat pada Tabel 2.34 dan Gambar 2.33 di bawah ini.

Tabel 2.34 Perhitungan Simpangan Antar Lantai

Lantai	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	$\delta_e X$	$\delta_e Y$	$\delta_e X$	$\delta_e Y$		Δx	Δy		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
4	24,461	23,578	3,983	4,412	3600	21,907	24,266	72,000	OK
3	20,478	19,166	6,833	6,769	3600	37,582	37,230	72,000	OK
2	13,645	12,397	8,356	7,758	3600	45,958	42,669	72,000	OK
1	5,289	4,639	5,289	4,639	3600	29,090	25,515	72,000	OK



Gambar 2.33 Grafik Simpangan Antar Lantai

2.12 Efek P-Delta

Sesuai dengan SNI 1726 : 2019 , Pasal 7.8.7 Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas(θ) sama dengan atau kurang dari 0,10:

$$q = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Keterangan:

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (kN); bila menghitung individu tidak perlu melebihi 1,0;

Δ = simpangan antar tingkat desain seperti didefinisikan dalam 0, terjadi secara serentak dengan V_x (mm)

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x – 1 (kN)

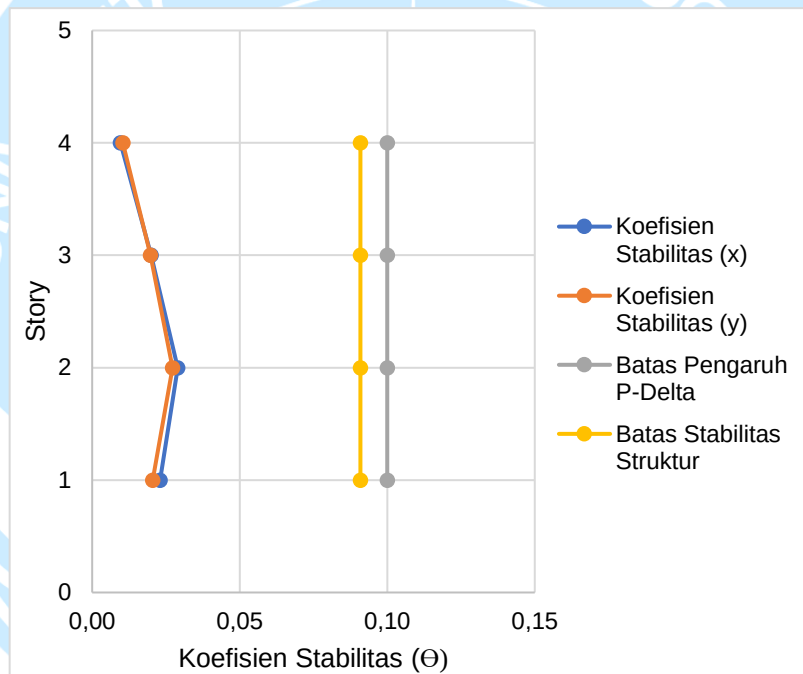
h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat x , (mm);

C_d = faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 12.

Tabel 2.35 menunjukkan hasil kontrol analisis P-Delta, dan Gambar 2.34 menunjukkan grafik P-Delta. Keduanya menunjukkan bahwa efek P-Delta tidak perlu dimasukkan dalam analisis.

Tabel 2.35 Hasil kontrol analisis P-Delta

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
4	21,907	24,266	7616,5896	880,887	897,9275	3600	0,009566395	0,010395665	0,1	0,090909091	OK
3	37,582	37,230	19684,329	1871,22	1868,4272	3600	0,019966181	0,019809178	0,1	0,090909091	OK
2	45,958	42,669	31752,069	2542,24	2512,8011	3600	0,028990398	0,027230849	0,1	0,090909091	OK
1	29,090	25,515	45133,477	2881,62	2831,2572	3600	0,023010876	0,020541934	0,1	0,090909091	OK



Gambar 2.34 Grafik P- Delta

2.13 Perancangan Balok

Balok merupakan elemen struktur yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari pelat lantai ke kolom. Perancangan balok mengacu pada SNI 2847:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung. Balok dirancang agar mampu menahan gaya yang bekerja padanya seperti momen lentur dan gaya geser sesuai peraturan yang berlaku. Perancangan balok pada bangunan ini meliputi perancangan balok anak, perancangan balok induk, dan perancangan *tie beam*.

2.13.1 Perancangan Balok Anak

Balok anak adalah struktur yang menghubungkan dua balok induk dan berfungsi untuk menyalurkan beban dari pelat lantai ke elemen struktur utama yaitu balok induk atau kolom. Balok anak memiliki dimensi yang lebih kecil dibandingkan dengan balok induk. Akan tetapi, balok anak sangat berperan penting dalam mendistribusikan beban secara merata. Oleh karena itu, balok anak perlu dirancang untuk memperoleh stabilitas dan kekuatan struktur.

Data Umum Perancangan Balok Anak

Lebar balok (b)	= 250	mm
Tinggi balok (h)	= 400	mm
Selimut beton	= 40	mm
Diameter tulangan utama (D)	= 13	mm
A _s	= 132,73	mm ²
Diameter sengkang (D _s)	= 10	mm
A _v	= 78,54	mm ²
F' _c	= 29	Mpa
E _y	= 420	Mpa
F _{yt}	= 280	Mpa
d	= 343,5	Mpa
β ₁	= 0,843	
M _u Tumpuan	= 39,577	kN/m
M _u Lapangan	= 29,314	kN/m
V _u Tumpuan	= 57,1356	kN
V _u Lapangan	= 45,7761	kN

Tulangan Longitudinal Tumpuan

Nilai a dihitung dengan persamaan berikut

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times F'_c \times b}} = 343,5 - \sqrt{343,5^2 - \frac{2 \times 39,577 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 29 \times 250}}$$
$$= 21,44 \text{ mm}$$

Jarak dari serat terluar ke sumbu netral (C)

$$C = \frac{a}{\beta} = \frac{21,44}{0,843} = 25,44 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 d = 128,81 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta \times C_{\max} = 108,57 \text{ mm}$$

$C < C_{\max}$ terkendali tarik dengan faktor reduksi $\phi = 0,9$ dan $a < a_{\max}$, maka digunakan tulangan tunggal.

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 314,63 \text{ mm}^2$$

A_s perlu harus memenuhi $A_s \text{ min}$ dan $A_s \text{ max}$ sebagai berikut :

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{F_y} \times b \times d = 286,25 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0,025 \times b \times d = 2146,88 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan $A_s \text{ perlu} = 314,63 \text{ mm}^2$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{314,627}{132,73} = 2,37 \approx 3$$

Maka digunakan 3D13 untuk tulangan tumpuan

Tulangan Longitudinal Lapangan

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times F'_c \times b}} = 343,5 - \sqrt{343,5^2 - \frac{2 \times 29,314 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 29 \times 250}} = 15,75 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta} = \frac{15,75}{0,843} = 18,68 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 d = 128,81 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta \times C_{\max} = 108,57 \text{ mm}$$

$C < C_{\max}$ terkendali tarik dengan faktor reduksi $\phi = 0,9$ dan $a < a_{\max}$, maka digunakan tulangan tunggal.

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 213,06 \text{ mm}^2$$

Cek A_s perlu :

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{F_y} \times b \times d = 286,25 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0,025 \times b \times d = 2146,875 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ min}$, maka digunakan $A_s \text{ min} = 286,25 \text{ mm}^2$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{286,25}{132,73} = 2,16 \approx 3$$

Maka digunakan 3D13 untuk tulangan lapangan

Tulangan Geser Tumpuan

$$\phi = 0,75$$

$$\lambda = 1 \quad (\text{untuk beton normal SNI 2847:2019 pasal 19.2.4.2})$$

$$V_u = 57,1356 \quad \text{kN}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \times 0,17 \times \lambda \sqrt{F'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \sqrt{29} \times 250 \times 343,5 \\ &= 58962,5 \text{ N} = 58,9625 \quad \text{kN}\end{aligned}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 58,96 = 29,48 \quad \text{kN}$$

Pasal 9.6.3 SNI 2847:2019 menyatakan bahwa tulangan geser minimum ($A_{v,min}$) harus disediakan untuk semua penampang $V_u > 0,5\phi V_c$ dan untuk kasus tertentu pada Tabel 9.6.3.1 SNI 2847:2019 menyatakan $A_{v,min}$ dipasang pada kondisi $V_u > \phi V_c$. Karena $V_u > 0,5\phi V_c \dots 57,1356 > 29,48$ dan $V_u \leq \phi V_c \dots 57,1356 < 58,9625$, maka berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 9.6.3 tulangan geser minimum ($A_{v,min}$) diperlukan. Perhitungan kebutuhan tulangan geser minimum ($A_{v,min}$) dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

SNI 2847:2019 pasal 9.7.6.2.2 mengatur batas spasi maksimum untuk tulangan geser, spasi yang diambil tidak boleh melebihi batas spasi maksimum 1 dan spasi maksimum 2.

$$\text{Diambil } S = 150 \quad \text{mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Batas penentu } S \text{ maksimum} &= 0,33 \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,33 \times \sqrt{29} \times 250 \times 343,5 \\ &= 152608,84 \quad \text{N}\end{aligned}$$

$$S \text{ maksimum 1} = \frac{d}{2} = \frac{343,5}{2} = 171,75 \quad \text{mm}$$

$$S \text{ maksimum 2} = 600 \quad \text{mm}$$

Dari perhitungan yang telah dilakukan, maka digunakan jarak 150 mm untuk tulangan geser. Setelah menentukan spasi yang akan digunakan, $A_{v,min}$ dapat dihitung berdasarkan pasal 9.6.3.3 SNI 2847:2019.

$$\begin{aligned}A_{v,min} &= 0,062 \times \sqrt{F'_c} \times \frac{b_w \times S}{F_{yt}} \\ &= 0,062 \times \sqrt{29} \times \frac{250 \times 150}{280} \\ &= 44,72 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_{v, \min} = \frac{0,35 \times b_w \times S}{F_{yt}} = \frac{0,35 \times 250 \times 150}{280} = 46,86 \text{ mm}^2$$

Digunakan $A_{v, \min}$ dengan nilai terbesar, sehingga $A_{v, \min}$ yang digunakan adalah $46,86 \text{ mm}^2$.

$$n \text{ tulangan geser} = \frac{46,86}{78,54} = 0,597 \approx 2$$

Dari perhitungan yang telah dilakukan didapat minimum 2 kaki untuk tulangan sengkang. Setelah itu, nilai V_s dapat dihitung berdasarkan pasal 11.5.4.8 SNI 2847:2019.

$$A_{v, \text{pasang}} = n \times A_v = 2 \times 78,54 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \times F_{yt} \times d}{S} = \frac{157,08 \times 280 \times 343,5}{S} = 100719,46 \text{ N}$$

Nilai V_s yang didapat tidak boleh melebihi syarat yang diberikan pada pasal 22.5.1.2 SNI 2487:2019.

$$V_s \leq 0,66 \times \sqrt{F_{yt}} \times d$$

$$V_s \leq 0,66 \times \sqrt{280} \times 343,5$$

$$V_s \leq 305217,68 \text{ N} \quad (\text{AMAN})$$

Cek kapasitas geser $\phi V_n > V_u$.

$$V_n = V_c + V_s = \frac{58962,5}{0,75} + 100719,46$$

$$V_n = 179336,14 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 179336,14 = 134502,101 \text{ N} = 134,502 \text{ kN}$$

$$134,502 \text{ kN} > 57135,6 \text{ kN} \quad (\text{AMAN})$$

Tulangan Geser Lapangan

$$\phi = 0,75$$

$$\lambda = 1 \quad (\text{untuk beton normal SNI 2847:2019 pasal 19.2.4.2})$$

$$V_u = 45,7761 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi \times 0,17 \times \lambda \sqrt{F'_c} \times b_w \times d$$

$$= 0,75 \times 0,17 \times 1\sqrt{29} \times 250 \times 343,5$$

$$= 58962,5 \text{ N} = 58,9625 \text{ kN}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 58,96 = 29,48 \quad \text{kN}$$

Karena $0,5\phi V_c < V_u \dots 29,48 < 45,7761$ dan $V_u \leq \phi V_c \dots 45,7761 < 58,9625$.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 9.6.3 tulangan geser minimum ($A_{v,min}$) diperlukan untuk seluruh penampang.

SNI 2847:2019 pasal 9.7.6.2.2 mengatur batas spasi maksimum untuk tulangan geser.

$$\text{Diambil } S = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas penentu } S \text{ maksimum} &= 0,33 \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,33 \times \sqrt{29} \times 250 \times 343,5 \\ &= 152608,84 \text{ N} \end{aligned}$$

$$S \text{ maksimum 1} = \frac{d}{2} = \frac{343,5}{2} = 171,75 \text{ mm}$$

$$S \text{ maksimum 2} = 600 \text{ mm}$$

$$S \text{ yang digunakan} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{v, \min} &= 0,062 \times \sqrt{F'_c} \times \frac{b_w \times S}{F_{yt}} \\ &= 0,062 \times \sqrt{29} \times \frac{250 \times 150}{280} \\ &= 44,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v, \min} &= \frac{0,35 \times b_w \times S}{F_{yt}} = \frac{0,35 \times 250 \times 150}{280} \\ &= 46,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Digunakan } A_{v, \min} = 46,86 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan geser} = \frac{46,86}{78,54} = 0,597 \approx 2$$

Digunakan sengkang 2 kaki. Nilai V_s berdasarkan pasal 11.5.4.8 SNI 2847:2019

$$\begin{aligned} A_{v, \text{ pasang}} &= n \times A_v = 2 \times 78,54 \\ &= 157,0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times F_{yt} \times d}{S} = \frac{157,08 \times 280 \times 343,5}{S} \\ &= 100719,46 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek batasan V_s pada pasal 22.5.1.2 SNI 2847:2019.

$$V_s \leq 0,66 \times \sqrt{F_{yt}} \times d$$

$$V_s \leq 0,66 \times \sqrt{280} \times 343,5$$

$$V_s \leq 305217,68 \text{ N} \quad (\text{AMAN})$$

Cek kapasitas geser $\phi V_n > V_u$.

$$V_n = V_c + V_s = \frac{58962,5}{0,75} + 100719,46$$

$$V_n = 179336,14 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 179336,14$$

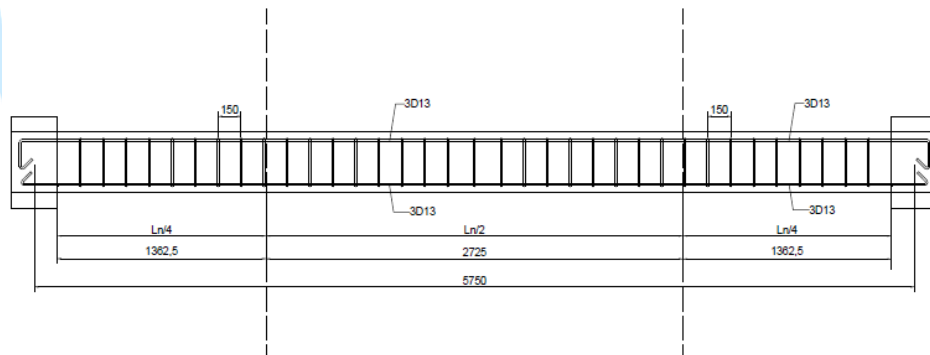
$$= 134502,101 \text{ N} = 134,502 \text{ kN}$$

$$134,502 \text{ kN} > 45776,1 \text{ kN} \quad (\text{AMAN})$$

Hasil perhitungan tulangan balok anak (BA1) dapat dilihat pada Tabel 2.36 dan detail penulangan balok anak dapat dilihat pada Gambar 2.35 di bawah ini.

Tabel 2.36 Rekapitulasi Penulangan B1

Rekapitulasi Penulangan BA1		
Posisi	Tumpuan	Lapangan
Dimensi (mm)	250 X 450 mm	
Tulangan Atas	3 D 13	3 D 13
Tulangan Bawah	3 D 13	3 D 13
Sengkang	2D10 – 150	2D10 – 150



Balok	B3 (300 X 550)		
Beton			
Lokasi	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
Tulangan Atas	3D13	3D13	3D13
Tulangan Bawah	3D13	3D13	3D13
Sengkang	2D10-150	2D10-150	2D10-150

Gambar 2.35 Detail Penulangan BA1

2.13.2 Perancangan Balok Induk

Balok induk adalah balok utama yang berfungsi untuk menerima beban dari balok anak dan struktur lainnya (penyangga vertikal), kemudian menyalurkannya ke kolom. Perancangan balok induk harus mempertimbangkan akumulasi dari keseluruhan beban yang diterimanya, baik beban mati, beban hidup, dan beban dinamis. Dengan demikian, perancangan balok induk sangat penting karena menjadi elemen utama dalam mendistribusikan beban ke kolom, sehingga kegagalan pada struktur balok dapat menyebabkan keruntuhan pada gedung.

Data Umum Perancangan Balok Induk

Lebar balok (b)	= 300	mm
Tinggi balok (h)	= 600	mm
Selimut beton	= 40	mm
Diameter tulangan utama (D)	= 19	mm
A_s	= 283,53	mm ²
Diameter sengkang (D_s)	= 10	mm
A_v	= 78,54	mm ²
L_n	= 6500	mm
F'_c	= 29	Mpa
F_y	= 420	Mpa
F_{yt}	= 280	Mpa
d	= 540,5	Mpa
β_1	= 0,843	
M_u Tumpuan (+)	= 93,344	kN/m
M_u Tumpuan (-)	= -289,16	kN/m
M_u Lapangan (+)	= 166,89	kN/m
M_u Lapangan (-)	= -93,342	kN/m
V_u Tumpuan	= 254,99	kN
V_u Lapangan	= 178,45	kN
V_g	= 178,78	kN

Tulangan Longitudinal Tumpuan

1. Tumpuan Negatif

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times F'_c \times b}} = 540,5 - \sqrt{540,5^2 - \frac{2 \times 289,16 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 29 \times 300}} = 87,46 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta} = \frac{87,46}{0,843} = 103,77 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 d = 0,375 \times 540,5 = 202,69 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta \times C_{\max} = 0,843 \times 202,69 = 170,84 \text{ mm}$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{540,5-103,77}{112,3} \times 0,003 = 0,013 > 0,005$$

(Terkendali tarik)

$C < C_{\max}$ dan $E_t > 0,005$ terkendali tarik dengan faktor reduksi $\phi = 0,9$.

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{289,16 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(540,5 - \frac{94,7}{2}\right)} = 1539,92 \text{ mm}^2$$

Cek $A_{s \text{ perlu}}$ memenuhi $A_{s \text{ min}}$ dan $A_{s \text{ max}}$:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{F_y} \times b \times d = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 540,5 = 540,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 300 \times 540,5 = 4053,75 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ perlu}} > A_{s \text{ min}}$ dan $A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ max}}$, maka digunakan $A_{s \text{ perlu}}$

$$= 1539,92 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{1539,92}{283,53} = 5,43 \approx 6$$

Setelah mendapat jumlah tulangan longitudinal yang dibutuhkan, cek kapasitas lentur (momen nominal) balok.

$$A_{s \text{ pasang}} = n \times \left(\frac{1}{4} \pi d^2\right) = 6 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2\right) = 1701,17 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{1701,17 \times 420}{0,85 \times 29 \times 300} = 96,62 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (A_{s \text{ pasang}} \times F_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = (1701,17 \times 420) \times \left(540,5 - \frac{96,62}{2}\right) \\
 &= 351666625,9 \quad \text{Nmm} \\
 &= 351,67 \quad \text{kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 351,67 = 316,50 \quad \text{kNm}$$

Maka digunakan 6D19 untuk tulangan lentur (longitudinal) pada daerah tumpuan negatif balok.

- Cek spasi tulangan longitudinal 6D19 pada balok B1 (300 × 600) mm.

Tulangan 6D19 akan dirangkai dalam dua lapis, lapis pertama akan terdiri dari empat tulangan dan lapis kedua terdiri dari dua tulangan. Spasi tulangan harus memenuhi syarat pada pasal 25.2.1 SNI 2847:2019 untuk spasi minimum dan pasal 24.3.2 Sni 2847:2019 untuk spasi maksimum.

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \frac{b - 2C_c - 2d_{sengkan} - n \times D_{tulangan}}{n_{tulangan} - 1} \\
 &= \frac{300 - (2 \times 40) - (2 \times 10) - (4 \times 19)}{4 - 1} = 41,33 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

Cek spasi minimum tulangan longitudinal, spasi tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari :

- 25 mm
- $d_b = 19 \quad \text{mm}$

Cek spasi $S_1 > S_{\min} \dots 41,33 > 25 \text{ mm}$ dan $41,33 > 19 \text{ mm}$. Dari perhitungan yang telah dilakukan, dapat disimpulkan bahwa spasi yang akan digunakan memenuhi syarat spasi minimum.

Cek spasi maksimum, spasi tulangan longitudinal tidak boleh lebih dari :

- $F_s = \frac{2}{3} \times F_y = \frac{2}{3} \times 420 = 280 \text{ Mpa}$
- $380 \left(\frac{280}{F_s}\right) - 2,5C_c = 380 \left(\frac{280}{280}\right) - 2,5 \times 40 = 280 \text{ mm}$
- $300 \left(\frac{280}{F_s}\right) = 300 \left(\frac{280}{280}\right) = 300 \text{ mm}$

Cek spasi $S_1 < S_{\max} \dots 41,33 < 280 \text{ mm}$ dan $41,33 < 300 \text{ mm}$. Dari perhitungan yang telah dilakukan, spasi yang akan digunakan dalam penulangan longitudinal memenuhi syarat spasi maksimum. Karena spasi tulangan longitudinal memenuhi persyaratan spasi minimum dan spasi maksimum, maka tulangan longitudinal 6D19 dapat digunakan dengan susunan dua lapis.

2. Tumpuan Positif

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times F'_c \times b}} = 540,5 - \sqrt{540,5^2 - \frac{2 \times 93,34 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 29 \times 300}} = 26,60 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta} = \frac{26,60}{0,843} = 31,56 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 d = 0,375 \times 540,5 = 202,69 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta \times C_{\max} = 0,843 \times 202,69 = 170,84 \text{ mm}$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{540,5-31,56}{31,56} \times 0,003 = 0,048 > 0,005$$

(Terkendali tarik)

$C < C_{\max}$ dan $E_t > 0,005$ terkendali tarik dengan faktor reduksi $\phi = 0,9$.

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{93,34 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(540,5 - \frac{26,60}{2}\right)} = 468,40 \text{ mm}^2$$

Cek $A_{s \text{ perlu}}$ memenuhi $A_{s \text{ min}}$ dan $A_{s \text{ max}}$:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{F_y} \times b \times d = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 540,5 = 540,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 300 \times 540,5 = 4053,75 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ min}}$ ka digunakan $A_{s \text{ min}} = 540,5 \text{ mm}^2$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{540,5}{283,53} = 1,91 \approx 2$$

Setelah mendapat jumlah tulangan longitudinal yang dibutuhkan, cek kapasitas lentur (momen nominal) balok.

$$A_{s \text{ pasang}} = n \times \left(\frac{1}{4} \pi d^2 \right) = 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \right) = 567,06 \quad \text{mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{567,06 \times 420}{0,85 \times 29 \times 300} = 32,21 \quad \text{mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (A_{s \text{ pasang}} \times F_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = (567,06 \times 420) \times \left(540,5 - \frac{32,21}{2} \right) \\ &= 124892547,7 \quad \text{Nmm} \\ &= 124,89 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 124,89 = 112,40 \quad \text{kNm}$$

Maka digunakan 2D19 untuk tulangan longitudinal pada daerah tumpuan positif balok.

3. Lapangan Negatif

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times F'_c \times b}} = 540,5 - \sqrt{540,5^2 - \frac{2 \times 93,34 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 29 \times 300}} \\ &= 26,60 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

$$C = \frac{a}{\beta} = \frac{26,60}{0,843} = 31,56 \quad \text{mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 d = 0,375 \times 540,5 = 202,69 \quad \text{mm}$$

$$a_{\max} = \beta \times C_{\max} = 0,843 \times 202,69 = 170,84 \quad \text{mm}$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{540,5-31,56}{31,56} \times 0,003 = 0,048 > 0,005$$

(Terkendali tarik)

$C < C_{\max}$ dan $E_t > 0,005$ terkendali tarik dengan faktor reduksi $\phi = 0,9$.

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{93,34 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(540,5 - \frac{26,60}{2} \right)} = 468,39 \quad \text{mm}^2$$

Cek $A_{s \text{ perlu}}$ memenuhi $A_{s \text{ min}}$ dan $A_{s \text{ max}}$:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{F_y} \times b \times d = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 540,5 = 540,5 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{s \max} = 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 300 \times 540,5 = 4053,75 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ perlu}} < A_{s \min}$, maka digunakan $A_{s \min} = 540,5 \text{ mm}^2$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{540,5}{283,53} = 1,91 \approx 2$$

Cek kapasitas lentur (momen nominal) balok.

$$A_{s \text{ pasang}} = n \times \left(\frac{1}{4} \pi d^2 \right) = 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \right) = 567,06 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_{s \text{ pasang}} \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{567,06 \times 420}{0,85 \times 29 \times 300} = 32,21 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (A_{s \text{ pasang}} \times F_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = (567,06 \times 420) \times \left(540,5 - \frac{32,21}{2} \right) \\ &= 124892547,7 \text{ Nmm} \\ &= 124,89 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 124,89 = 112,40 \text{ kNm}$$

Digunakan tulangan 2D19 pada daerah lapangan negatif balok.

4. Lapangan Positif

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times F'_c \times b}} = 540,5 - \sqrt{540,5^2 - \frac{2 \times 166,89 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 29 \times 300}} \\ &= 48,57 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$C = \frac{a}{\beta} = \frac{48,57}{0,843} = 57,63 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 d = 0,375 \times 540,5 = 202,69 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta \times C_{\max} = 0,843 \times 202,69 = 170,84 \text{ mm}$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{540,5-57,63}{57,63} \times 0,003 = 0,025 > 0,005$$

(Terkendali tarik)

$C < C_{\max}$ dan $E_t > 0,005$ terkendali tarik dengan faktor reduksi $\phi = 0,9$.

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{166,89 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(540,5 - \frac{48,57}{2}\right)} = 855,27 \text{ mm}^2$$

Cek A_s perlu memenuhi A_s min dan A_s max :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{F_y} \times b \times d = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 540,5 = 540,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 300 \times 540,5 = 4053,75 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ max}}$, maka $A_{s \text{ perlu}} = 855,27 \text{ mm}^2$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{855,27}{283,53} = 3,02 \approx 4$$

Cek kapasitas lentur (momen nominal) balok.

$$A_{s \text{ pasang}} = n \times \left(\frac{1}{4} \pi d^2\right) = 4 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2\right) = 1134,11 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{1134,11 \times 420}{0,85 \times 29 \times 300} = 64,41 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (A_{s \text{ pasang}} \times F_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = (1134,11 \times 420) \times \left(540,5 - \frac{64,41}{2}\right) \\ &= 242114756,3 \text{ Nmm} \\ &= 242,11 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 242,11 = 217,90 \text{ kNm}$$

Digunakan tulangan 4D19 pada daerah lapangan positif balok.

Cek Syarat Tulangan Lentur

$$\phi M_{n+} = 217,90 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{n-} = 316,50 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{n+} > 0,5 \phi M_{n-}$$

$$217,90 > 158,25 \quad (\text{Aman})$$

$$\phi M_{n+} \text{ atau } \phi M_{n-} \geq \frac{1}{4} (\phi M_n \text{ terbesar setiap titik})$$

$$\phi M_{n-} \geq \frac{1}{4} (\phi M_n \text{ terbesar setiap titik})$$

$$316,50 \geq 79,12 \quad (\text{Aman})$$

$$\phi M_n^+ \geq \frac{1}{4}(\phi M_n \text{ terbesar setiap titik})$$

$$217,90 \geq 79,12 \quad (\text{Aman})$$

5. Penulangan Transversal

Menentukan nilai M_{pr} (*Probable Moment Capacity*), yaitu momen lentur maksimum yang mungkin terjadi. Menurut SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.5 gaya geser desain atau gaya geser rencana akibat gempa dihitung dengan asumsi bahwa sendi plastis terbentuk pada ujung – ujung balok (M_{pr} diasumsikan bekerja pada muka joint) dan kekuatan geser perlu harus mencapai $1,25F_y$ dari tulangan longitudinal.

$$M_{pr} (-)$$

$$\text{Tulangan tarik tumpuan} = 6 \text{ D } 19$$

$$A_s \text{ tulangan tarik umpuan} = 1701,17 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times (1,25F_y)}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{1701,17 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 29 \times 300} = 120,77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr-} &= A_s \times (1,25F_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1701,17 \times (1,25 \times 420) \times \left(540,5 - \frac{120,77}{2}\right) \\ &= 428796868 \text{ Nmm} = 428,80 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{pr} (+)$$

$$\text{Tulangan tekan tumpuan} = 2 \text{ D } 19$$

$$A_s \text{ tulangan tarik umpuan} = 567,06 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times (1,25F_y)}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{567,06 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 29 \times 300} = 40,26 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s \times (1,25F_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 567,06 \times (1,25 \times 420) \times \left(540,5 - \frac{40,26}{2}\right) \end{aligned}$$

$$= 154917194,1 \text{ Nmm} \qquad = 154,92 \text{ kNm}$$

Gaya geser gempa akibat sendi plastis

$$V_{E1} = V_{E2} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = \frac{428,80 + 154,92}{6,5} = 89,80 \text{ kN}$$

Gaya geser akibat gravitasi

$$V_G = 178,80 \text{ kN}$$

Gaya geser desain

$$V_e = V_E + V_G = 89,80 + 178,80 = 268,60 \text{ kN}$$

Tulangan Geser Tumpuan

Menurut SNI 2847:2019 pada pasal 18.7.6.2.1 penulangan geser harus dapat menahan gaya geser dengan asumsi $V_c = 0$ jika gaya geser akibat gempa minimal 50% dari gaya geser desain, di mana V_c adalah kuat geser beton.

$$V_E = 89,80 \text{ kN}$$

Cek apakah V_E lebih dari 50 % V_e

$$50\% V_e = 50\% \times 268,60 = 134,30 \text{ kN}$$

Karena $V_E < 50\% V_e$, maka V_c dihitung menggunakan berikut berdasarkan pasal 22.5.5 SNI 2847:2019.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{29} \times 300 \times 540,5 \\ &= 148444,76 \text{ N} = 148,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai $V_e > V_u$, maka :

$$V_u = V_e = 268,60 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{268,60}{0,75} - 148,44 = 209,69 \text{ kN}$$

Digunakan sengkang 2 kaki

Spasi sengkang

$$S = \frac{A_v \times F_{yt} \times d}{V_s} = \frac{(2 \times 78,54) \times 280 \times 540,5}{209,69} = 113,37 \text{ mm}$$

Jarak spasi tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

- $\frac{d}{4} = \frac{540,5}{4} = 135,13 \text{ mm}$
- $6db = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$
- 150 mm

Maka, hasil sementara digunakan sengkang 2D10 – 100.

Hasil dari perhitungan tulangan transversal ini nantinya akan dibandingkan dengan hasil yang diperoleh jika momen torsi diperhitungkan pada perhitungan torsi transversal tumpuan. Pada perhitungan tulangan torsi transversal tumpuan, kebutuhan tulangan geser ($\frac{A_v}{s}$) akan dijumlahkan dengan kebutuhan tulangan torsi transversal ($\frac{A_t}{s}$) yang akan menghasilkan total kebutuhan tulangan geser ($\frac{A_{sk}}{s}$)_{req} sesuai pasal R9.5.4.3 SNI 2847:2019. Perhitungan ini dijabarkan secara lengkap pada perhitungan torsi.

Tulangan Geser Lapangan

$$V_u = 178,453 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{29} \times 300 \times 540,5$$

$$= 148444,76 \text{ N} = 148,44 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{178,453}{0,75} - 148,44 = 89,49 \text{ kN}$$

Digunakan sengkang 2 kaki

Spasi sengkang

$$S = \frac{A_v \times F_{yt} \times d}{V_s} = \frac{78,54 \times 280 \times 540,5}{89,49} = 265,64 \text{ mm}$$

Jarak spasi tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

- $\frac{d}{2} = \frac{540,5}{2} = 270,25 \text{ mm}$

Maka, digunakan sengkang 2D10 – 200.

Seperti pada tulangan geser tumpuan, hasil dari perhitungan tulangan geser lapangan juga akan dibandingkan dengan hasil tulangan geser jika torsi diperhitungkan. Kebutuhan tulangan geser ($\frac{A_v}{s}$) dijumlahkan dengan kebutuhan tulangan torsi transversal ($\frac{A_t}{s}$) dan menghasilkan total kebutuhan tulangan geser ($\frac{A_{sk}}{s}$)req sesuai pasal R9.5.4.3 SNI 2847:2019.

6. Penulangan Torsi

Dari analisis struktur yang dilakukan menggunakan ETABS didapat nilai torsi yang bekerja pada balok :

$$T_u = 81,11 \text{ kNm}$$

$$V_u = 268,60 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75, \text{ sesuai pasal 21.2 SNI 2847:2019}$$

Balok induk 1 (B1) akan didesain dengan tulangan torsi berdiameter 13 mm.

$$d_t = 13 \text{ mm}$$

Cek apakah torsi dapat diabaikan atau tidak :

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

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

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.7.1.1 torsi dapat diabaikan jika $T_u < \phi T_{th}$.

Ambang batas torsi (T_{th}) dapat dihitung berdasarkan pasal 22.7.4 SNI 2847:2019 Tabel 22.7.4.1 (a) untuk penampang solid. Akan tetapi, pada pasal R22.7.4 menyatakan bahwa ambang batas torsi adalah $0,25 T_{cr}$. Oleh karena itu, ambang batas torsi pada perhitungan ini dilakukan dengan mencari nilai T_{th} berdasarkan Tabel 22.7.4.1 (a) SNI 2847:2019 dan nilai $0,25 T_{cr}$. Untuk mengetahui apakah torsi dapat diabaikan atau tidak.

$$T_{cr} = 0,083\lambda \sqrt{(F'_c) \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)}$$

$$= 8045436,22 \text{ Nmm} \quad = 8,045 \text{ kNm}$$

$$\phi T_{th} = 6,034 \text{ kNm}$$

$$T_{cr} = 0,33 \times \sqrt{F'_c} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$= 31987878,95 \text{ Nmm} \quad = 31,99 \text{ kNmm}$$

$$0,25T_{cr} = 7,997 \text{ kNm}$$

$$\phi T_{cr} = 23,99 \text{ kNm} \quad = 23990909,22 \text{ Nm}$$

Karena $T_u > \phi T_{th}$ dan $T_u > 0,25T_{cr}$, maka torsi tidak dapat diabaikan. Selain itu, berdasarkan pasal 22.7.3.2 SNI 2847:2019 jika nilai T_u lebih besar dari nilai ϕT_{cr} , maka T_u dapat direduksi sampai ϕT_{cr} . Sehingga T_u yang akan digunakan dalam perhitungan adalah nilai $\phi T_{cr} = 23,99 \text{ kNm}$.

Sebelum dilakukan penulangan torsi, penampang balok harus dicek terlebih dahulu untuk memeriksa apakah dimensi balok cukup untuk menahan torsi.

Cek dimensi balok :

$$X_0 = b - (2 \times C_c) - D \text{ tulangan geser} = 300 - (2 \times 40) - 10 = 210 \text{ mm}$$

$$Y_0 = h - (2 \times C_c) - D \text{ tulangan geser} = 600 - (2 \times 40) - 10 = 510 \text{ mm}$$

$$A_{0h} = X_0 \times Y_0 = 107100 \text{ mm}^2$$

$$A_0 = 0,85 \times A_{0h} = 91035 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2 \times (X_0 + Y_0) = 1440 \text{ mm}$$

Cek batasan dimensi penampang balok.

$$V_c = 0,17 \times 1 \times \sqrt{F'_c} \times b \times d = 148,44 \text{ kN} = 148444,76 \text{ Nmm}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bwd} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_0 h^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{bwd} + 0,66 \sqrt{F'_c} \right)$$

$2,43 \leq 3,35$, sehingga dapat disimpulkan bahwa dimensi balok memenuhi untuk menahan momen torsi.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal R22.7.6 menyatakan bahwa kekuatan torsi desain (ϕT_n) $\geq T_u$.

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{23990909,22}{0,75} = 31987878,95 \text{ Nmm}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ (SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1.2)}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_0 F_{yt} \cot \theta} = \frac{31987878,95}{2 \times 91035 \times 280 \times \cot 45^\circ} = 0,63 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Nilai $\frac{A_t}{s}$ dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1

Torsi Transversal Tumpuan

Kebutuhan torsi transversal tumpuan

$$V_u = 268,60 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 148,44 = 111,33 \text{ kN}$$

Karena $V_u > \phi V_c$, maka dibutuhkan tulangan geser.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.1 jika pada penampang nilai $V_u > \phi V_c$, maka tulangan transversal harus memenuhi persamaan di bawah ini.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$\phi V_s = V_u - (V_c \times \phi) = 268,60 - (148,44 \times 0,75) = 157,27 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{\phi V_s}{\phi} = 209,69 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 11.5.4.8 luas tulangan transversal dapat dihitung dengan menggunakan rumus di bawah ini.

$$V_s = \frac{A_v \times F_{yt} \times d}{s}$$

Sehingga kebutuhan tulangan torsi transversal adalah sebagai berikut :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{F_{yt} \times d} = \frac{209,69}{280 \times 540,5} = 1,39 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung kebutuhan total tulangan geser dan menentukan tulangan geser yang akan dipasang berdasarkan pasal R9.5.4.3 SNI 2847:2019.

$$\frac{A_{sk}}{s} req = 2 \times \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2 \times 0,63 + 1,39 = 2,64 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Untuk sengkang dengan 2 kaki dan $A_{sk \text{ use}}$ untuk 1 kaki adalah $78,54 \text{ mm}^2$.

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right) req \leq \left(\frac{A_{sk}}{s}\right) use$$

$$2,64 \leq \left(\frac{A_{sk}}{s}\right) use$$

$$S_{use} = 2 \times \frac{A_{sk \text{ use}}}{\frac{A_{sk \text{ req}}}{s}} = \frac{2 \times 78,54}{2,64} = 59,49 \text{ mm}$$

S_{use} harus tidak boleh melebihi spasi maksimum, yaitu :

$$S_{max \ 1} = \frac{Ph}{8} = \frac{1440}{8} = 180 \text{ mm}$$

$$S_{max \ 2} = 300 \text{ mm}$$

Dari hasil yang diperoleh, dapat disimpulkan bahwa S_{use} tidak melebihi S_{max} . Digunakan $S_{use} = 50 \text{ mm}$.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 9.6.4.2 luas sengkang yang digunakan juga tidak boleh kurang dari syarat luas minimum sengkang.

$$A_{sk \text{ min } 1} = 0,062 \sqrt{f'c} \frac{b_w \times s}{F_{yt}} = 0,062 \times \sqrt{29} \times \frac{300}{280} = 21,28 \text{ mm}^2$$

$$A_{sk \text{ min } 2} = 0,35 \frac{b_w \times s}{F_{yt}} = 0,35 \times \frac{300}{280} = 22,31 \text{ mm}^2$$

$$A_{sk \text{ pasang}} = 2 \times \frac{1}{4} \pi d_s^2 = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan yang dilakukan, diambil kesimpulan bahwa luas sengkang yang akan digunakan tidak kurang dari luas sengkang minimum yang telah disyaratkan. Dengan mempertimbangkan pengaruh torsi, maka tulangan geser yang akan digunakan pada daerah tumpuan adalah 2D10 – 50.

Torsi Transversal Lapangan

$$V_u = 178,45 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 148,44 = 111,33 \text{ kN}$$

Karena $V_u > \phi V_c$, maka dibutuhkan tulangan geser.

Pada penampang dengan nilai $V_u > \phi V_c$, maka tulangan transversal harus memenuhi persamaan di bawah ini berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.1.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$\phi V_s = V_u - (V_c \times \phi) = 67,12 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{\phi V_s}{\phi} = 89,49 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 11.5.4.8 luas tulangan transversal dapat dihitung dengan menggunakan rumus di bawah ini.

$$V_s = \frac{A_v \times F_{yt} \times d}{s}$$

Sehingga kebutuhan tulangan torsi transversal adalah sebagai berikut.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{F_{yt} \times d} = 0,59 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung kebutuhan total tulangan geser dan menentukan tulangan geser yang akan dipasang berdasarkan pasal R9.5.4.3 SNI 2847:2019.

$$\frac{A_{sk}}{s} \text{ req} = 2 \times \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 1,85 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Untuk sengkang dengan 2 kaki dan $A_{sk \text{ use}}$ untuk 1 kaki adalah $78,54 \text{ mm}^2$.

$$\left(\frac{A_{sk}}{s}\right) \text{ req} \leq \left(\frac{A_{sk}}{s}\right) \text{ use}$$

$$1,85 \leq \left(\frac{A_{sk}}{s}\right) \text{ use}$$

$$S_{\text{use}} = 2 \times \frac{A_{sk \text{ use}}}{\frac{A_{sk \text{ req}}}{s}} = 85,08 \text{ mm}$$

S_{use} harus kurang dari spasi maksimum, yaitu :

$$S_{max1} = \frac{Ph}{8} = \frac{1440}{8} = 180 \text{ mm}$$

$$S_{max2} = 300 \text{ mm}$$

S_{use} yang akan digunakan adalah 80 mm dan dapat disimpulkan bahwa S_{use} tidak melebihi S_{max} .

Menghitung luas sengkang minimum berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 9.6.4.2.

$$A_{sk \text{ min } 1} = 0,062 \sqrt{F'_c} \frac{b_w}{F_{yt}} = 0,062 \times \sqrt{29} \times \frac{300}{280} = 30,44 \text{ mm}^2$$

$$A_{sk \text{ min } 2} = 0,35 \frac{b_w}{F_{yt}} = 0,35 \times \frac{300}{280} = 31,91 \text{ mm}^2$$

$$A_{sk \text{ pasang}} = 2 \times \frac{1}{4} \pi d_s^2 = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan yang dilakukan, diambil kesimpulan bahwa luas sengkang yang akan digunakan tidak kurang dari luas sengkang minimum yang telah disyaratkan. Dengan adanya pengaruh torsi, tulangan geser yang digunakan untuk daerah lapangan adalah 2D10 – 80.

Tulangan Torsi Longitudinal Tambahan

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{F_{yt}}{F_y} \cot^2 \theta = 0,63 \times 1440 \times \frac{280}{420} \times \cot^2(45^\circ) = 602,37 \text{ mm}^2$$

$$A_{l \text{ min}} = \frac{0,42 \sqrt{F'_c} A_{cp}}{F_y} - \frac{A_t}{s} P_h \frac{F_{yt}}{F_y} = \frac{0,42 \sqrt{29} \times 180000}{420} \times 0,63 - 1440 \times \frac{280}{420} = 366,96 \text{ mm}^2$$

$$A_{l \text{ use}} = 602,37 \text{ mm}^2$$

Tulangan torsi longitudinal akan dibagi pada sisi–sisi balok, dengan mengurangi $A_{s, \text{ pasang}}$ dengan $A_{s, \text{ perlu}}$ yang nantinya akan menghasilkan sisa luasan tulangan terpasang ($A_{s, \text{ sisa}}$). Setelah itu, hasil sisa luasan tulangan dari $A_{s, \text{ pasang}}$ akan dikurangi dengan kebutuhan luas torsi ($A_{l, \text{ use}}$). Hasil pengurangan antara $A_{s, \text{ sisa}}$ dengan $A_{l, \text{ use}}$

akan menghasilkan luasan torsi yang akan didistribusikan pada sisi samping balok untuk menahan puntir akibat momen torsi.

- Daerah tumpuan balok dengan tulangan longitudinal 6D19 pada sisi atas dan tulangan 2D19 pada sisi bawah.

Sisi atas balok daerah tumpuan (+)

$$A_{s, \text{pasang}}^{(+)} = 1701,17 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{perlu}}^{(+)} = 1539,92 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{sisal}}^{(+)} = A_{s, \text{pasang}} - A_{s, \text{perlu}}$$

$$= 1701,17 - 1539,92$$

$$= 161,26 \text{ mm}^2$$

Sisi bawah balok daerah tumpuan (-)

$$A_{s, \text{pasang}}^{(-)} = 567,06 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{perlu}}^{(-)} = 468,40 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{sisal}}^{(-)} = A_{s, \text{pasang}} - A_{s, \text{perlu}}$$

$$= 567,06 - 468,40$$

$$= 98,65 \text{ mm}^2$$

$$\text{Total sisa kapasitas luasan longitudinal terpasang} = A_{s, \text{sisal}}^{(+)} + A_{s, \text{sisal}}^{(-)}$$

$$= 161,26 + 98,65 \text{ mm}^2$$

$$= 259,91 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kebutuhan luasan torsi yang harus didistribusikan} = A_{l \text{ use}} - A_{s, \text{sisal}}$$

$$= 602,37 - 259,91 \text{ mm}^2$$

$$= 342,46 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan yang telah dilakukan, didapat luas tulangan torsi yang akan didistribusikan pada daerah tumpuan yaitu sebesar 342,46 mm² yang kemudian akan dibagi dengan besarnya luasan tulangan torsi yang akan dipasang.

$$d_t = 13 \text{ mm}$$

$$A_t = 132,73 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{342,46}{132,73} = 2,58 \approx 3$$

Dari perhitungan yang dilakukan didapati bahwa jumlah tulangan torsi yang diperlukan adalah 3 buah tulangan, namun agar tulangan torsi dapat dipasang merata pada sisi balok, maka akan digunakan tulangan torsi 4D13 pada sisi samping balok tumpuan.

- Daerah lapangan balok dengan tulangan longitudinal 2D19 pada sisi atas dan tulangan 4D19 pada sisi bawah.

Sisi atas balok daerah lapangan (+)

$$A_{s, \text{pasang}}^{(+)} = 567,06 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{perlu}}^{(+)} = 468,40 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{sissssa}}^{(+)} = A_{s, \text{pasang}} - A_{s, \text{perlu}}$$

$$= 567,06 - 468,40$$

$$= 98,65 \text{ mm}^2$$

Sisi bawah balok daerah lapangan (-)

$$A_{s, \text{pasang}}^{(-)} = 1134,11 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{perlu}}^{(-)} = 855,26 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{sisaa}}^{(-)} = A_{s, \text{pasang}} - A_{s, \text{perlu}}$$

$$= 1134,11 - 855,26$$

$$= 278,85 \text{ mm}^2$$

$$\text{Total sisa kapasitas luasan longitudinal terpasang} = A_{s, \text{sisaa}}^{(+)} + A_{s, \text{sisaa}}^{(-)}$$

$$= 98,65 + 278,85 \text{ mm}^2$$

$$= 377,51 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kebutuhan luasan torsi yang harus didistribusikan} = A_{l \text{ use}} - A_{s, \text{sisaa}}$$

$$= 602,37 - 377,51 \text{ mm}^2$$

$$= 224,85 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan yang telah dilakukan, didapat luas tulangan torsi yang akan didistribusikan pada daerah lapangan yaitu sebesar 224,85 m².

$$n \text{ Tulangan} = \frac{224,85}{132,73} = 1,69 \approx 2, \text{ sehingga digunakan 2D13.}$$

Sehingga digunakan 2D13 pada sisi samping balok pada daerah lapangan.

Rekapitulasi

Dengan metode perhitungan yang sama untuk B2 (300 X 550) dan B3(300 X 550). Hasil perhitungan untuk B2 dan B3 dapat dilihat pada Tabel 2.37 di bawah ini dan untuk detail penulangan balok induk dapat dilihat pada Lampiran.

Tabel 2.37 Rekapitulasi Balok Induk

Rekapitulasi Penulangan B1		
Posisi	Tumpuan	Lapangan
Dimensi (mm)	300 X 600 mm	
Tulangan Atas	6 D 19	2 D 19
Tulangan Bawah	2 D 19	4 D 19
Tulangan Torsi	4 D 13	2 D 13
Sengkang	2D10 – 50	2D10 – 80
Rekapitulasi Penulangan B2		
Posisi	Tumpuan	Lapangan
Dimensi (mm)	300 X 550 mm	
Tulangan Atas	5 D 19	2 D 19
Tulangan Bawah	2 D 19	3 D 19
Tulangan Torsi	4 D 10	4 D 10
Sengkang	2D10 – 80	2D10 – 150
Rekapitulasi Penulangan B3		
Posisi	Tumpuan	Lapangan
Dimensi (mm)	300 X 550 mm	
Tulangan Atas	4 D 19	3 D 19
Tulangan Bawah	3 D 19	4 D 19
Tulangan Torsi	4 D 10	4 D 10
Sengkang	2D10 – 50	2D10 – 150

2.13.3 Perancangan Tie Beam

Tie beam merupakan elemen dari struktur bawah yang berfungsi sebagai pengikat fondasi dan kolom, serta berperan dalam mendistribusikan beban dari kolom ke fondasi. *Tie beam* juga berfungsi untuk mengontrol terjadinya penurunan tidak merata (*differential settlement*) dan pengaku pada sistem kolom (Sugianto dalam Widyarini et al., 2025)

Data Umum Perancangan *Tie Beam*

Lebar tie beam (b)	= 300	mm
Tinggi tie beam (h)	= 600	mm
Selimut beton	= 40	mm
Diameter tulangan utama (D)	= 19	mm
A _s	= 283,53	mm ²
Diameter sengkang (D _s)	= 10	mm
A _v	= 78,54	mm ²
F' _c	= 29	Mpa
F _y	= 420	Mpa
F _{yt}	= 280	Mpa
d	= 540,5	mm
β	= 0,843	
M _u Tumpuan (+)	= 20,96	kN/m
M _u Tumpuan (-)	= -71,72	kN/m
M _u Lapangan (+)	= 47,36	kN/m
M _u Lapangan (-)	= -29,32	kN/m
V _u Tumpuan	= 77,90	kN
V _u Lapangan	= 52,70	kN
V _g	= 70,06	kN

Tulangan Longitudinal Tumpuan

Tulangan Longitudinal Tumpuan

1. Tumpuan Negatif

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times F'_c \times b}} = 540,5 - \sqrt{540,5^2 - \frac{2 \times 71,72 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 29 \times 300}} \\ = 20,32 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta} = \frac{20,32}{0,843} = 24,11 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 d = 0,375 \times 540,5 = 202,69 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta \times C_{\max} = 0,84 \times 202,69 = 170,84 \text{ mm}$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{540,5-24,11}{24,11} \times 0,003 = 0,064 > 0,005$$

(Terkendali tarik)

$C < C_{\max}$ dan $E_t > 0,005$ terkendali tarik dengan faktor reduksi $\phi = 0,9$.

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{71,72 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(540,5 - \frac{20,32}{2}\right)} = 357,75 \text{ mm}^2$$

Cek $A_{s \text{ perlu}}$ memenuhi $A_{s \text{ min}}$ dan $A_{s \text{ max}}$:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4 \times b \times d}{F_y} = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 540,5 = 540,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 300 \times 540,5 = 4053,75 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ min}}$ dan $A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ max}}$, maka digunakan $A_{s \text{ min}}$

$$= 540,5 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{540,5}{283,53} = 1,91 \approx 2$$

Setelah mendapat jumlah tulangan longitudinal yang dibutuhkan, cek kapasitas lentur (momen nominal) *tie beam*.

$$A_{s \text{ pasang}} = n \times \left(\frac{1}{4} \pi d^2\right) = 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2\right) = 567,06 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{567,06 \times 420}{0,85 \times 29 \times 300} = 32,21 \text{ mm}$$

$$M_n = (A_{s \text{ pasang}} \times F_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = (567,06 \times 420) \times \left(540,5 - \frac{32,21}{2}\right)$$

$$= 124892547,7 \text{ Nmm}$$

$$= 124,89 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 124,89 = 112,403 \text{ kNm}$$

Maka digunakan 2D19 untuk tulangan lentur (longitudinal) pada daerah tumpuan negatif *tie beam*.

2. Tumpuan Positif

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times F'_c \times b}} = 540,5 - \sqrt{540,5^2 - \frac{2 \times 20,96 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 29 \times 300}} = 5,86 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta} = \frac{5,86}{0,843} = 6,95 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 d = 0,375 \times 540,5 = 202,69 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta \times C_{\max} = 0,843 \times 202,69 = 170,84 \text{ mm}$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{540,5-6,95}{6,95} \times 0,003 = 0,23 > 0,005$$

(Terkendali tarik)

$C < C_{\max}$ dan $E_t > 0,005$ terkendali tarik dengan faktor reduksi $\phi = 0,9$.

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{20,96 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(540,5 - \frac{5,86}{2}\right)} = 103,15 \text{ mm}^2$$

Cek A_s perlu memenuhi $A_{s \min}$ dan $A_{s \max}$:

$$A_{s \min} = \frac{1,4 \times b \times d}{F_y} = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 540,5 = 540,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \max} = 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 300 \times 540,5 = 4053,75 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ perlu}} < A_{s \min}$ dan $A_{s \text{ perlu}} < A_{s \max}$, maka digunakan $A_{s \min}$

$$= 540,5 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{540,5}{283,529} = 1,91 \approx 2$$

Setelah mendapat jumlah tulangan longitudinal yang dibutuhkan, cek kapasitas lentur (momen nominal) *tie beam*.

$$A_{s \text{ pasang}} = n \times \left(\frac{1}{4} \pi d^2\right) = 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2\right) = 567,06 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{567,06 \times 420}{0,85 \times 29 \times 300} = 32,21 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (A_{s \text{ pasang}} \times F_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = (567,06 \times 420) \times \left(540,5 - \frac{32,21}{2}\right) \\
 &= 124892547,7 \quad \text{Nmm} \\
 &= 124,89 \quad \text{kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 124,89 = 112,403 \quad \text{kNm}$$

Maka digunakan 2D19 untuk tulangan longitudinal pada daerah tumpuan positif *tie beam*.

3. Lapangan Negatif

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times F'_c \times b}} = 540,5 - \sqrt{540,5^2 - \frac{2 \times 47,36 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 29 \times 300}} \\
 &= 8,21 \text{ mm} \\
 C &= \frac{a}{\beta} = \frac{8,21}{0,843} = 9,74 \text{ mm} \\
 C_{\max} &= 0,375 d = 0,375 \times 540,5 = 202,69 \text{ mm} \\
 a_{\max} &= \beta \times C_{\max} = 0,843 \times 202,69 = 170,84 \text{ mm} \\
 E_t &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{540,5-9,74}{9,74} \times 0,003 = 0,16 > 0,005
 \end{aligned}$$

(Terkendali tarik)

$C < C_{\max}$ dan $E_t > 0,005$ terkendali tarik dengan faktor reduksi $\phi = 0,9$.

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{47,36 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(540,5 - \frac{8,21}{2}\right)} = 144,58 \text{ mm}^2$$

Cek $A_{s \text{ perlu}}$ memenuhi $A_{s \text{ min}}$ dan $A_{s \text{ max}}$:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4 \times b \times d}{F_y} = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 540,5 = 519,76 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 300 \times 540,5 = 4053,75 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ min}}$ dan $A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ max}}$, maka digunakan $A_{s \text{ min}}$ maka digunakan $A_{s \text{ min}}$ terbesar = 540,5 mm²

$$n \text{ Tulangan} = \frac{540,5}{283,540} = 1,91 \approx 2$$

Cek kapasitas lentur (momen nominal) *tie beam*.

$$A_s \text{ pasang} = n \times \left(\frac{1}{4} \pi d^2\right) = 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2\right) = 567,06 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{567,06 \times 420}{0,85 \times 29 \times 300} = 32,21 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (A_s \text{ pasang} \times F_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = (567,06 \times 420) \times \left(540,5 - \frac{32,21}{2}\right) \\ &= 124892547,7 \text{ Nmm} \\ &= 1624,89 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1624,89 = 112,40 \text{ kNm}$$

Digunakan tulangan 2D19 pada daerah lapangan negatif *tie beam*.

4. Lapangan Positif

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \times 0,85 \times F'_c \times b}} = 540,5 - \sqrt{540,5^2 - \frac{2 \times 29,32 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 29 \times 300}} \\ &= 13,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$C = \frac{a}{\beta} = \frac{13,33}{0,843} = 15,82 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 d = 0,375 \times 540,5 = 202,69 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = \beta \times C_{\max} = 0,843 \times 202,69 = 170,84 \text{ mm}$$

$$E_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 = \frac{540,5-15,82}{15,82} \times 0,003 = 0,099 > 0,005$$

(Terkendali tarik)

$C < C_{\max}$ dan $E_t > 0,005$ terkendali tarik dengan faktor reduksi $\phi = 0,9$.

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{29,32 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(540,5 - \frac{13,33}{2}\right)} = 234,72 \text{ mm}^2$$

Cek A_s perlu memenuhi $A_s \text{ min}$ dan $A_s \text{ max}$:

$$A_{s \min} = \frac{1,4 \times b \times d}{F_y} = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 540,5 = 540,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \max} = 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 300 \times 540,5 = 4053,75 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \min} > A_{s \text{ perlu}} < A_{s \max}$, maka digunakan $A_{s \min} = 540,5 \text{ mm}^2$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{540,5}{283,529} = 1,91 \approx 2$$

Cek kapasitas lentur (momen nominal) *tie beam*.

$$A_{s \text{ pasang}} = n \times \left(\frac{1}{4} \pi d^2 \right) = 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \right) = 567,06 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{567,06 \times 420}{0,85 \times 29 \times 300} = 32,21 \text{ mm}$$

$$M_n = (A_{s \text{ pasang}} \times F_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) = (567,06 \times 420) \times \left(540,5 - \frac{32,21}{2} \right)$$

$$= 124892547,7 \text{ Nmm}$$

$$= 124,89 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 124,89 = 112,40 \text{ kNm}$$

Digunakan tulangan 2D19 pada daerah lapangan positif *tie beam*.

Cek Syarat Tulangan Lentur

$$\phi M_{n+} = 112,40 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{n-} = 112,40 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{n+} > 0,5 \phi M_{n-}$$

$$112,40 > 56,20 \quad (\text{Aman})$$

$$\phi M_{n+} \text{ atau } \phi M_{n-} \geq \frac{1}{4} (\phi M_n \text{ terbesar setiap titik})$$

$$\phi M_{n-} \geq \frac{1}{4} (\phi M_n \text{ terbesar setiap titik})$$

$$196,469 \geq 49,117 \quad (\text{Aman})$$

$$\phi M_{n+} \geq \frac{1}{4} (\phi M_n \text{ terbesar setiap titik})$$

$$196,469 \geq 49,117 \quad (\text{Aman})$$

5. Penulangan Transversal

Menentukan nilai M_{pr} (*Probable Moment Capacity*), yaitu momen lentur maksimum yang mungkin terjadi. Menurut SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.5 gaya geser desain atau gaya geser rencana akibat gempa dihitung dengan asumsi bahwa sendi plastis terbentuk pada ujung – ujung *tie beam* (M_{pr} diasumsikan bekerja pada muka joint) dan kekuatan geser perlu harus mencapai $1,25F_y$ dari tulangan longitudinal.

$M_{pr} (-)$

Tulangan tarik tumpuan = 2 D 19

A_s tulangan tarik tumpuan = 567,06 mm²

$$a = \frac{A_s \times (1,25F_y)}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{567,06 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 29 \times 300} = 40,26 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr-} &= A_s \times (1,25F_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 40,26 \times (1,25 \times 420) \times \left(540,5 - \frac{40,26}{2}\right) \\ &= 154917194,1 \text{ Nmm} \quad = 154,92 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$M_{pr} (+)$

Tulangan tekan tumpuan = 2 D 19

A_s tulangan tarik umpuan = 567,06 mm²

$$a = \frac{A_s \times (1,25F_y)}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{567,06 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 29 \times 300} = 40,26 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr+} &= A_s \times (1,25F_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 40,26 \times (1,25 \times 420) \times \left(540,5 - \frac{40,26}{2}\right) \\ &= 154917194,1 \text{ Nmm} \quad = 154,92 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya geser gempa akibat sendi plastis

$$VE_1 = VE_2 = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = \frac{154,92 + 154,92}{6,5} = 51,64 \text{ kN}$$

Gaya geser akibat gravitasi

$$VG = 70,06 \quad \text{kN}$$

Gaya geser desain

$$V_e = VE + VG = 51,64 + 70,06 = 121,70 \quad \text{kN}$$

Tulangan Geser Tumpuan

Menurut SNI 2847:2019 pada pasal 18.7.6.2.1 penulangan geser harus dapat menahan gaya geser dengan asumsi $V_c = 0$ jika gaya geser akibat gempa minimal 50% dari gaya geser desain, di mana V_c adalah kuat geser beton.

$$VE = 51,64 \text{ kN}$$

Cek apakah VE lebih dari 50 % V_e

$$50\% V_e = 50\% \times 121,70 = 60,85 \text{ kN}$$

Karena $VE < 50\% V_e$, maka V_c berdasarkan pasal 18.7.6.2.1 SNI 2847:2019 bernilai 0.

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

Karena nilai $V_e > V_u$, maka :

$$V_u = V_e = 121,70 \quad \text{kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{121,70}{0,75} - 0 = 13,82 \quad \text{kN}$$

Digunakan sengkang 2 kaki

Spasi sengkang

$$S = \frac{A_v \times F_{yt} \times d}{V_s} = \frac{(2 \times 78,54) \times 280 \times 540,5}{13,82} = 1719,70 \quad \text{mm}$$

Jarak spasi tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

$$- \quad \frac{d}{4} = \frac{540,5}{4} = 135,13 \quad \text{mm}$$

$$- \quad 6db = 6 \times 19 = 114 \quad \text{mm}$$

- 150 mm

Karena nilai S lebih besar dari syarat spasi maksimum yang telah disebutkan, maka digunakan sengkang 2D10 – 100. Pada tulangan trasnversal dengan memmemperhitungkan pengaruh torsi, dibahas pada perhitungan torsi transversal.

Tulangan Geser Lapangan

$$V_u = 52,70 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,17 \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{29} \times 300 \times 540,5 \\ &= 111333,57 \text{ N} = 111,33 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 111,33 = 55,67 \text{ kN}$$

Karena pada pasal 9.6.3 SNI 2847:2019 untuk kondisi di mana $0,5\phi V_c < V_u$ tulangan geser minimum ($A_{v,min}$) diperlukan untuk seluruh penampang, kecuali pada kasus pada Tabel 9.6.3.1 SNI 2847:2019 tulangan geser minimum ($A_{v,min}$) dipasang pada kondisi $V_u > \phi V_c$. Dari perhitungan yang telah dilakukan didapat bahwa nilai $0,5\phi V_c > V_u$ dan $V_u < \phi V_c$, sehingga berdasarkan pasal yang telah disebutkan sebelumnya pada kondisi tersebut tulangan geser minimum ($A_{v,min}$) tidak diperlukan. Pada penulangan geser lapangan akan digunakan 2D10 – 200. Dengan pengecekan terhadap tulangan minimum sebagai berikut.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 9.7.6.2.2, tulangan geser tidak boleh melebihi spasi maksimum.

$$\text{Diambil } S = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Batas penentu } S \text{ maksimum} &= 0,33 \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,33 \times \sqrt{29} \times 300 \times 540,5 \\ &= 288157,48 \text{ N}\end{aligned}$$

$$S \text{ maksimum 1} = \frac{d}{2} = \frac{540,5}{2} = 270,25 \text{ mm}$$

$$S \text{ maksimum 2} = 600 \text{ mm}$$

$$S \text{ yang digunakan} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{v, \min} = 0,062 \times \sqrt{F'_c} \times \frac{b_w \times S}{F_{yt}}$$

$$= 0,062 \times \sqrt{29} \times \frac{300 \times 200}{280}$$

$$= 71,55 \text{ mm}^2$$

$$A_{v, \min} = \frac{0,35 \times b_w \times S}{F_{yt}} = \frac{0,35 \times 300 \times 200}{280}$$

$$= 75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan } A_{v, \min} = 75 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan geser} = \frac{75}{78,54} = 0,139 \approx 2$$

Digunakan sengkang 2 kaki. Nilai V_s berdasarkan pasal 11.5.4.8 SNI 2847:2019

$$A_{v, \text{ pasang}} = n \times A_v = 2 \times 78,54 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \times F_{yt} \times d}{s} = \frac{157,08 \times 280 \times 540,5}{200} = 118862,16 \text{ N}$$

Cek batasan V_s pada pasal 22.5.1.2 SNI 2487:2019.

$$V_s \leq 0,66 \times \sqrt{F_{yt}} \times d$$

$$V_s \leq 0,66 \times \sqrt{280} \times 540,5$$

$$V_s \leq 576314,95 \text{ N} \quad (\text{AMAN})$$

Cek kapasitas geser $\phi V_n > V_u$.

$$V_n = V_c + V_s = \frac{111333,57}{0,75} + 576314,95$$

$$V_n = 267306,92 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 267306,92$$

$$= 200480,20 \text{ N} = 200,48 \text{ kN}$$

$$200,48 \text{ kN} > 52,70 \text{ kN} \quad (\text{AMAN})$$

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan, tulangan geser lapangan 2D10 – 200 dapat digunakan.

6. Penulangan Torsi

Dari analisis struktur yang dilakukan menggunakan ETABS didapat nilai torsi yang bekerja pada *tie beam* :

$$T_u = 8,12 \text{ kNm}$$

$$V_u = 121,70 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75, \text{ sesuai pasal 21.2 SNI 2847:2019}$$

Tie beam akan didesain dengan tulangan torsi berdiameter 10 mm.

$$d_t = 10 \text{ mm}$$

Cek apakah torsi dapat diabaikan atau tidak :

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

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

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.7.1.1 torsi dapat diabaikan jika $T_u < \phi T_{th}$. Ambang batas torsi (T_{th}) dapat dihitung berdasarkan pasal 22.7.4 SNI 2847:2019 Tabel 22.7.4.1 (a) untuk penampang solid. Akan tetapi pada pasal R22.7.4 menyatakan bahwa ambang batas torsi adalah $0,25 T_{cr}$. Oleh karena itu, ambang batas torsi pada perhitungan ini dilakukan dengan mencari nilai berdasarkan Tabel 22.7.4.1 (a) SNI 2847:2019 dan nilai $0,25 T_{cr}$. Untuk mengetahui apakah torsi dapat diabaikan atau tidak.

$$\begin{aligned} T_{th} &= 0,083\lambda \sqrt{(F'_c) \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)} \\ &= 8045436,22 \text{ Nmm} = 8,046 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi T_{th} = 0,75 \times 8,046 = 6,034 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} T_{cr} &= 0,33 \times \sqrt{F'_c} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\ &= 31987878,95 \text{ Nmm} = 31,99 \text{ kNmm} \end{aligned}$$

$$0,25 T_{cr} = 7,997 \text{ kNm}$$

$$\phi T_{cr} = 0,75 \times 31,99 = 23,99 \text{ kNm}$$

Karena $T_u > \phi T_{th}$ dan $T_u > 0,25 T_{cr}$, maka torsi tidak dapat diabaikan. Nilai T_u lebih kecil dari nilai ϕT_{cr} , maka T_u yang akan digunakan dalam perhitungan adalah nilai $T_u = 8,12 \text{ kNm}$.

Sebelum dilakukan penulangan torsi, penampang *tie beam* harus dicek terlebih dahulu untuk memeriksa apakah dimensi *tie beam* cukup untuk menahan torsi.

Cek dimensi *tie beam* :

$$X_0 = b - (2 \times C_c) - D \text{ tulangan geser} = 300 - (2 \times 40) - 10 = 210 \text{ mm}$$

$$Y_0 = h - (2 \times C_c) - D \text{ tulangan geser} = 600 - (2 \times 40) - 10 = 510 \text{ mm}$$

$$A_{0h} = X_0 \times Y_0 = 107100 \text{ mm}^2$$

$$A_0 = 0,85 \times A_{0h} = 91035 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2 \times (X_0 + Y_0) = 1140 \text{ mm}$$

Cek batasan dimensi penampang *tie beam*.

$$V_c = 0,17 \times 1 \times \sqrt{F'_c} \times b \times d = 148,44 \text{ N} = 148444,76 \text{ Nmm}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bwd}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_0 h^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{bwd} + 0,66 \sqrt{F'_c}\right)$$

$0,96 \leq 3,35$, sehingga dapat disimpulkan bahwa dimensi *tie beam* memenuhi untuk menahan momen torsi.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal R22.7.6 menyatakan bahwa kekuatan torsi desain $(\phi T_n) \geq T_u$.

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{8118400}{0,75} = 10824533,33 \text{ Nmm}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ (SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1.2)}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 A_0 F_{yt} \cot \theta} = \frac{10824533,33}{2 \times 91035 \times 280 \times \cot 45^\circ} = 0,21 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Nilai $\frac{A_t}{s}$ dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1

Torsi Transversal Tumpuan

Kebutuhan torsi transversal tumpuan

$$V_u = 121,70 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 148,44 = 111,33 \text{ kN}$$

Karena $V_u > \phi V_c$, maka dibutuhkan tulangan geser.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.5.10.1 jika pada penampang nilai $V_u > \phi V_c$, maka tulangan transversal harus memenuhi persamaan di bawah ini.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$\phi V_s = V_u - (V_c \times \phi) = 121,70 - 111,33 = 10,37 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{\phi V_s}{\phi} = 13,82 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 11.5.4.8 luas tulangan transversal dapat dihitung dengan menggunakan rumus di bawah ini.

$$V_s = \frac{A_v \times F_{yt} \times d}{s}$$

Sehingga kebutuhan tulangan torsi transversal adalah sebagai berikut.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{F_{yt} \times d} = \frac{10,37}{280 \times 540,5} = 0,09 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Menghitung kebutuhan total tulangan geser dan menentukan tulangan geser yang akan dipasang berdasarkan pasal R9.5.4.3 SNI 2847:2019.

$$\frac{A_{sk}}{s} \text{ req} = 2 \times \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2 \times 0,21 + 0,09 = 0,516 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Untuk sengkang dengan 2 kaki dan $A_{sk \text{ use}}$ untuk 1 kaki adalah $78,54 \text{ mm}^2$.

$$\left(\frac{A_{sk}}{s} \right) \text{ req} \leq \left(\frac{A_{sk}}{s} \right) \text{ use}$$

$$0,516 \leq \left(\frac{A_{sk}}{s} \right) \text{ use}$$

$$S_{\text{use}} = 2 \times \frac{A_{sk \text{ use}}}{\frac{A_{sk \text{ req}}}{s}} = \frac{2 \times 78,54}{0,516} = 304,42 \text{ mm}$$

S_{use} harus tidak boleh melebihi spasi maksimum, yaitu :

$$S_{\text{max } 1} = \frac{P_h}{8} = \frac{1140}{8} = 180 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 300 \text{ mm}$$

Dari hasil yang diperoleh dapat disimpulkan bahwa S_{use} yang telah dihitung melebihi $S_{\max}$, maka digunakan $S_{\text{use}} = 100 \text{ mm}$.

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 9.6.4.2 luas sengkang yang digunakan juga tidak boleh kurang dari syarat luas minimum sengkang.

$$A_{\text{sk min 1}} = 0,062 \sqrt{F'_c} \frac{b_w \times s}{F_{yt}} = 0,062 \sqrt{29} \frac{300 \times 100}{280} = 35,77 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{sk min 2}} = 0,35 \frac{b_w \times s}{F_{yt}} = 0,35 \frac{300 \times 100}{280} = 37,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{sk pasang}} = 2 \times \frac{1}{4} \pi d_s^2 = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan yang dilakukan, diambil kesimpulan bahwa luas sengkang yang akan digunakan tidak kurang dari luas sengkang minimum yang telah disyaratkan. Dengan mempertimbangkan pengaruh torsi, maka tulangan geser yang akan digunakan pada daerah tumpuan adalah 2D10 – 100.

Tulangan Torsi Longitudinal Tambahan

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{F_{yt}}{F_y} \cot^2 \theta = 0,21 \times 1440 \times \frac{280}{420} \times \cot(45^\circ)^2 = 203,84 \text{ mm}^2$$

$$A_{l \text{ min}} = \frac{0,42 \sqrt{F'_c} A_{cp}}{F_y} - \frac{A_t}{s} P_h \frac{F_{yt}}{F_y} = \frac{0,42 \sqrt{29} \times 180000}{420} - 0,28 \times 1440 \times \frac{280}{420} = 765,49 \text{ mm}^2$$

$$A_{l \text{ use}} = 765,49 \text{ mm}^2$$

Tulangan torsi longitudinal akan dibagi pada sisi–sisi *tie beam*, dengan A_s , sisa dengan $A_{l \text{ use}}$ yang akan menghasilkan luasan torsi yang harus didistribusikan pada sisi samping *tie beam* untuk menahan puntir akibat momen torsi.

- Daerah tumpuan *tie beam* dengan tulangan longitudinal 2D19 pada sisi atas dan tulangan 2D19 pada sisi bawah.
Sisi atas balok daerah tumpuan (+)

$$\begin{aligned}
 A_{s, \text{ pasang}}^{(+)} &= 567,06 \quad \text{mm}^2 \\
 A_{s, \text{ perlu}}^{(+)} &= 357,75 \quad \text{mm}^2 \\
 A_{s, \text{ sisa}}^{(+)} &= A_{s, \text{ pasang}} - A_{s, \text{ perlu}} \\
 &= 567,06 - 357,75 \\
 &= 209,31 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Sisi bawah balok daerah tumpuan (-)

$$\begin{aligned}
 A_{s, \text{ pasang}}^{(-)} &= 567,06 \quad \text{mm}^2 \\
 A_{s, \text{ perlu}}^{(-)} &= 103,15 \quad \text{mm}^2 \\
 A_{s, \text{ sisa}}^{(-)} &= A_{s, \text{ pasang}} - A_{s, \text{ perlu}} \\
 &= 567,06 - 103,15 \\
 &= 463,91 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total sisa kapasitas luasan longitudinal terpasang} &= A_{s, \text{ sisa}}^{(+)} + A_{s, \text{ sisa}}^{(-)} \\
 &= 209,31 + 463,91 \text{ mm}^2 \\
 &= 673,22 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kebutuhan luasan torsi yang harus didistribusikan} &= A_{l \text{ use}} - A_{s \text{ sisa}} \\
 &= 765,49 - 673,22 \text{ mm}^2 \\
 &= 92,27 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan yang telah dilakukan, didapat luas tulangan torsi yang akan didistribusikan pada daerah tumpuan yaitu sebesar 92,27 mm² yang kemudian akan dibagi dengan besarnya luasan tulangan torsi yang akan dipasang.

$$d_t = 10 \quad \text{mm}$$

$$A_t = 78,54 \quad \text{mm}^2$$

n Tulangan = $\frac{92,27}{78,54} = 1,17 \approx 2$, digunakan 2D10 untuk tulangan torsi daerah tumpuan pada *tie beam*.

- Daerah lapangan *tie beam* dengan tulangan longitudinal 2D19 pada sisi atas dan tulangan 2D19 pada sisi bawah.

Sisi atas balok daerah lapangan (+)

$$A_{s, \text{pasang}}^{(+)} = 567,06 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{s, \text{perlu}}^{(+)} = 144,58 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{s, \text{sisas}}^{(+)} = A_{s, \text{pasang}} - A_{s, \text{perlu}}$$

$$= 567,06 - 144,58$$

$$= 442,47 \quad \text{mm}^2$$

Sisi bawah balok daerah lapangan (-)

$$A_{s, \text{pasang}}^{(-)} = 567,06 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{s, \text{perlu}}^{(-)} = 234,71 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{s, \text{sisas}}^{(-)} = A_{s, \text{pasang}} - A_{s, \text{perlu}}$$

$$= 567,06 - 234,71$$

$$= 332,34 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{Total sisa kapasitas luasan longitudinal terpasang} = A_{s, \text{sisas}}^{(+)} + A_{s, \text{sisas}}^{(-)}$$

$$= 442,47 + 332,34 \text{ mm}^2$$

$$= 754,81 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{Kebutuhan luasan torsi yang harus didistribusikan} = A_{l \text{ use}} - A_{s \text{ sisa}}$$

$$= 765,49 - 754,81 \text{ mm}^2$$

$$= 10,67 \quad \text{mm}^2$$

n Tulangan $= \frac{10,67}{78,54} = 0,14 \approx 1$, agar tulangan torsi dapat terpasang merata pada sisi samping *tie beam*, maka digunakan 2D10 untuk tulangan torsi daerah lapangan pada *tie beam*.

Rekapitulasi

Hasil perhitungan untuk *tie beam* dapat dilihat pada Tabel 2.38 di bawah ini dan untuk detail penulangan *tie beam* dapat dilihat pada Lampiran.

Tabel 2.38 Rekapitulasi *Tie Beam*

Rekapitulasi Penulangan <i>Tie Beam</i>		
Posisi	Tumpuan	Lapangan
Dimensi (mm)	300 X 550 mm	
Tulangan Atas	2 D 19	2 D 19
Tulangan Bawah	2 D 19	2 D 19
Tulangan Torsi	2 D 10	2 D 10
Sengkang	2D10 – 100	2D10 – 200

2.14 Perancangan Kolom

Kolom merupakan struktur vertikal yang berfungsi untuk menyalurkan beban yang diterimanya berupa beban dari struktur di atasnya dan berat sendiri kolom ke fondasi untuk disalurkan lagi ke tanah. Perancangan kolom dilakukan dengan bantuan *software* ETABS, SPColumn, dan Excel. Pada perancangan kolom, kolom harus dirancang agar mampu menahan kombinasi gaya aksial dan momen lentur dengan menggunakan diagram interaksi. Perancangan kolom dilakukan agar memenuhi standar kekuatan, stabilitas, dan daktilitis untuk menjamin keselamatan bangunan.

Data Umum Perancangan Kolom

Lebar penampang kolom (b)	= 500 mm
Tinggi penampang kolom (h)	= 500 mm
Tinggi kolom (L)	= 3600 mm
Tinggi bersih (L_n)	= 3100 mm
Diameter tulangan (D)	= 25 mm
Diameter sengkang (d_s)	= 13 mm
Selimut Beton (C_c)	= 40 mm
Tegangan leleh baja longitudinal (F_y)	= 420 MPa
Tegangan leleh baja sengkang (F_{yt})	= 280 MPa
Kuat tekan beton (F'_c)	= 29 Mpa
Faktor reduksi longitudinal (ϕ)	= 0,9
Faktor reduksi transversal (ϕ)	= 0,75
Gaya geser ultimit (V_u)	= 241,39 kN
Gaya tekan terkecil (N_u)	= 0,0145 kN

Pada analisis struktur dengan menggunakan ETABS akan didapat besarnya gaya aksial dan momen lentur yang terjadi pada kolom bangunan. Tabel 2.39 di bawah ini menunjukkan gaya aksial dan momen lentur yang terjadi pada kolom K2 (500 X 500) yang dihasilkan dari analisis struktur dengan ETABS.

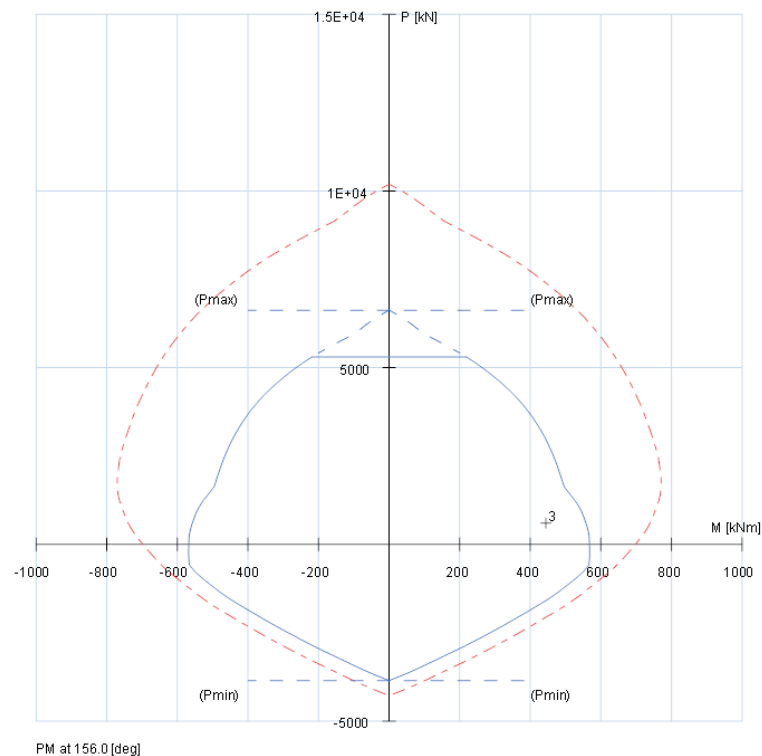
Tabel 2.39 *Output Gaya Dalam Analisis Struktur*

Output Gaya Dalam Analisis Struktur			
Kondisi	P (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
P _{max}	31,4587	-121,9579	73,8718
P _{min}	-2752,8965	-246,6351	84,3222
M ₂ Max	-604,4129	404,7323	-183,1465
M ₂ Min	-1185,8408	-414,4031	-57,1214
M ₃ Max	-815,9033	10,0808	403,7369
M ₃ Min	-868,4461	-14,1380	-397,8449

Output yang dihasilkan oleh SpColumn mencakup parameter seperti gaya dalam terfaktor, kapasitas desain, parameter kapasitas, dan D/C (*Demand per Capacity Ratio*). Rasio (D/C) merupakan perbandingan dari beban yang bekerja pada kolom (gaya dalam terfaktor) dengan kekuatan maksimal yang dapat ditahan oleh kolom tersebut (kapasitas desain terfaktor). Nilai rasio antara *demand* dan *capacity* dapat dinyatakan aman jika rasio (D/C) kurang atau sama dengan satu yang mengartikan bahwa kapasitas kolom lebih besar atau sama dengan beban yang bekerja, namun jika nilai rasio (D/C) lebih dari satu, maka beban yang bekerja lebih besar dan melampaui kekuatan kolom. *Output* dari analisis menggunakan SP Column dapat terlihat pada Tabel 2.40 dan Gambar 2.36 menunjukkan grafik untuk nilai kekuatan kolom di bawah ini.

Tabel 2.40 *Output SP Column*

No.	Demand			Capacity			Parameters at Capacity			Cap- acity
	P _u	M _{ux}	M _{uy}	ϕP _n	ϕM _{nx}	ϕM _{ny}	NA Depth	ε _t	ϕ	Ratio
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	mm			
1	-31,46	121,96	-73,87	-31,46	467,85	-283,38	262	0,0039	0,8	0,26
2	2752,9	246,64	-84,32	2752,9	439,22	-150,16	401	0,00126	0,65	0,56
3	604,41	-404,73	183,15	604,41	-506,56	229,23	281	0,00323	0,744	0,8
4	1185,84	414,4	57,12	1185,84	599,03	82,57	262	0,0028	0,708	0,69
5	815,9	-10,08	-403,74	815,9	-17,18	-688,23	193	0,00405	0,812	0,59
6	868,45	14,14	397,84	868,45	24,11	678,38	200	0,00388	0,798	0,59



Gambar 2.36 Nilai Kekuatan Nominal Kolom dari Analisis Spcolumn

Diagram interaksi P – M pada gambar di atas menunjukkan hubungan antara gaya aksial dan momen lentur pada penampang kolom. Berdasarkan diagram tersebut, titik beban berada di dalam kurva kapasitas desain, sehingga kapasitas penampang lebih besar dibandingkan beban yang bekerja, maka elemen kolom dinyatakan aman terhadap gaya aksial dan momen lentur.

Cek Kelangsingan dan Cek Dimensi Kolom

Kelangsingan kolom dan pengecekan dimensi harus dilakukan sebelum merancang kolom, hal ini dilakukan agar kolom memenuhi spesifikasi teknis yang disyaratkan. Selain itu, karena salah satu faktor yang mempengaruhi kapasitas kolom adalah kelangsingan kolom. Menurut Indrawan (2016), kolom yang semakin langsing, maka kekuatan tekan kolom akan semakin kecil.

- Kelangsingan Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 6.2.5 disebutkan bahwa pengaruh kelangsingan pada kolom dapat diabaikan jika persamaan di bawah ini dapat

terpenuhi. Persamaan di bawah ini digunakan untuk kolom tanpa tambahan pengaku seperti *bracing*.

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

k (faktor panjang efektif kolom) = 1, berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 6.4.4.3.

l_u (bentang bersih kolom) = 3100 mm

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 6.2.5.1 radius girasi yang diizinkan untuk kolom persegi dapat dihitung seperti di bawah ini.

r (radius girasi) = $0,3 \times h = 0,3 \times 500 = 150$ mm

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

$$\frac{1 \times 3100}{150} \leq 22$$

$20,67 \leq 22$, sehingga dapat disimpulkan bahwa pengaruh kelangsingan kolom dapat diabaikan.

- **Cek Dimensi Kolom**

Dimensi kolom harus memenuhi syarat – syarat yang telah disyaratkan dalam SNI 2847:2019 pada pasal 18.7.2.1, yaitu :

Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300mm.

$$b \geq 300 \text{ mm}$$

$$500 \geq 300 \text{ mm}$$

Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

$$\frac{b}{h} \geq 0,4$$

$$\frac{500}{500} \geq 0,4$$

$$1 \geq 0,4$$

Dari hasil yang telah didapat, disimpulkan bahwa dimensi kolom K2 (500 × 500) memenuhi syarat batasan dimensi.

Penulangan Longitudinal Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.4 tulangan longitudinal memiliki syarat yang harus dipenuhi, di antaranya :

- Luas tulangan longitudinal (A_{st}) harus berada diantara $0,01A_g$ dan $0,06A_g$.
- Kolom dengan sengkang bundar, minimum memiliki 6 tulangan longitudinal.
- Sambungan mekanis memenuhi pasal 18.2.7 dan sambungan las memenuhi pasal 18.2.8. Untuk sambungan lawatan hanya boleh ditengah kolom dan didesain untuk tarik, serta dilindungi oleh tulangan transversal sesuai pasal 18.7.5.2 dan 18.7.5.3.

Berdasarkan syarat yang telah disebutkan di atas, tulangan longitudinal (A_{st}) kolom K2 (500×500) tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan lebih dari $0,06A_g$.

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang kolom } (A_g) &= b \times h = 500 \times 500 \\ &= 250000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tulangan longitudinal yang terpasang} = 20 \text{ D } 25$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan longitudinal } (A_{st}) &= n \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \\ &= 20 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \right) \\ &= 9817,48 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Rasio } (\rho) = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{9817,48}{250000} = 0,039 = 3,9\%$$

Rasio antara tulangan dan luasan kolom memenuhi syarat.

Cek Kekakuan Kolom terhadap Sistem Strong Column Weak Beam (SCWB)

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2 disebutkan bahwa kekuatan lentur kolom harus memenuhi $\sum M_{nc} \geq \sum (1,2) M_{nb}$. Berdasarkan persyaratan tersebut, maka pada perancangan SCWB total momen nominal kolom minimal sebesar 1,2 kali total momen nominal balok kiri dan kanan. Berdasarkan NEHRP 16-917-40, momen nominal kolom untuk SCWB dapat diambil dari gaya aksial maksimum dan minimum ($P_{u, \max}$ dan $P_{u, \min}$). Nilai momen nominal yang diambil untuk perhitungan ini dapat dilihat pada Tabel 2.41 di bawah ini.

Tabel 2.41 Momen Nominal dari $P_{u, \max}$ dan $P_{u, \min}$

	P_u kN	ϕM_{nx} kNm	ϕ	M_{nx} kNm
$P_u \max$	2752,9	439,22	0,650	675,7230769
$P_u \min$	-31,46	467,85	0,800	584,8125

Balok yang mengikat kolom K2 adalah balok B1 (300 X 600).

$M_n (-)$ balok = 351,67 kNm

$M_n (+)$ balok = 124,89 kNm

$$\begin{aligned} \sum M_{nc} &\geq \sum (1,2) M_{nb} \\ (675,72 + 584,81) &\geq 1,2(351,67 + 124,89) \\ 1260,54 &\geq 571,87 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, dapat disimpulkan bahwa kekuatan lentur kolom telah memenuhi persyaratan SCWB.

Perhitungan Tulangan Geser

- Perilaku Elastik

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.1 pada daerah sendi plastis (pada daerah sepanjang l_0 dari muka *joint* balok – kolom di kedua ujungnya) tulangan transversal yang mencukupi harus disediakan. Panjang l_0 daerah sendi plastis kolom dipilih dari nilai terbesar pada persyaratan di bawah ini.

a. Tinggi kolom pada muka hubungan balok – kolom atau pada daerah yang berpotensi leleh lentur.

$$l_{01} = h = 500 \text{ mm}$$

b. 1/6 dari bentang bersih

$$l_{02} = \frac{Ln}{6} = \frac{3100}{6} = 516,67 \text{ mm}$$

c. 450 mm

$$l_{03} = 450 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan, maka l_0 yang akan digunakan adalah 516,67 mm.

- **Menghitung Kuat Geser Perlu**

Tulangan transversal yang ditentukan berdasarkan ada kapasitas geser kolom dan pengekang inti beton. Dari analisis menggunakan ETABS didapat nilai V_u sebesar 241,39 kN dan berdasarkan M_{pr} balok kiri dan kanan yang mengikat kolom didapat nilai M_{pr} seperti yang di bawah ini.

$$M_{prb, ki (-)} = 428,797 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 154,917 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 428,797 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 154,917 \text{ kNm}$$

Karena kolom di atas dan di bawah *joint* memiliki ukuran serta tinggi yang sama, maka :

$$M_{prk} \text{ a dan b dari balok} = 0,5 \times (428,797 + 154,917) = 291,86 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{M_{prc} a + M_{prc} b}{l_c} = \frac{291,86 + 291,86}{\frac{3100}{1000}} = 188,29 \text{ kN}$$

Karena nilai $V_e < V_u \dots 188,29 < 241,39$, maka nilai yang diambil adalah nilai terbesar antara V_u dan V_e sehingga digunakan $V_u = 241,3881 \text{ kN}$ dan kuat geser beton (V_c) dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 22.5.6.1.

$$D \text{ efektif} = h - C_c - d_s - \frac{D \text{ kolom}}{2} = 500 - 40 - 13 - \frac{25}{2} = 434,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{F'_c} b_w d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{0,0145 \times 10^3}{14 \times 250000} \right) \times 1 \times \sqrt{29} \times 500 \times 434,5 \\ &= 198888,42 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{241,39 \times 10^3}{0,75} - 198888,42 = 52171,39 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 11.5.4.8 luas tulangan transversal dapat dihitung dengan menggunakan persamaan di bawah ini. Sehingga kebutuhan tulangan torsi transversal adalah sebagai berikut.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{F_{yt} \times d} = \frac{52171,39}{280 \times 434,5} = 0,43 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (1)$$

- **Tulangan Pengekang**

$$P_u < 0,3 \times F'_c \times A_g$$

$$2752900 < 0,3 \times 290 \times 250000$$

$$2752900 \text{ N} > 217500 \text{ N}$$

$$F'_c = 29$$

$$F'_c \leq 70 \text{ Mpa}$$

$$29 \leq 70 \text{ Mpa}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.4 mensyaratkan bahwa jumlah tulangan transversal harus sesuai dengan Tabel 2.42 tulangan transversal untuk kolom – kolom sistem rangka pemikul momen khusus di bawah ini.

Tabel 2.42 Tulangan transversal untuk kolom-kolom sistem rangka pemikul momen khusus

Tulangan transversal 1	Kondisi	Persamaan yang berlaku	
A _{sh} /sbc Untuk sengkang pengekang persegi	$P_u \leq 0,3 \times F'_c \times A_g$ Dan $F'_c \leq 70 \text{ Mpa}$	Terbesar antara (a) dan (b)	$0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{F'_c}{F_{yt}} \text{ (a)}$
	$P_u > 0,3 \times F'_c \times A_g$ Atau $F'_c > 70 \text{ Mpa}$	Terbesar antara (a), (b), dan (c)	$0,09 \frac{F'_c}{F_{yt}} \text{ (b)}$ $0,2kfk n \frac{P_u}{F_{yt} A_{ch}} \text{ (c)}$
P _s Untuk spiral ataupun sengkang pengekang lingkaran	$P_u \leq 0,3 \times F'_c \times A_g$ Dan $F'_c \leq 70 \text{ Mpa}$	Terbesar antara (d) dan (e)	$0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{F'_c}{F_{yt}} \text{ (d)}$ $0,12 \frac{F'_c}{F_{yt}} \text{ (e)}$
	$P_u > 0,3 \times F'_c \times A_g$ Atau $F'_c > 70 \text{ Mpa}$	Terbesar antara (d), (e) dan (f)	$0,35kfk n \frac{P_u}{F_{yt} A_{ch}} \text{ (f)}$

Perhitungan Kekangan pada Area Sendi Plastis :

$$\text{Lebar penampang inti beton (bc)} = b - 2Cc = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang penampang inti beton (hc)} = h - 2Cc = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang kolom (A}_g\text{)} = bh = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas penampang inti beton (A}_{ch}\text{)} = bc \times hc = 176400 \text{ mm}^2$$

Karena dari perhitungan didapat nilai $P_u > 0,3 \times F'_c \times A_g$ dan $F'_c \leq 70 \text{ Mpa}$. Sehingga persamaan yang berlaku adalah persamaan (a), (b), dan (c). Dari tiga persamaan tersebut diambil nilai yang terbesar. Sebelum itu, karena nilai $P_u > 0,3 \times F'_c \times A_g$ maka diperlukan untuk mencari faktor kekuatan beton (k_f) dan faktor keefektifan pengekang (k_n).

$$\begin{aligned} k_f &= \frac{F'_c}{175} + 0,6 \geq 1,0 \\ &= \frac{29}{175} + 0,6 \geq 1,0 \\ &= 0,77 \geq 1,0 \end{aligned}$$

(Karena nilai $k_f < 1$, maka nilai k_f yang akan digunakan adalah 1)

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} = \frac{20}{20 - 2} = 1,11$$

Di mana,

n_l = jumlah batang longitudinal di sekeliling inti kolom.

Maka perhitungan dari persamaan (a), (b), dan (c) dapat dilakukan.

$$\text{a. } \frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{F'_c}{F_{yt}} = 0,3 \left(\frac{250000}{176400} - 1 \right) \frac{29}{280} = 0,013 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (2)$$

$$\text{b. } \frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,09 \frac{F'_c}{F_{yt}} = 0,09 \frac{29}{280} = 5,44 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (3)$$

$$\text{c. } \frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,2 k_f k_n \frac{P_u}{F_{yt} A_{ch}} = 0,2 \times 1 \times 1,11 \frac{2752900}{280 \times 176400} = 0,124 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (4)$$

Dari keempat persamaan, digunakan nilai terbesar dari keempat persamaan yang telah dihitung. Digunakan nilai dari persamaan (3) yaitu $\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 5,44 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

- Tulangan Transversal di daerah Sepanjang l_0

Diambil $s = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = \frac{A_v}{s} \times s = 5,44 \times 100 = 544 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter sengkang = 13 mm

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = \frac{A_{sh}}{A_v} = \frac{544}{132,73} = 4,10 \approx 5$$

Cek syarat bahwa nilai s tidak melebihi nilai s_{max} yang telah disyatkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.3.

a. $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil kolom,

$$\frac{1}{4} \times 500 = 125 \text{ mm}$$

b. 6 kali diameter longitudinal,

$$6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

c. Nilai s_o tidak lebih dari 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm,

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

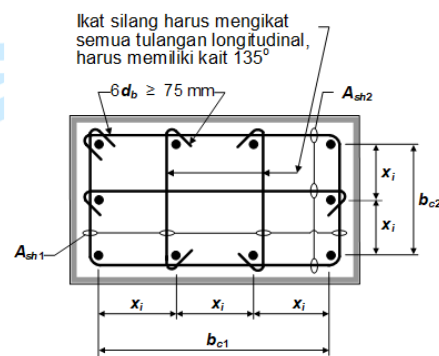
Di mana contoh penulangan kolom dapat terlihat pada Gambar 2.37 dan Gambar 2.38 di bawah ini.

$$bc1 = \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 2 \times \frac{1}{2} \times 25}{6 - 1} = 73,8 \text{ mm}$$

$$hx = (4 - 1) \times 73,8 = 221,4 \text{ mm}$$

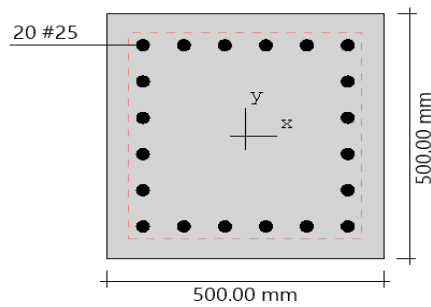
$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - 221,4}{3} \right)$$

$$s_o = 142,87 \text{ mm}$$



Dimensi x_i antara sumbu-sumbu penampang tulangan longitudinal yang ditopang secara lateral tidak melebihi 200 mm. Nilai h_x dalam Pers. (18.7.5.3) diambil sebagai nilai terbesar dari x_i .

Gambar 2.37 Contoh penulangan transversal pada kolom
(Sumber : SNI 2847 : 2019)



Gambar 2.38 Penulangan Kolom

Maka tulangan transversal yang akan digunakan pada daerah sepanjang l_0 adalah 5 D 13 – 100.

- **Tulangan Transversal di Luar Daerah l_0**

Dari analisis struktur di dapat nilai $V_u = 241,39 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\sqrt{F'c} \times b_w \times d &= 0,17\sqrt{29} \times 500 \times 434,5 \\ & &= 198887,60 \text{ N} \\ & &= 198,89 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 198,89 = 149,17 \text{ kN}$$

Karena nilai $V_u > \phi V_c$, maka V_s harus dihitung berdasarkan pasal 22.5.10 SNI 2847:2019.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 122,96 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{F_{yt} \times d} = \frac{122,96}{280 \times 434,5} = 1,011 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan sengkang dengan diameter 13 mm

Diambil $s = 150 \text{ mm}$

$$A_{sh} = \frac{A_v}{s} \times s = 1,011 \times 150 = 1,011 \times 150 = 151,607 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kaki tulangan transversal} = \frac{A_{sh}}{A_v} = \frac{151,607}{132,73} = 1,14 \approx 2$$

Cek nilai s tidak melebihi nilai s max sesuai SNI 2847:2019.

a. 6 kali diameter longitudinal,

$$6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

b. 150 mm

Maka tulangan transversal yang digunakan pada daerah di luar l_0 adalah 2 D 13–150.

Panjang penyaluran tulangan

Panjang penyaluran (L_d) mengacu pada SNI 2847:2019 pasal 25.4.2.3 dengan perhitungan sebagai berikut :

$$l_d = \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{F'_c}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_z}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{db}\right)}$$

C_b merupakan nilai terkecil dari hasil persamaan 1 dan 2.

$$cc + ds + \frac{1}{2} = 65,5 \quad \text{mm} \quad (1)$$

$$\frac{c1 - (2 \times (cc + ds)) - db}{(\text{jumlahtul 1 lapis} - 1)} = 73,8 \quad \text{mm} \quad (2)$$

Sehingga nilai yang C_b yang digunakan adalah 65,5 mm.

$$\left(\frac{C_b + K_{tr}}{db}\right) = \left(\frac{65,5 + 0}{25}\right) = 2,62$$

Untuk nilai $\left(\frac{C_b + K_{tr}}{db}\right)$ berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 25.4.2.3 diambil maksimal

2,5, sehingga nilai $\left(\frac{C_b + K_{tr}}{db}\right)$ yang akan digunakan dalam perhitungan adalah 2,5.

$$l_d = \frac{420}{1,1 \times 1 \times \sqrt{29}} \frac{1,3 \times 1 \times 1}{2,5} = 921,72 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan, maka *lap splice* yang akan digunakan adalah 950 mm.

Di mana K_{tr} dapat diambil 0 untuk penyederhanaan desain dalam perhitungan konservatif. Sedangkan nilai untuk faktor – faktor pada persamaan di atas diatur pada SNI 2847 :2019 pasal 25.4.2.4 seperti yang dijabarkan oleh Tabel 2.43 di bawah ini.

Tabel 2.43 Faktor modifikasi untuk panjang penyaluran batang ulir dan kawat ulir dalam kondisi Tarik

Faktor modifikasi	Kondisi	Faktor
Beton ringan λ	Beton ringan	0,75
	Beton ringan, bila f_{ct} ditentukan	Sesuai dengan 19.2.4.3
	Beton normal	1,0
Epoksi Ψ_t	Tulangan dengan pelapis epoksi atau seng dan pelapis ganda epoksi dengan selimut bersih kurang dari 3db atau spasi kurang dari 6db	1,5
	Tulangan dengan pelapis epoksi atau seng dan pelapis ganda epoksi dengan kondisi lainnya	1,2
	Tulangan tanpa pelapis atau pelapis seng (galvanis)	1,0
Ukuran Ψ_s	Batang D22 dan yang lebih besar	1,0
	Batang D19 dan yang lebih kecil dan kawat ulir	0,8
Posisi pengecoran Ψ_e	Lebih dari 30 mm beton segar diletakkan di bawah tulangan horizontal	1,3
	lainnya	1,0

Rekapitulasi

Dengan perhitungan yang sama untuk kolom K1 (500 X 800) dan K3 (400 X 500) didapat hasil perhitungan yang ditunjukkan pada Tabel 2.44 di bawah ini.

Tabel 2.44 Rekapitulasi Penulangan Kolom

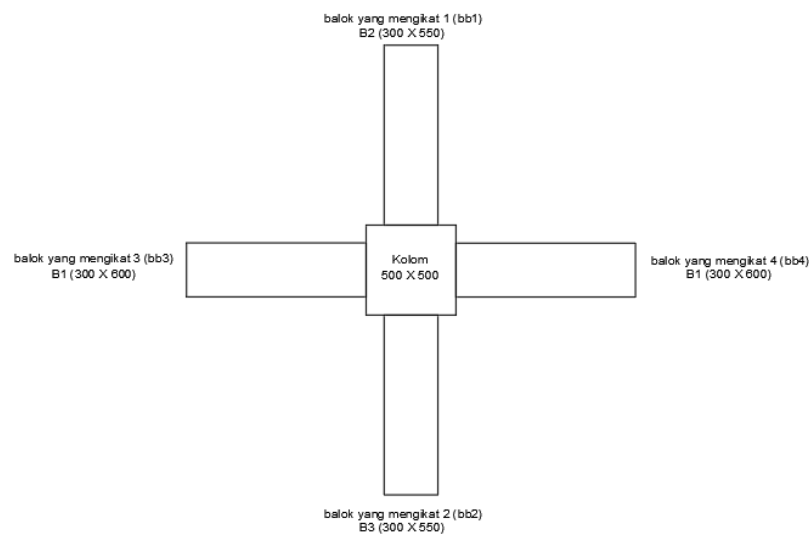
Tulangan	K1 (500 X 800)	K2 (500 X 500)	K3 (400 X 500)
Tulangan Longitudinal	20 D 25	20 D 25	16 D 25
Tulangan Sengkang Sepanjang l_0	4 D 13 – 100	5 D 13 – 100	4 D 13 – 100
Tulangan Sengkang di Luar l_0	2 D 13 – 100	2 D 13 – 100	2 D 13 – 100

2.15 Hubungan Balok – Kolom

Andreas et al. (2023) menjelaskan bahwa Hubungan Balok – Kolom (HBK) adalah area pertemuan antara balok dan kolom yang memiliki peran penting dalam menahan pengaruh beban gempa. Perancangan HBK dilakukan untuk meningkatkan kemampuan daktilitas struktur, sehingga bangunan tidak mengalami kegagalan secara tiba-tiba atau getas, tetapi mampu mengalami deformasi secara bertahap sebelum mencapai kondisi runtuh. (Setiawan, 2012) juga menekankan bahwa hubungan balok-kolom merupakan bagian yang sangat kritis pada struktur rangka beton bertulang, sehingga perlu direncanakan secara khusus agar mampu berperilaku inelastik saat terjadi gempa kuat.

Hubungan Balok B1, B2, dan B3 yang Mengikat Kolom K2

Data perhitungan Hubungan Balok – Kolom (HBK) pada balok B1, B2, B3, dan kolom K2. Dengan hubungan balok – kolom seperti pada Gambar 2.39 di bawah ini.



Gambar 2.39 Hubungan Balok-Kolom (B1, B2, B3, dan K2)

Data kolom K2 :

Lebar kolom arah Y (b)	= 500	mm
Lebar kolom arah X (h)	= 500	mm
Panjang bentang kolom (L)	= 3600	mm

Data balok yang mengikat sisi atas adalah balok B2

Data balok B2 :

Lebar balok (b_{b1})	= 300	mm
Tinggi balok (h_1)	= 550	mm
n tumpuan atas B2	= 5	
Luas tulangan atas (A_s^-)	= 1417,644	mm ²
n tumpuan bawah B2	= 2	
Luas tulangan bawah (A_s^+)	= 567,057	mm ²

Data balok yang mengikat sisi bawah adalah balok B3

Data balok B3 :

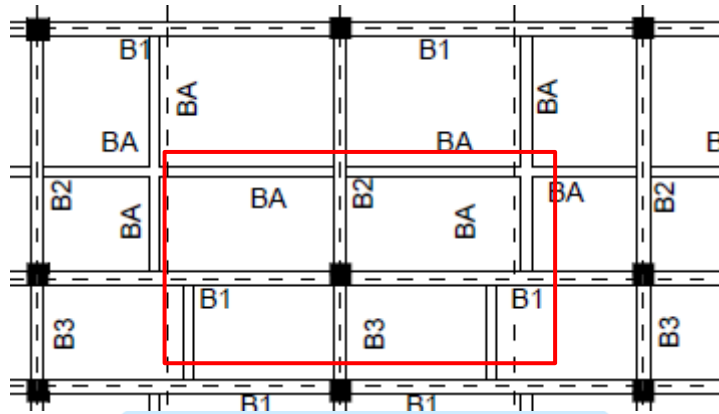
Lebar balok (b_{b2})	= 300	mm
Tinggi balok (h_2)	= 550	mm
n tumpuan atas B2	= 4	
Luas tulangan atas (A_s^-)	= 1134,115	mm ²
n tumpuan bawah B2	= 3	
Luas tulangan bawah (A_s^+)	= 850,586	mm ²

Data balok yang mengikat sisi kanan dan sisi kiri adalah B1

Data balok B1 :

Lebar balok ($b_{b3} = b_{b4}$)	= 300	mm
Tinggi balok ($h_3=h_4$)	= 600	mm
n tumpuan atas B1	= 6	
Luas tulangan atas (A_s^-)	= 1701,172	mm ²
n tumpuan bawah B1	= 2	
Luas tulangan bawah (A_s^+)	= 567,06	mm ²
Diameter tulangan balok (d_b)	= 19	mm
Mutu beton (F'_c)	= 29	MPa
Kuat leleh baja (F_y)	= 420	Mpa
Faktor untuk beton normal (λ)	= 1	
Tinggi balok yang terbesar (h_b)	= 600	mm
Sehingga, panjang bersih bentang kolom	= 3000	mm

Joint balok – kolom yang akan dihitung dapat dilihat pada Gambar 2.40 di bawah ini.



Gambar 2.40 Joint Balok - Kolom Tampak Atas

A. Cek Dimensi Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.8.2.3, jika tulangan longitudinal balok dilanjutkan ke sambungan balok – kolom, dimensi kolom sejajar dengan balok tersebut tidak boleh kurang dari $20d_b$ untuk beton normal.

$$b \geq 20d_b$$

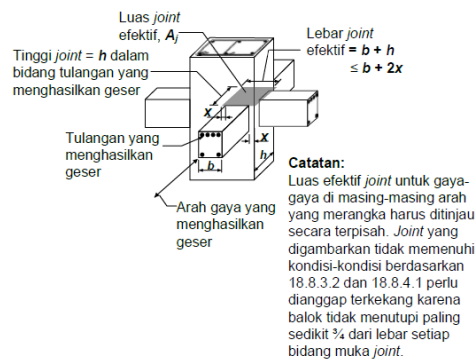
$$500 \geq 20 \times 19$$

$$500 \geq 380 \text{ mm}$$

Dari perhitungan tersebut diketahui bahwa dimensi kolom memenuhi syarat yang ada.

B. Dimensi Joint

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.8.4.3 disebutkan bahwa luas penampang sambungan A_j dihitung dengan tinggi sambungan dikalikan lebar sambungan, dengan tinggi *joint* harus sama dengan lebar kolom, dan lebar *joint* efektif harus sama dengan lebar kolom, kecuali jika terdapat balok yang merangka ke kolom yang lebih lebar. Lebar joint efektif harus kurang dari nilai terkecil dari lebar balok ditambah tinggi joint dan dua kali jarak tegak lurus terkecil dari tengah balok ke sisi kolom seperti yang terlihat pada Gambar 2.41 di bawah ini.



Gambar R18.8.4 – Luas joint efektif

Gambar 2.41 Luas Joint Efektif
(Sumber : SNI 2847 : 2019)

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar bersih kolom (x}_{1a}\text{)} &= \frac{h-b_{b1}}{2} = \frac{500-300}{2} = 100 \text{ mm} \\
 \text{Lebar bersih kolom (x}_{1b}\text{)} &= \frac{h-b_{b1}}{2} = \frac{500-300}{2} = 100 \text{ mm} \\
 \text{Cek lebar sisi kolom 1} &= b_{b1} + x_{1a} + x_{1b} = 300 + 100 + 100 \\
 &= 500 \text{ mm} \\
 \text{Lebar bersih kolom (x}_{2a}\text{)} &= \frac{h-b_{b2}}{2} = \frac{500-300}{2} = 100 \text{ mm} \\
 \text{Lebar bersih kolom (x}_{2b}\text{)} &= \frac{h-b_{b2}}{2} = \frac{500-300}{2} = 100 \text{ mm} \\
 \text{Cek lebar sisi kolom 1} &= b_{b2} + x_{2a} + x_{2b} = 300 + 100 + 100 \\
 &= 500 \text{ mm} \\
 \text{Lebar bersih kolom (x}_{3a}\text{)} &= \frac{h-b_{b3}}{2} = \frac{500-300}{2} = 100 \text{ mm} \\
 \text{Lebar bersih kolom (x}_{3b}\text{)} &= \frac{h-b_{b3}}{2} = \frac{500-300}{2} = 100 \text{ mm} \\
 \text{Cek lebar sisi kolom 1} &= b_{b3} + x_{3a} + x_{3b} = 300 + 100 + 100 \\
 &= 500 \text{ mm} \\
 \text{Lebar bersih kolom (x}_{4a}\text{)} &= \frac{h-b_{b4}}{2} = \frac{500-300}{2} = 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar bersih kolom } (x_{4b}) = \frac{h-b_{b4}}{2} = \frac{500-300}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek lebar sisi kolom 1} &= b_{b4} + x_{4a} + x_{4b} = 300 + 100 + 100 \\ &= 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung dimensi *joint* berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.8.4.3 seperti yang telah disebutkan sebelumnya.

x terkecil pada suatu sisi diambil dari nilai minimum perhitungan x_a dan x_b .

$$x \text{ terkecil untuk sisi 1, } x_1 = 100 \text{ mm}$$

$$x \text{ terkecil untuk sisi 2, } x_2 = 100 \text{ mm}$$

$$x \text{ terkecil untuk sisi 3, } x_3 = 100 \text{ mm}$$

$$x \text{ terkecil untuk sisi 4, } x_4 = 100 \text{ mm}$$

Sehingga, lebar *joint* pada suatu sisi dapat ditentukan berdasarkan pasal SNI 2847:2019 pasal 18.8.4 dan lebar *joint* yang digunakan adalah nilai lebar *joint* (b_j) yang paling kecil pada setiap sisi.

$$\begin{aligned} \text{Lebar } joint \text{ sisi 1, } b_{j1} &= b_{b1} + h = 300 + 500 = 800 \text{ mm} \\ &= b_{b1} + 2 \times x_1 = 300 + 2 \times 100 = 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar } joint \text{ yang digunakan } (b_{j1}) = 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar } joint \text{ sisi 2, } b_{j2} &= b_{b2} + h = 300 + 500 = 800 \text{ mm} \\ &= b_{b2} + 2 \times x_2 = 300 + 2 \times 100 = 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar } joint \text{ yang digunakan } (b_{j2}) = 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar } joint \text{ sisi 3, } b_{j3} &= b_{b3} + h = 300 + 500 = 800 \text{ mm} \\ &= b_{b3} + 2 \times x_3 = 300 + 2 \times 100 = 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar } joint \text{ yang digunakan } (b_{j3}) = 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar } joint \text{ sisi 4, } b_{j4} &= b_{b4} + h = 300 + 500 = 800 \text{ mm} \\ &= b_{b4} + 2 \times x_4 = 300 + 2 \times 100 = 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lebar *joint* yang digunakan (b_{j4})= 500 mm

Menentukan luas efektif *joint* gempu.

$$\text{Luas efektif } joint \text{ gempu x, } A_{jx} = b_j \times h = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas efektif } joint \text{ gempu y, } A_{jy} = b_j \times h = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

Mengacu pada SNI 2847:2019 pasal 18.8.2.4 dikatakan bahwa tinggi *joint* (h) harus melebihi setengah tinggi balok yang menempel pada *joint* yang menyebabkan geser *joint* ikut menahan gaya gempu (bagian dari sistem pemikul gaya seismik).

Cek apakah tinggi *joint* memenuhi syarat.

$$\begin{aligned} h &> \frac{1}{2} \times h_b \\ 500 &> \frac{1}{2} \times 600 \\ 500 &> 300 \end{aligned}$$

Setelah dilakukan pengecekan terhadap tinggi *joint*, dapat diketahui bahwa tinggi *joint* memenuhi persyaratan pada pasal 18.8.2.4.

C. Gaya Tulangan Balok

Pada pasal 18.8.2.1 SNI 2847:2019 gaya pada tulangan longitudinal pada muka *joint* harus dihitung dengan menganggap tegangan pada tulangan tariknya sebesar $1,25F_y$.

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Probable Tulangan } (F_{pr}) &= 1,25F_y \\ &= 1,25 \times 420 \\ &= 525 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Sehingga, gaya yang bekerja pada tulangan longitudinal (F_s) dihitung menggunakan persamaan di bawah ini.

$$F_s = A_s \times F_{pr}$$

Di mana F_s adalah gaya tulangan yang menunjukkan seberapa besar gaya tarik maksimum yang dapat ditahan oleh tulangan dengan mengalikan luas tulangan baja dengan tegangan probable.

$$\text{Gaya tulangan atas } (F_s^-)_1 = 1417,644 \times 525 = 744263 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tulangan atas } (F_s^+)_1 = 567,057 \times 525 = 297705 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tulangan atas } (F_s^-)_2 = 1134,115 \times 525 = 595410 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tulangan atas } (F_s^+)_2 = 850,586 \times 525 = 446558 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tulangan atas } (F_s^-)_3 = 1701,172 \times 525 = 893116 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tulangan atas } (F_s^+)_3 = 850,586 \times 525 = 297705 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tulangan atas } (F_s^-)_4 = 1701,172 \times 525 = 893116 \text{ N}$$

$$\text{Gaya tulangan atas } (F_s^+)_4 = 850,586 \times 525 = 297705 \text{ N}$$

D. Gaya Geser Akibat Balok

Gaya geser akibat balok yang timbul pada *joint* akibat kombinasi dari data balok yang terhubung ke kolom pada arah gempa tertentu dihitung sebagai berikut.

$$\text{Geser arah gempa } x^- = F_s^-_3 + C_4 = F_s^-_3 + F_s^+_4$$

$$= 893116 + 297705$$

$$= 1190821 \text{ N}$$

$$\text{Geser arah gempa } x^+ = F_s^-_4 + C_3 = F_s^-_4 + F_s^+_3$$

$$= 893116 + 297705$$

$$= 1190821 \text{ N}$$

$$\text{Geser arah gempa } y^- = F_s^-_1 + C_2 = F_s^-_1 + F_s^+_2$$

$$= 744263 + 446558$$

$$= 1190821 \text{ N}$$

$$\text{Geser arah gempa } y^+ = F_s^-_2 + C_1 = F_s^-_2 + F_s^+_1$$

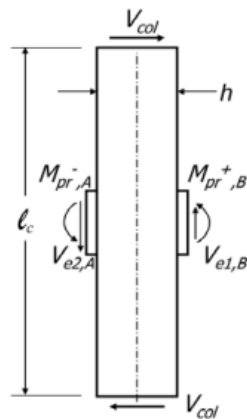
$$= 595410 + 297705$$

$$= 893116 \text{ N}$$

E. Gaya Geser Akibat Kolom

Gaya geser kolom merupakan gaya horizontal yang bekerja pada kolom akibat gaya-gaya lentur yang terjadi di *joint* antara balok dan kolom. Berdasarkan NEHRP 8-917-1. Gaya geser kolom dapat muncul karena adanya perbedaan momen di atas dan di bawah sambungan akibat gaya gempa bolak balik, hal ini dijelaskan seperti pada Gambar 2.42 di bawah ini di mana pada Gambar 2.36 menunjukkan potongan kolom setengah tinggi atas dan bawah *joint* di mana saat terjadi gempa balok yang menempel akan berayun membentuk sendi plastis yang mengakibatkan munculnya gaya tarik dan tekan pada tulangan balok yang menekan atau menarik kolom dan gaya – gaya inilah yang menimbulkan geser pada kolom. Pada saat kondisi gempa di mana kedua ujung balok sudah meleleh, dan gaya yang terjadi di ujung balok adalah V_e akibat M_{pr} . Berdasarkan NEHRP 8-917-1 perhitungan geser kolom dapat dilakukan seperti di bawah ini.

$$V_{col} = \frac{[(M_{pr,+B} + M_{pr,-A}) + (V_{e2,A} + V_{e1,B}) \frac{h}{2}]}{L_c}$$



$$V_{col} = [(M_{pr,+B} + M_{pr,-A}) + (V_{e2,A} + V_{e1,B}) \frac{h}{2}] / L_c$$

Figure 5-4 – Free body diagram of column used to calculate column shear V_{col} .

Gambar 2.42 *Free body* diagram untuk menghitung geser kolom V_{col}
(Sumber : NEHRP 8-917-1)

Data Mpr balok berdasarkan perhitungan balok.

$$M_{pr}^- \text{ Balok 1 (b}_{b1}) = 327608142 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ Balok 1 (b}_{b1}) = 140031935 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^- \text{ Balok 2 (b}_{b2}) = 268078966 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ Balok 2 (b}_{b2}) = 205553564 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^- \text{ Balok 3 (b}_{b3}) = 428796868 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ Balok 3 (b}_{b3}) = 154917194 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^- \text{ Balok 4 (b}_{b4}) = 428796868 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ Balok 4 (b}_{b4}) = 154917194 \text{ Nmm}$$

$$V_e \text{ Balok 1} = 271434,8 \text{ N}$$

$$V_e \text{ Balok 2} = 285679,36 \text{ N}$$

$$V_e \text{ Balok 3} = 268599,26 \text{ N}$$

$$V_e \text{ Balok 4} = 268599,26 \text{ N}$$

Sehingga, nilai gaya geser kolom untuk gempa arah x dan y.

$$\begin{aligned} \text{Geser kolom ketika arah gempa } x^- &= V_{col} = \frac{[(M_{pr, B}^+ + M_{pr, A}^-) + (V_{e2, A} + V_{e1, B}) \frac{h}{2}]}{L_c} \\ &= 239338 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Geser kolom ketika arah gempa } x^+ &= V_{col} = \frac{[(M_{pr, B}^+ + M_{pr, A}^-) + (V_{e2, A} + V_{e1, B}) \frac{h}{2}]}{L_c} \\ &= 239338 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Geser kolom ketika arah gempa } y^- &= V_{col} = \frac{[(M_{pr, B}^+ + M_{pr, A}^-) + (V_{e2, A} + V_{e1, B}) \frac{h}{2}]}{L_c} \\ &= 224147 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa } y^+ = V_{col} = \frac{[(M_{pr, B}^+ + M_{pr, A}^-) + (V_{e2, A} + V_{e1, B}) \frac{h}{2}]}{L_c}$$

$$= 182463 \text{ N}$$

F. Gaya Geser Total *Joint*

Gaya geser total *joint* dapat dihitung setelah mengetahui gaya geser kolom (V_{col}), gaya geser joint (V_j) diperoleh dari kesetimbangan gaya – gaya horizontal yang bekerja pada *joint*.

$$V_j = F_s + C - V_{col}$$

$$\begin{aligned} \text{Geser kolom ketika arah gempa } x^- &= V_{ux} = F_s + C - V_{col} \\ &= 1190821 - 239338 = 951483 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Geser kolom ketika arah gempa } x^+ &= V_{ux} = F_s + C - V_{col} \\ &= 1190821 - 239338 = 951483 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Geser kolom ketika arah gempa } y^- &= V_{uy} = F_s + C - V_{col} \\ &= 1190821 - 224147 = 966674 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Geser kolom ketika arah gempa } y^+ &= V_{uy} = F_s + C - V_{col} \\ &= 893116 - 182463 = 710652 \text{ N} \end{aligned}$$

Geser kolom ketika arah gempa yang digunakan adalah nilai maksimum dari perhitungan.

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa } x, V_{ux} = 951483 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa } y, V_{uy} = 966674 \text{ N}$$

G. Gaya Geser *Joint*

Berdasarkan SNI 2487:2019 pasal 18.8.4.1 kuat geser (V_n) *joint* dihitung sesuai dengan kondisi seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.45 di bawah ini.

Tabel 2.45 Kekuatan geser nominal *joint* V_n

Konfigurasi Joint	V_n
Untuk joint yang terkekang oleh balok– balok pada keempat sisinya	$1,7\lambda\sqrt{F'_c}A_j$
Untuk joint yang terkekang oleh balok– balok pada tiga sisinya atau dua sisi berlawanan	$1,2\lambda\sqrt{F'_c}A_j$
Untuk kasus – kasus lainnya	$1,0\lambda\sqrt{F'_c}A_j$

Berdasarkan SNI 2487:2019 pasal 18.8.4.2 muka *joint* dianggap terkekang oleh balok jika lebar balok minimal $\frac{3}{4}$ dari lebar efektif *joint*. Pada perhitungan ini lebar efektif *joint* didapat sebesar 500 mm dan balok pada keempat sisi *joint* memiliki lebar yang sama yaitu 300 mm.

$$b \geq \frac{3}{4} b_j$$

$$300 \geq \frac{3}{4} \times 500$$

$$300 < 375$$

Dari hasil perhitungan didapati bahwa *joint* tidak terkekang oleh balok pada keempat sisinya. Sehingga, nilai geser nominal *joint* (V_n) dihitung dengan menggunakan konfigurasi joint yang ketiga (untuk kasus – kasus lain).

$$V_n = 1,0\lambda\sqrt{F'_c}A_j$$

Kuat geser nominal *joint* gempa x, $V_{nx} = 1,0\lambda\sqrt{F'_c}A_j$

$$\begin{aligned} V_{nx} &= 1,0 \times 1 \times \sqrt{29} \times 250000 \\ &= 1346291 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat geser nominal *joint* gempa y, $V_{ny} = 1,0\lambda\sqrt{F'_c}A_j$

$$\begin{aligned} V_{ny} &= 1,0 \times 1 \times \sqrt{29} \times 250000 \\ &= 1346291 \text{ N} \end{aligned}$$

Faktor reduksi (ϕ) = 0,85 (Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 21.2.4.3)

$$\text{Kuat geser joint gempa x, } \phi V_{nx} = 0,85 \times 134629 = 1144348 \text{ N}$$

$$\text{Kuat geser joint gempa y, } \phi V_{ny} = 0,85 \times 134629 = 1144348 \text{ N}$$

$$\text{Cek kuat geser joint dengan syarat} = SF \geq 1$$

$$\text{Faktor keamanan gempa x, } SF_x = \frac{\phi V_{nx}}{V_{ux}} = \frac{1144348}{951483} = 1,203 > 1$$

$$\text{Faktor keamanan gempa y, } SF_y = \frac{\phi V_{ny}}{V_{uy}} = \frac{1144348}{966674} = 1,184 > 1$$

Dari perhitungan dapat disimpulkan bahwa kuat geser joint memenuhi syarat keamanan.

H. Panjang Penyaluran Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.8.5.1 disebutkan bahwa panjang penyaluran untuk beton normal harus lebih dari nilai terbesar dari $8d_b$ dan 150 mm.

$$l_{dh} = \frac{F_y d_b}{5,4 \lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{420 \times 19}{5,4 \times 1 \times \sqrt{29}} = 274,416 \text{ mm}$$

Cek terhadap $8d_b$ dan 150 mm.

$$l_{dh} \text{ minimum 1} = 8d_b = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \text{ minimum 2} = 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \text{ pakai} = 274,416 \text{ mm}$$

Dari perhitungan yang telah dilakukan, dapat disimpulkan bahwa hubungan balok–kolom di atas aman terhadap geser ultimit *joint* yang dapat terjadi karena adanya beban gempa.