

## BAB II

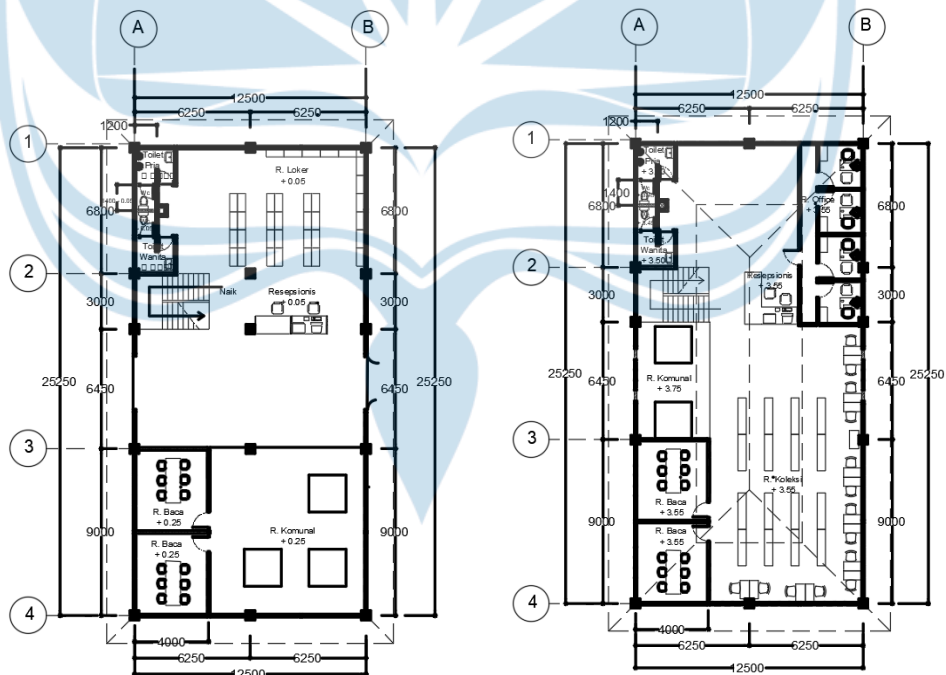
### PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

Dalam bab ini, akan diuraikan tentang data perencanaan untuk struktur atas, serta hasil perhitungan dari data rencana yang mencakup struktur atap, balok, kolom, pelat lantai dan struktur tangga. Bagian berikutnya akan menjelaskan secara rinci tentang masing-masing komponen struktur tersebut:

#### 2.1 *Layout Bangunan Pati Islamic Center*

##### 2.2.1 Denah Bangunan Perpustakaan

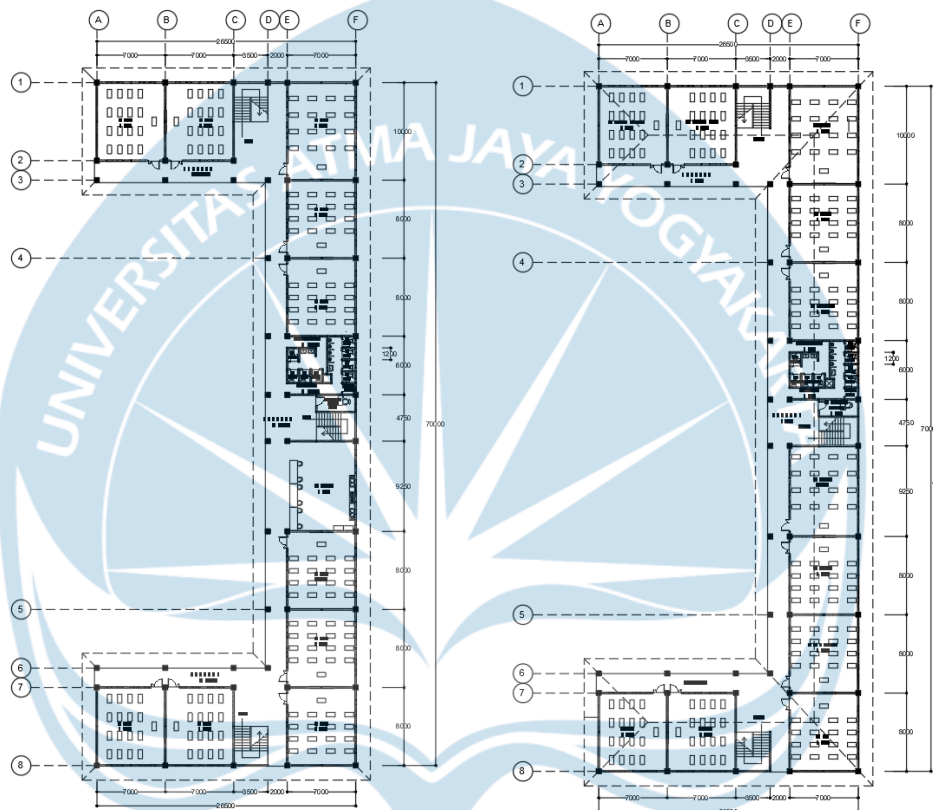
Bangunan perpustakaan merupakan bangunan dua lantai yang memiliki ukuran keseluruhan yaitu 25,25 x 12,5 meter. Lantai satu memiliki fungsi sebagai ruang loker, ruang resepsionis, ruang baca, toilet, serta ruang komunal. Lantai dua digunakan sebagai ruang koleksi, ruang kantor, ruang baca, toilet, dan ruang komunal. Berikut denah lantai bangunan edukasi lantai satu dan lantai 2.



Gambar 2.1 Denah Arsitektur Perpustakaan Lantai 1 dan 2

### 2.2.2 Denah Bangunan Edukasi

Bangunan edukasi merupakan bangunan dua lantai yang memiliki ukuran keseluruhan sebesar 70 x 26,5 meter. Bangunan edukasi ini merupakan bangunan edukasi. Lantai satu pada bangunan edukasi ini berfungsi sebagai ruang jilid, toilet, dan kantin. Lantai dua pada bangunan ini berfungsi sebagai ruang belajar, ruang jilid, dan toilet.



Gambar 2.2 Denah Arsitektur Bangunan Edukasi Lantai 1 dan 2

### 2.2.3 Denah Bangunan Pengelola

Bangunan pengelola merupakan bangunan dua lantai yang memiliki ukuran keseluruhan sebesar 29 x 24 meter. Pada lantai satu difungsikan untuk ruang koperasi, ruang guru, ruang zakat, ruang tunggu, ruang resepsionis, ruang *cleaning service*, dan toilet. Lantai dua digunakan untuk ruang kantor, ruang rapat, gudang, ruang *cleaning service*, dan toilet.



struktur baja akan mematuhi pedoman yang berlaku, yaitu PPPURG 1987, SNI 1727:2020, dan SNI 1729:2020. Pedoman ini memberikan panduan teknis dan standar yang harus diikuti dalam perencanaan dan konstruksi struktur atap menggunakan baja.

Pembebanan atap akan mengikuti kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 1727:2020. Standar ini menetapkan persyaratan dan metode untuk menghitung pembebanan yang diterapkan pada struktur atap, termasuk beban mati, beban hidup, dan beban tambahan lainnya yang berlaku dalam kondisi tertentu. Dengan memastikan kepatuhan terhadap pedoman ini, diharapkan bahwa perencanaan dan konstruksi atap dengan struktur baja konvensional dapat dilakukan dengan keandalan, kekuatan, dan keawetan yang sesuai dengan standar yang ditetapkan.

### **2.2.1 Perencanaan Gording dan Pembebanan Kuda – Kuda**

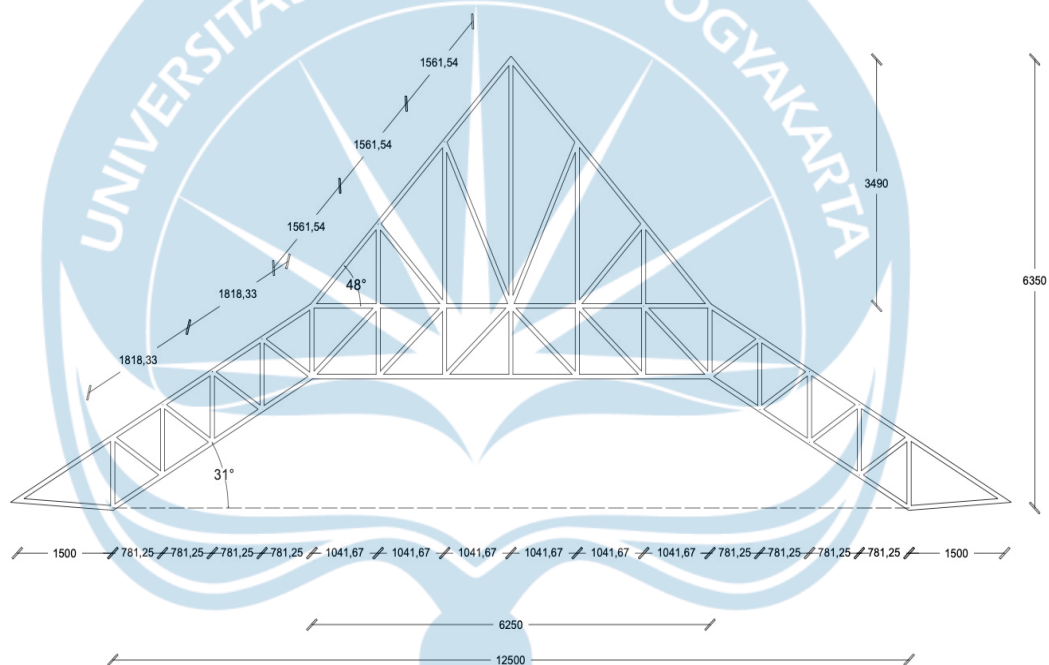
Pada bagian struktur atas atau konstruksi atap, dilakukan desain dan perencanaan yang sesuai dengan kebutuhan bangunan gedung pengelolaan. Rangka atap terdiri dari gording yang berperan sebagai penghubung antara penutup atap dan rangka kuda-kuda yang bertindak sebagai penopang struktur atap.

Dalam hal pemilihan bahan untuk gording, digunakan kanal C yang dianggap memiliki kekuatan yang memadai serta memiliki harga yang terjangkau. Kanal C dipilih karena dapat memenuhi persyaratan struktural dengan baik, mampu menahan beban atap secara efektif, dan memiliki biaya yang lebih ekonomis.

#### **2.2.1.1 Bangunan Perpustakaan**

Jarak antar gording atas	= 1,818m
Jarak antar gording bawah	= 1,561m
Jarak antar kuda - kuda	= 5 m
Profil baja	= Baja kanal
Material penutup atap	= Bitumen
Massa atap bitumen	= 26 kg/m <sup>2</sup>

Massa plafond	= 20 kg/m <sup>2</sup>
Berat gording	= 5,37 kg/m
Mutu baja	= BJ 37
Tiupan angin	= 0,25 kN/m <sup>2</sup>
Kemiringan atap atas ( $\theta$ )	= 48°
Kemiringan atap bawah ( $\theta$ )	= 31°
Profil Gording	= C150×50×20 dengan tebal 2,5 mm



Gambar 2.5 Desain Kuda-Kuda Bangunan Perpustakaan

### 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, terdapat dua tipe kemiringan atap, yaitu dengan kemiringan 48° dan 31°.

- Berat sendiri gording = Diperkirakan  
= 0,0537 kN/m<sup>2</sup>
- Berat atap 31° =  $\frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$

$$= \frac{1,8183}{\cos 31} \times 0,26$$

$$= 0,5515 \text{ kN/m}^2$$

- Berat atap 48°

$$= \frac{1,5615}{\cos 48} \times 0,26$$

$$= 0,6068 \text{ kN/m}^2$$

Maka dipilih berat atap yang paling besar yaitu 0,6068 kN/m<sup>2</sup>

- Berat plafond = jarak antar gording × berat plafond

$$= 1,8183 \times 0,2$$

$$= 0,3637 \text{ kN/m}^2$$

- Total beban mati (D) = rencana gording q

$$= 1,0241 \text{ kN/m}^2$$

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

## 2. Perhitungan momen rencana gording

- Berat sendiri gording dengan arah sumbu 2

$$M_{3,D} 31^\circ = \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 1,0241 \times \cos 31^\circ \times 4^2$$

$$= 1,7557 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{3,D} 48^\circ = \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 1,0241 \times \cos 48^\circ \times 4^2$$

$$= 1,3705 \text{ kN/m}^2$$

Dipilih M<sub>3,D</sub> = 1,7557 kN/m<sup>2</sup>

$$M_{3,L} 31^\circ = \frac{1}{4} \times p \times \cos \alpha \times L$$

$$= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 31^\circ \times 4$$

$$= 0,8572 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{3,L} 48^\circ = \frac{1}{4} \times p \times \cos \alpha \times L$$

$$= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 48^\circ \times 4$$

$$= 0,6691 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Dipilih } M_{3,L} = 0,8572 \text{ kN/m}^2$$

Digunakan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4 D dan 1,2 D + 1,6 L, maka momen ultimit adalah sebagai berikut:

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

$$= 1,4 \times 1,7557$$

$$= 2,4580 \text{ kN/m}^2$$

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

$$= 1,2 \times 1,7557 + 1,6 \times 0,8572$$

$$= 3,4783 \text{ kN/m}^2$$

Dipilih nilai  $M_{3,U}$  yang terbesar yaitu  $M_{3,U} = 3,4783 \text{ kN/m}^2$

- Berat sendiri gording arah sumbu 3

$$M_{2,D} 31^\circ = \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 1,0241 \times \sin 31^\circ \times \left(\frac{4}{3}\right)^2$$

$$= 0,1172 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{2,D} 48^\circ = \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{3}\right)^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 1,0241 \times \sin 48^\circ \times \left(\frac{4}{3}\right)^2$$

$$= 0,1691 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Dipilih } M_{2,D} = 0,1691 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{2,L} 31^\circ = \frac{1}{4} \times p \times \sin \alpha \times \frac{L}{3}$$

$$= \frac{1}{4} \times 1 \times \sin 31^\circ \times \frac{4}{3}$$

$$= 0,1717 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{2,L} 48^\circ &= \frac{1}{4} \times p \times \sin \alpha \times \frac{L}{3} \\ &= \frac{1}{4} \times 1 \times \sin 48^\circ \times \frac{4}{3} \\ &= 0,2477 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dipilih } M_{2,L} = 0,2477 \text{ kN/m}^2$$

Digunakan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4 D dan 1,2 D + 1,6 L, maka momen ultimit adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,4 \times M_{3,D} \\ &= 1,4 \times 0,1691 \\ &= 0,2368 \text{ kN/m}^2 \\ M_{2,U} &= 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L} \\ &= 1,2 \times 0,1691 + 1,6 \times 0,2477 \\ &= 0,5993 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dipilih nilai  $M_{2,U}$  yang terbesar yaitu  $M_{2,U} = 0,5993 \text{ kN/m}^2$

### 3. Pemeriksaan tegangan sesuai profil yang akan digunakan

Profil yang digunakan dinyatakan aman apabila memenuhi persyaratan berikut:

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

Dipilih profil C150 x 50 x 20 dengan tebal 2,5 mm dengan data – data berdasarkan tabel konstruksi baja adalah sebagai berikut :

$$I_3 = I_x = 2260000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 230000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 30200 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 6800 \text{ mm}^3$$



$$F_b = \frac{3,4783}{0,9 \times 30200} + \frac{0,5993}{0,9 \times 6800} = 225.8970 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

Dari hasil perhitungan di atas, diperoleh nilai tegangan sebesar 225.8970 MPa, yang lebih rendah daripada batas maksimum yang diizinkan yaitu 240 MPa. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa tegangan pada profil C150x50x20 dengan ketebalan 2,5 mm dinyatakan aman.

#### 4. Pemeriksaan defleksi gording

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

$$\begin{aligned} \delta_2 \ 31^\circ &= \frac{5}{385} \times \frac{q \cos \alpha L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \alpha L^3}{EI} \\ &= \frac{5}{385} \times \frac{1,0241 \times \cos 31 \times 4000^4}{200000 \times 2260000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 31 \times 4000^3}{200000 \times 2260000} \\ &= 6,4763 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_2 \ 48^\circ &= \frac{5}{385} \times \frac{q \cos \alpha L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \alpha L^3}{EI} \\ &= \frac{5}{385} \times \frac{1,0241 \times \cos 48 \times 4000^4}{200000 \times 2260000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 48 \times 4000^3}{200000 \times 2260000} \\ &= 5,0556 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipilihlah  $\delta_2$  dengan nilai 6,4763 mm

$$\begin{aligned} \delta_3 \ 31^\circ &= \frac{5}{385} \times \frac{q \sin \alpha}{EI} + \frac{1}{48} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 \times \frac{P \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 \\ &= \frac{5}{385} \times \frac{1,0241 \sin 31}{200000 \times 2260000} + \frac{1}{48} \times \left(\frac{4000}{3}\right)^4 \times \frac{1 \times \sin 31}{200000 \times 2260000} \times \left(\frac{4000}{3}\right)^3 \\ &= 2.3907 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 \ 48^\circ &= \frac{5}{385} \times \frac{q \sin \alpha}{EI} + \frac{1}{48} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 \times \frac{P \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 \\ &= \frac{5}{385} \times \frac{1,0241 \sin 48}{200000 \times 2260000} + \frac{1}{48} \times \left(\frac{4000}{3}\right)^4 \times \frac{1 \times \sin 48}{200000 \times 2260000} \times \left(\frac{4000}{3}\right)^3 \\ &= 3,4496 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipilihlah  $\delta_3$  dengan nilai 3,4496 mm

$$\begin{aligned}\delta &= \sqrt{(\delta_3)^2 + (\delta_2)^2} \leq \frac{1}{240} L \\ &= \sqrt{(3,4496)^2 + (6,4763)^2} \leq \frac{1}{240} 4000 \\ &= 7,3377 \leq 16,667\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, defleksi gording memiliki nilai sebesar 7,3377 yang lebih kecil atau sama dengan 16,667. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa defleksi gording dinyatakan aman.

#### 5. Pendimensionian sagrod

Sagrod adalah bagian atap yang berperan sebagai penghubung antara gording dan berfungsi untuk mencegah agar gording tidak melengkung. Dalam menghitung dimensi sagrod, langkah-langkah yang perlu diikuti adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}F_{t,D} 31^\circ &= n \left( \frac{L}{3} \times q \times \sin \alpha \right) \\ &= 3 \left( \frac{4}{3} \times 1,0241 \times \sin 31^\circ \right) \\ &= 5,2746 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{t,D} 48^\circ &= n \left( \frac{L}{3} \times q \times \sin \alpha \right) \\ &= 3 \left( \frac{4}{3} \times 1,0241 \times \sin 48^\circ \right) \\ &= 7,6107 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dipilih  $F_{t,D} = 7,6107 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}F_{t,L} 31^\circ &= \frac{n}{2} \times p \times \sin \alpha \\ &= \frac{3}{2} \times 1 \times \sin 31^\circ \\ &= 1,2876 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,L} 48^\circ &= \frac{n}{2} \times p \times \sin \alpha \\
 &= \frac{3}{2} \times 1 \times \sin 48^\circ \\
 &= 1,8579 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dipilih  $F_{t,L} = 1,8579 \text{ kN}$

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

$$\begin{aligned}
 F_{t,U} &= 1,4 F_{t,D} \\
 &= 1,4 \times 7,6107 \\
 &= 10,6650 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,U} &= 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} \\
 &= 1,2 \times 7,6107 + 1,6 \times 1,8579 \\
 &= 12,1054 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari kedua kombinasi tersebut dipilih nilai terbesar yaitu  $F_{t,U} = 12,1054 \text{ kN}$

- Luas batang sagrod yang dibutuhkan

$$\begin{aligned}
 A_{sr} &= \frac{F_{t,U} \times 10^3}{\phi F_y} \\
 &= \frac{12,1054 \times 10^3}{0,9 \times 240} \\
 &= 56,04437 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

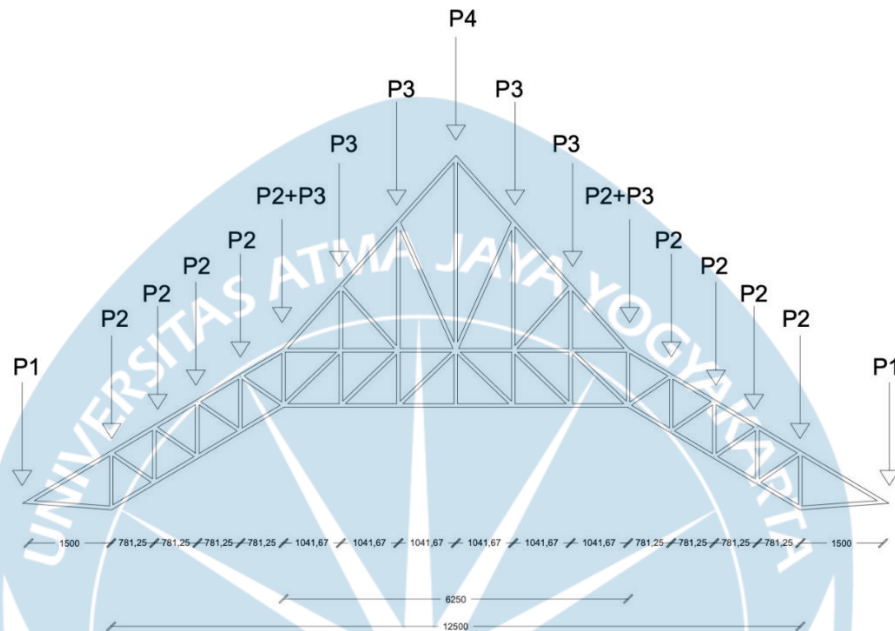
- Diameter sagrod

$$\begin{aligned}
 D &= \sqrt{\frac{A_{sr}}{\frac{1}{4}\pi}} \\
 &= \sqrt{\frac{56,04437}{\frac{1}{4}\pi}} \\
 &= 8,44731 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, digunakan sagrod dengan diameter 10 mm

## 6. Beban mati kuda – kuda

Setelah menentukan dimensi gording dan sagrod, langkah selanjutnya adalah menghitung beban mati yang bekerja pada kuda-kuda. Pembebanan pada kuda-kuda dapat dijelaskan sebagai berikut:



Gambar 2.6 Beban Kuda-Kuda Bangunan Perpustakaan

### - Beban P1

$$\begin{aligned}
 \text{a. Berat sendiri kuda - kuda} &= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda - kuda} \\
 &= \frac{0,7813}{2} \times 0,25 \\
 &= 0,0977 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. Berat gording} &= L \times \text{berat gording per m}^2 \\
 &= 4 \times 0,0537 \\
 &= 0,2148 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c. Berat atap} &= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \\
 &= \frac{\left(\frac{0,7813}{2} + 1,5\right)}{\cos 31^\circ} \times 4 \times 0,26 \\
 &= 2,2939 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{d. Berat plafond} &= \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafond} \\
 &= \left(\frac{0,7813}{2} + 1,5\right) \times 4 \times 0,2 \\
 &= 1,5125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{e. Total beban P1} = 4,118 \text{ kN}$$

- Beban P2

$$\begin{aligned}
 \text{a. Berat sendiri kuda - kuda} &= a \times \text{berat kuda - kuda} \\
 &= 0,7813 \times 0,25 \\
 &= 0,1953 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. Berat gording} &= L \times \text{berat gording per m}^2 \\
 &= 4 \times 0,0537 \\
 &= 0,2148 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c. Berat atap} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap} \\
 &= \frac{0,7813}{\cos 31^\circ} \times 4 \times 0,26 \\
 &= 0,9479 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{d. Berat plafond} &= a \times L \times \text{berat plafond} \\
 &= 0,7813 \times 4 \times 0,2 \\
 &= 0,6250 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{e. Total beban P2} = 1,9830 \text{ kN}$$

- Beban P3

$$\begin{aligned}
 \text{a. Berat sendiri kuda - kuda} &= a \times \text{berat kuda - kuda} \\
 &= 1,0417 \times 0,25 \\
 &= 0,2604 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. Berat gording} &= L \times \text{berat gording per m}^2 \\
 &= 4 \times 0,0537 \\
 &= 0,2148 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Berat atap  $= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$   
 $= \frac{1,0417}{\cos 48^\circ} \times 4 \times 0,26$   
 $= 1,6190 \text{ kN}$

d. Berat plafond  $= a \times L \times \text{berat plafond}$   
 $= 1,0417 \times 4 \times 0,2$   
 $= 0,8333 \text{ kN}$

e. Total beban P3  $= 2,9276 \text{ kN}$

- Beban P2+P3

a. Berat sendiri kuda - kuda  $= 0,4557 \text{ kN}$

b. Berat gording  $= 0,4296 \text{ kN}$

c. Berat atap  $= 2,5669 \text{ kN}$

d. Berat plafond  $= 1,4583 \text{ kN}$

e. Total beban P2+P3  $= 4,9106 \text{ kN}$

- Beban P4

a. Berat sendiri kuda - kuda  $= a \times \text{berat kuda - kuda}$   
 $= 1,0417 \times 0,25$   
 $= 0,2604 \text{ kN}$

b. Berat gording  $= 2 \times L \times \text{berat gording per m}^2$   
 $= 2 \times 4 \times 0,0537$   
 $= 0,4296 \text{ kN}$

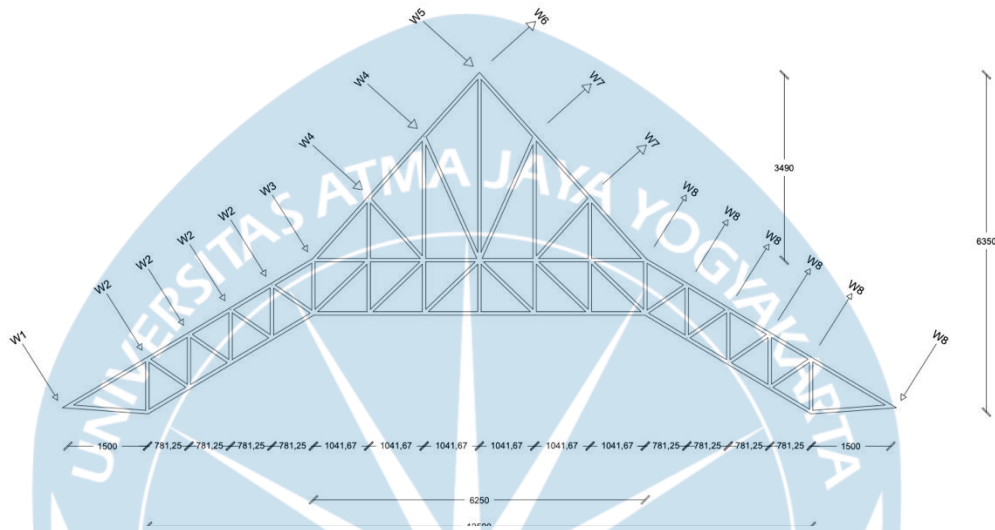
c. Berat atap  $= \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$   
 $= \frac{1,0417}{\cos 48^\circ} \times 4 \times 0,26$   
 $= 1,6190 \text{ kN}$

d. Berat plafond  $= a \times L \times \text{berat plafond}$   
 $= 1,0417 \times 4 \times 0,2$   
 $= 0,8333 \text{ kN}$

e. Total beban P3  $= 3,1424 \text{ kN}$

## 7. Beban Angin

Dalam merencanakan struktur atap harus tetap memperhitungkan beban angin sendiri. Hal ini dikarenakan karena untuk struktur atap terdapat pada luar dan atas suatu bangunan yang tentu akan terkena angin secara terus menerus. Berikut dibawah ini adalah hasil perhitungannya:



Gambar 2.7 Arah Pembebanan Beban Angin Atap Perpustakaan

- Beban W1 
$$= \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times Ct_1 \times L \times Qw$$

$$= \frac{\left(\frac{0,7813}{2} + 1,5\right)}{\cos 31^\circ} \times 0,32 \times 4 \times 0,25$$

$$= 0,7058 \text{ kN}$$
- Beban W2 
$$= \frac{a}{\cos \alpha} \times Ct_1 \times L \times Qw$$

$$= \frac{0,7813}{\cos 31^\circ} \times 0,32 \times 4 \times 0,25$$

$$= 0,2917 \text{ kN}$$
- Beban W3 
$$= \frac{a}{\cos \alpha} \times Ct_1 \times L \times Qw$$

$$= \frac{1,0417}{\cos 48^\circ} \times 0,4 \times 4 \times 0,25$$

$$= 0,6227 \text{ kN}$$
- Beban W4 
$$= \frac{a}{2 \cos \alpha} \times Ct_2 \times L \times Qw$$

$$= \frac{1,0417}{2 \cos 48^\circ} \times 0,4 \times 4 \times 0,25$$

$$= 0,3114 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Beban W5} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Qw \\
 &= \frac{1,0417}{2 \cos 48^\circ} \times (-0,6) \times 4 \times 0,25 \\
 &= -0,4670 \text{ kN} \\
 - \text{Beban W6} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Qw \\
 &= \frac{1,0417}{\cos 48^\circ} \times (-0,6) \times 4 \times 0,25 \\
 &= -0,9341 \text{ kN} \\
 - \text{Beban W7} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Qw \\
 &= \frac{0,7813}{\cos 31^\circ} \times (-0,6) \times 4 \times 0,25 \\
 &= -0,5469 \text{ kN} \\
 - \text{Beban W8} &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Qw \\
 &= \frac{\left(\frac{0,7813}{2}+1,5\right)}{\cos 31^\circ} \times (-0,6) \times 4 \times 0,25 \\
 &= -1,3234 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### 2.2.1.2 Bangunan Edukasi

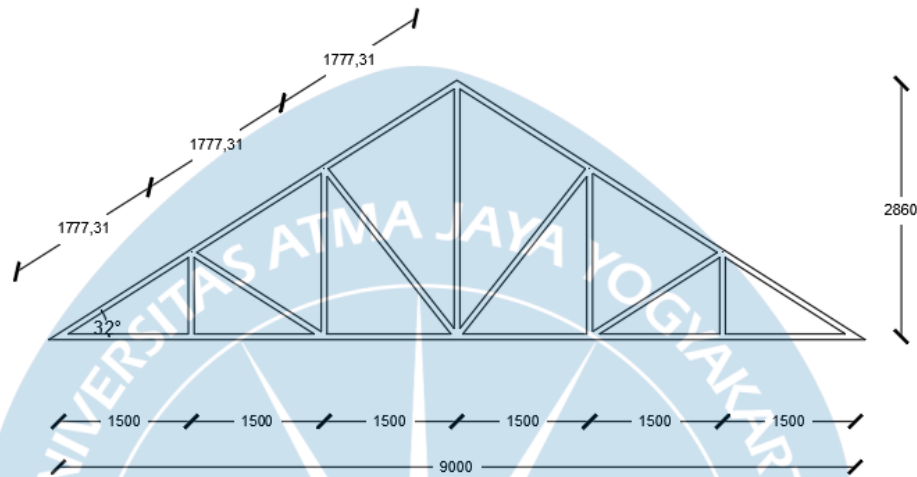
Bangunan edukasi memiliki dua tipe atap yaitu dengan bentang sembilan meter dan sepuluh meter. Pada perhitungan atap ini sama untuk setiap bangunan maka untuk bangunan berikut ini ditampilkan rekapitulasinya sebagai berikut.

#### a) Atap Edukasi Tipe A

Jarak antar gording	= 1,7773m
Jarak antar kuda - kuda	= 4 m
Profil baja	= Baja kanal
Material penutup atap	= Bitumen
Massa atap bitumen	= 26 kg/m <sup>2</sup>
Massa plafond	= 20 kg/m <sup>2</sup>
Berat gording	= 4,88 kg/m
Mutu baja	= BJ 37



- Tiupan angin = 0,25 kN/m<sup>2</sup>
- Kemiringan atap atas = 32°
- Profil Gording = C125×50×20 dengan tebal 2,5 mm



Gambar 2.8 Desain kuda-kuda gedung edukasi A

1. Perhitungan pembebanan gording

- Berat sendiri gording = 0,0488 kN/m<sup>2</sup>
- Berat atap = 0,5449 kN/m<sup>2</sup>
- Berat plafond = 0,3555 kN/m<sup>2</sup>
- Total beban mati (D) = 0,9492 kN/m<sup>2</sup>
- Beban hidup (L) diambil sebesar 1,0 kN.

2. Perhitungan momen rencana gording

- Berat sendiri gording dengan arah sumbu 2
- $M_{3,D}$  = 1,6099 kN/m<sup>2</sup>
- $M_{3,L}$  = 0,848 kN/m<sup>2</sup>

Digunakan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4 D dan 1,2 D + 1,6 L, maka momen ultimit adalah sebagai berikut:

- $M_{3,U}$  = 2,2538 kN/m<sup>2</sup>
- $M_{3,U}$  = 3,2887 kN/m<sup>2</sup>

Dipilih nilai  $M_{3,U}$  yang terbesar yaitu  $M_{3,U} = 3,2887$  kN/m<sup>2</sup>

- Berat sendiri gording arah sumbu 3

$$M_{2,D} = 0,1118 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{2,L} = 0,1766 \text{ kN/m}^2$$

Digunakan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4 D dan 1,2 D + 1,6 L, maka momen ultimit adalah sebagai berikut:

$$M_{2,U} = 0,1565 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{2,U} = 0,4168 \text{ kN/m}^2$$

Dipilih nilai  $M_{2,U}$  yang terbesar yaitu  $M_{2,U} = 0,4168 \text{ kN/m}^2$

3. Pemeriksaan tegangan sesuai profil yang akan digunakan

$$I_3 = I_x = 1470000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 220000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 23500 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 6600 \text{ mm}^3$$

$$F_b = 225.6551 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

Dari hasil perhitungan di atas, diperoleh nilai tegangan sebesar 225.6551MPa, yang lebih rendah daripada batas maksimum yang diizinkan yaitu 240 MPa. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa tegangan pada profil C125x50x20 dengan ketebalan 2,5 mm dinyatakan aman.

4. Pemeriksaan defleksi gording

$$\delta_2 = 9,1301 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = 2,3835 \text{ mm}$$

$$\delta = 9,4361 \leq 16,667$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, defleksi gording memiliki nilai sebesar 9,4361 yang lebih kecil atau sama dengan 16,667. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa defleksi gording dinyatakan aman.

## 5. Pendimensionian sagrod

dimensi sagrod, langkah-langkah yang perlu diikuti adalah sebagai berikut:

$$F_{t,D} = 3,0179 \text{ kN}$$

$$F_{t,L} = 0,7949 \text{ kN}$$

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

$$F_{t,U} = 3,7503 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = 4,8933 \text{ kN}$$

Dari kedua kombinasi tersebut dipilih nilai terbesar yaitu  $F_{t,U} = 4,8933 \text{ kN}$

- Luas batang sagrod yang dibutuhkan

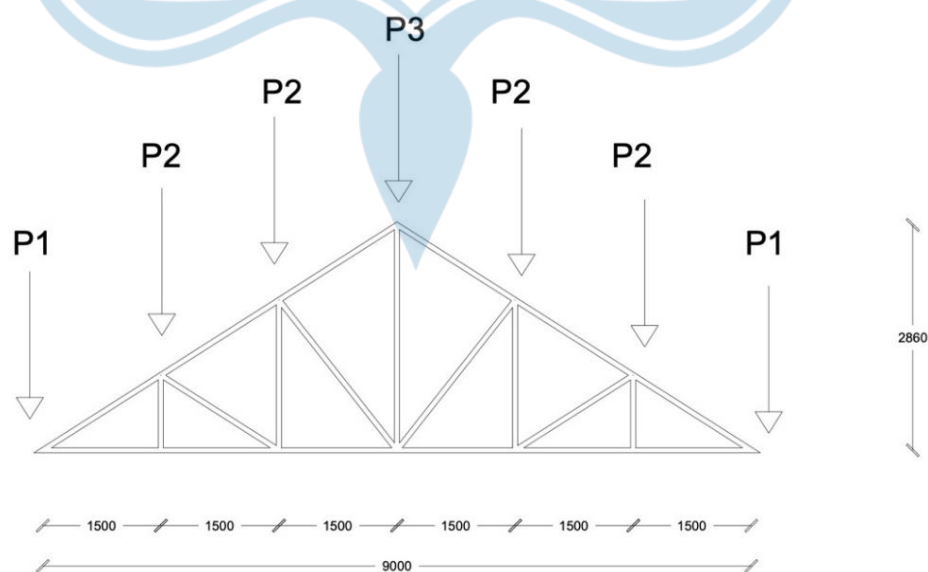
$$A_{sr} = 22,6539 \text{ kN}$$

- Diameter sagrod

$$D = 5,3706 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

Maka, digunakan sagrod dengan diameter 10 mm

## 6. Beban mati kuda – kuda



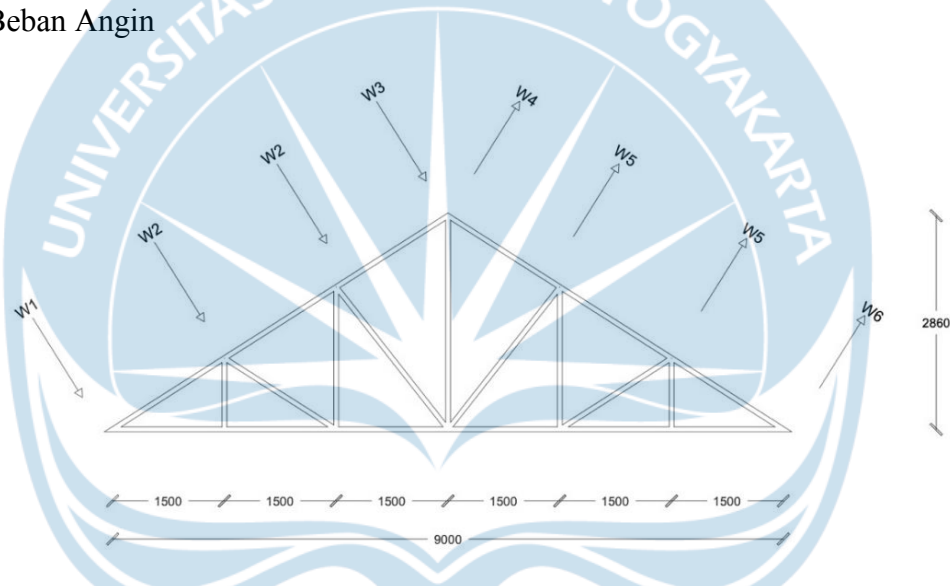
Gambar 2.9 Beban Kuda-kuda Bangunann Edukasi A

- Rekapitulasi Beban Mati Kuda-kuda

Tabel 2.1 Beban Mati Kuda-Kuda Bangunan Edukasi A

Beban	P1	P2	P3	Satuan
Berat sendiri kuda-kuda	0.375	0.75	0.75	kN
Berat gording	0.244	0.244	0.488	kN
Berat atap	3.4491	2.2994	2.2994	kN
Berat plafond	2.25	1.5	1.5	kN
Total Beban	6.3181	4.7934	5.0374	kN

### 7. Beban Angin



Gambar 2.10 Arah Pembebanan Beban Angin Atap Edukasi A

- Rekapitulasi Beban Angin

Tabel 2.2 Beban Angin Kuda-Kuda Bangunan Edukasi A

PROYEKSI BEBAN		
TITIK BEBAN	BEBAN TEGAK LURUS	SATUAN
Beban W1	1.1276	kN
Beban W2	0.7517	kN
Beban W3	0.3759	kN
Beban W4	-0.6633	kN
Beban W5	-1.3266	kN
Beban W6	-1.9899	kN

## B) Atap Edukasi Tipe B

Jarak antar gording = 1,92 m

Jarak antar kuda - kuda = 4 m

Profil baja = Baja kanal

Material penutup atap = Bitumen

Massa atap bitumen = 26 kg/m<sup>2</sup>

Massa plafond = 20 kg/m<sup>2</sup>

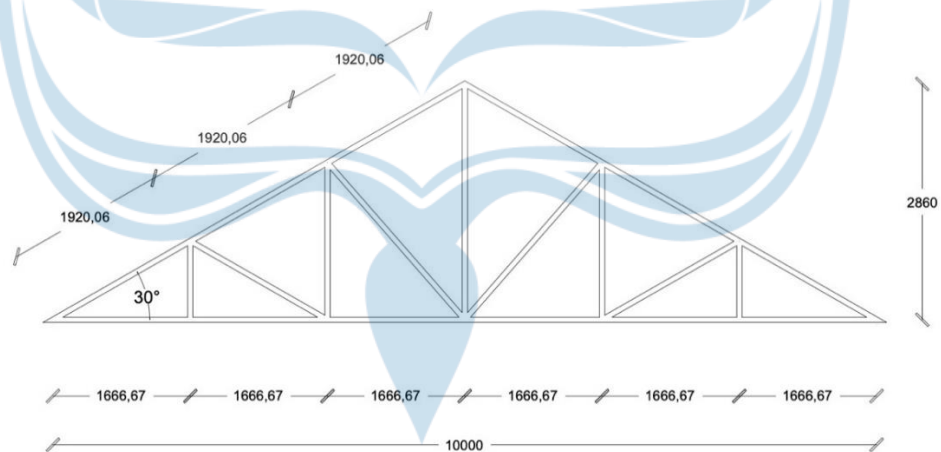
Berat gording = 4,88 kg/m

Mutu baja = BJ 37

Tiupan angin = 0,25 kN/m<sup>2</sup>

Kemiringan atap ( $\theta$ ) = 30°

Profil Gording = C125×50×20 dengan tebal 2,5 mm



Gambar 2.11 Desain Kuda-Kuda Gedung Edukasi B

## 1. Perhitungan pembebanan gording

- Berat sendiri gording = 0,0488 kN/m<sup>2</sup>
- Berat atap = 0,5764 kN/m<sup>2</sup>
- Berat plafond = 0,3840 kN/m<sup>2</sup>
- Total beban mati (D) = 1,0093 kN/m<sup>2</sup>

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

## 2. Perhitungan momen rencana gording

- Berat sendiri gording dengan arah sumbu 2

$$M_{3,D} = 1,7481 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{3,L} = 0,8660 \text{ kN/m}^2$$

Digunakan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4 D dan 1,2 D + 1,6 L, maka momen ultimit adalah sebagai berikut:

$$M_{3,U} = 2,4473 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{3,U} = 3,4833 \text{ kN/m}^2$$

Dipilih nilai  $M_{3,U}$  yang terbesar yaitu  $M_{3,U} = 3,4833 \text{ kN/m}^2$

- Berat sendiri gording arah sumbu 3

$$M_{2,D} = 0,1121 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{2,L} = 0,1667 \text{ kN/m}^2$$

Digunakan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4 D dan 1,2 D + 1,6 L, maka momen ultimit adalah sebagai berikut:

$$M_{2,U} = 0,1570 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{2,U} = 0,4012 \text{ kN/m}^2$$

Dipilih nilai  $M_{2,U}$  yang terbesar yaitu  $M_{2,U} = 0,4012 \text{ kN/m}^2$

## 3. Pemeriksaan tegangan sesuai profil yang akan digunakan

$$I_3 = I_x = 1470000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 220000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 23500 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 6600 \text{ mm}^3$$

$$F_b = 232,2448 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

Dari hasil perhitungan di atas, diperoleh nilai tegangan sebesar 232,2448 MPa, yang lebih rendah daripada batas maksimum yang diizinkan yaitu 240 MPa. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa tegangan pada profil C125x50x20 dengan ketebalan 2,5 mm dinyatakan aman.

#### 4. Pemeriksaan defleksi gording

$$\delta_2 = 9,9137 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = 2,3912 \text{ mm}$$

$$\delta = 10,1980 \leq 16,667$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, defleksi gording memiliki nilai sebesar 10,1980 yang lebih kecil atau sama dengan 16,667. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa defleksi gording dinyatakan aman.

#### 5. Pendimensionian sagrod

$$F_{t,D} = 3,0278 \text{ kN}$$

$$F_{t,L} = 0,75 \text{ kN}$$

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

$$F_{t,U} = 4,2389 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = 4,8333 \text{ kN}$$

Dari kedua kombinasi tersebut dipilih nilai terbesar yaitu  $F_{t,U} = 4,8333 \text{ kN}$

- Luas batang sagrod yang dibutuhkan

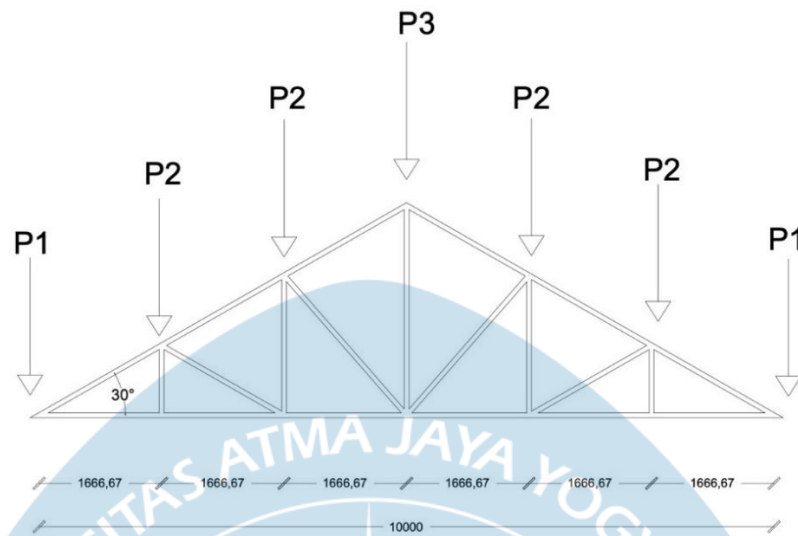
$$A_{sr} = 22,3765 \text{ kN}$$

- Diameter sagrod

$$D = 5,3376 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

Maka, digunakan sagrod dengan diameter 10 mm

## 6. Beban mati kuda – kuda



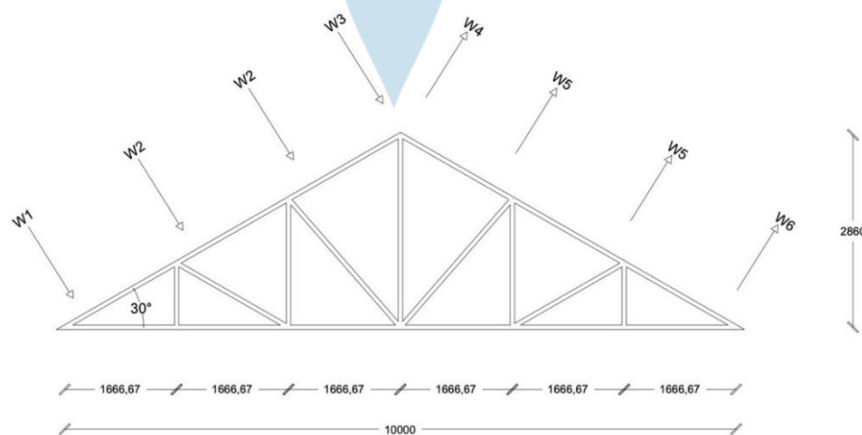
Gambar 2.12 Beban Kuda-kuda Bangunann Edukasi B

## - Rekapitulasi Beban Mati Kuda-kuda

Tabel 2.3 Beban Mati Kuda-Kuda Bangunan Edukasi B

Beban	P1	P2	P3	Satuan
Berat sendiri kuda-kuda	0.4167	0.8334	0.8334	kN
Berat gording	0,244	0.244	0.488	kN
Berat atap	3.5026	2.5019	2.5019	kN
Berat plafond	2.3334	1.6667	1.6667	kN
Total Beban	6.4966	5.246	5.49	kN

## 7. Beban Angin



Gambar 2.13 Arah Pembebanan Beban Angin Atap Edukasi B



- Rekapitulasi Beban Angin

Tabel 2.4 Beban Angin Kuda-Kuda Bangunan Edukasi B

PROYEKSI BEBAN		
TITIK BEBAN	BEBAN TEGAK LURUS	SATUAN
Beban W1	1.0104	kN
Beban W2	0.7217	kN
Beban W3	0.3609	kN
Beban W4	-0.7217	kN
Beban W5	-1.4434	kN
Beban W6	-2.0207	kN

### 2.2.1.3 Bangunan Pengelola

Pada perhitungan atap ini sama untuk setiap bangunan maka untuk bangunan berikut ini ditampilkan rekapitulasinya sebagai berikut.

Jarak antar gording = 1,5741 m

Jarak antar kuda - kuda = 4m

Profil baja = Baja kanal

Material penutup atap = Bitumen

Massa atap bitumen = 26 kg/m<sup>2</sup>

Massa plafond = 20 kg/m<sup>2</sup>

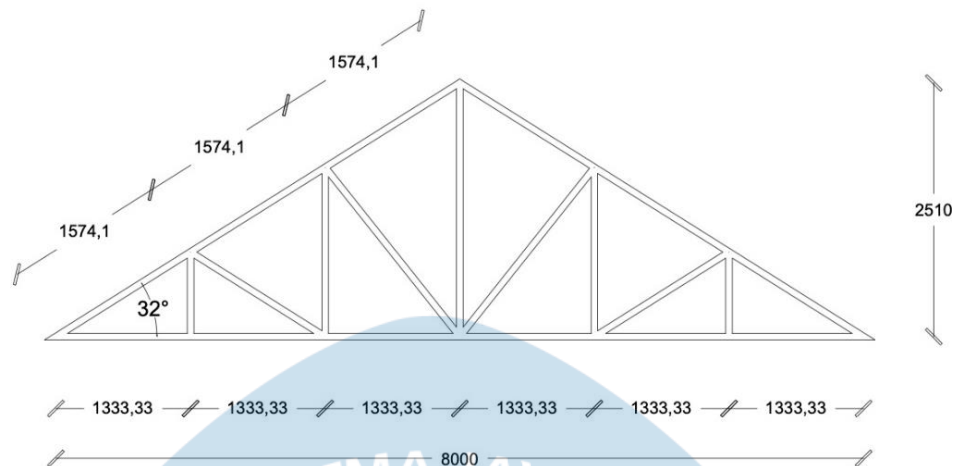
Berat gording = 4,51 kg/m

Mutu baja = BJ 37

Tiupan angin = 0,25 kN/m<sup>2</sup>

Kemiringan atap atas = 32°

Profil Gording = C125×50×20 dengan tebal 2,3 mm



Gambar 2.14 Desain Kuda-Kuda Gedung Pengelola

1. Perhitungan pembebanan gording

- Berat sendiri gording =  $0,0451 \text{ kN/m}^2$
- Berat atap =  $0,4826 \text{ kN/m}^2$
- Berat plafond =  $0,3148 \text{ kN/m}^2$
- Total beban mati (D) =  $0,8425 \text{ kN/m}^2$
- Beban hidup (L) diambil sebesar  $1,0 \text{ kN}$ .

2. Perhitungan momen rencana gording

- Berat sendiri gording dengan arah sumbu 2
- $M_{3,D}$  =  $1,4290 \text{ kN/m}^2$
- $M_{3,L}$  =  $0,848 \text{ kN/m}^2$

Digunakan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1727:2020 yaitu  $1,4 D$  dan  $1,2 D + 1,6 L$ , maka momen ultimit adalah sebagai berikut:

- $M_{3,U}$  =  $2,0006 \text{ kN/m}^2$
- $M_{3,U}$  =  $3,0717 \text{ kN/m}^2$

Dipilih nilai  $M_{3,U}$  yang terbesar yaitu  $M_{3,U} = 3,0717 \text{ kN/m}^2$

- Berat sendiri gording arah sumbu 3

- $M_{2,D}$  =  $0,0992 \text{ kN/m}^2$
- $M_{2,L}$  =  $0,1766 \text{ kN/m}^2$

Digunakan kombinasi pembebanan sesuai SNI 1727:2020 yaitu 1,4 D dan 1,2 D + 1,6 L, maka momen ultimit adalah sebagai berikut:

$$M_{2,U} = 0,1389 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{2,U} = 0,4017 \text{ kN/m}^2$$

Dipilih nilai  $M_{2,U}$  yang terbesar yaitu  $M_{2,U} = 0,4017 \text{ kN/m}^2$

### 3. Pemeriksaan tegangan sesuai profil yang akan digunakan

$$I_3 = I_x = 1360000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 210000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 21800 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 6200 \text{ mm}^3$$

$$F_b = 228,5438 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

Dari hasil perhitungan di atas, diperoleh nilai tegangan sebesar 228,5438 MPa, yang lebih rendah daripada batas maksimum yang diizinkan yaitu 240 MPa. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa tegangan pada profil C125x50x20 dengan ketebalan 2,3 mm dinyatakan aman.

### 4. Pemeriksaan defleksi gording

$$\delta_2 = 8,7602 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = 2,2167 \text{ mm}$$

$$\delta = 9,0363 \leq 16,667$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, defleksi gording memiliki nilai sebesar 9,0363 yang lebih kecil atau sama dengan 16,667. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa defleksi gording dinyatakan aman.

### 5. Pendimensian sagrod

$$F_{t,D} = 3,3485 \text{ kN}$$

$$F_{t,L} = 0,7949 \text{ kN}$$

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

$$F_{t,U} = 4,6879 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = 5,2900 \text{ kN}$$

Dari kedua kombinasi tersebut dipilih nilai terbesar yaitu  $F_{t,U} = 5,2900 \text{ kN}$

- Luas batang sagrod yang dibutuhkan

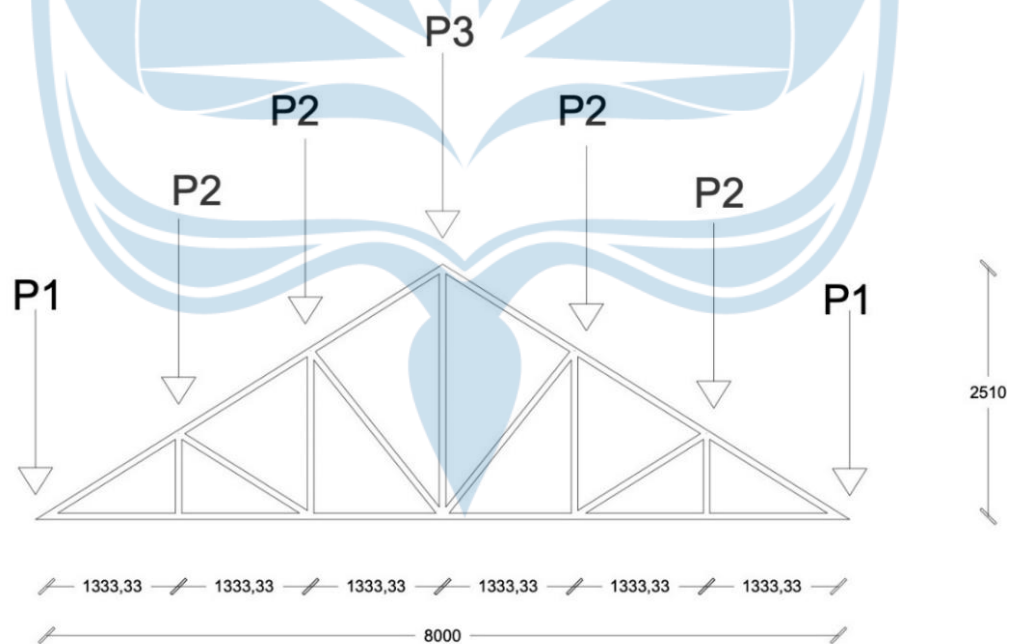
$$A_{sr} = 24,4908 \text{ kN}$$

- Diameter sagrod

$$D = 5,58414 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

Maka, digunakan sagrod dengan diameter 10 mm

#### 6. Beban mati kuda – kuda



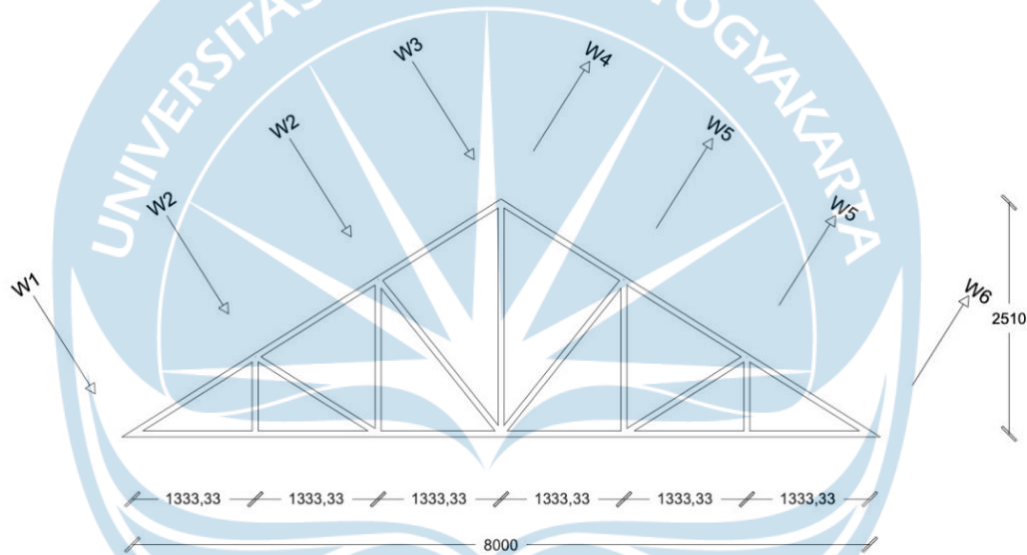
Gambar 2.15 Beban Kuda-kuda Bangunan Pengelola

- Rekapitulasi Beban Mati Kuda-kuda

Tabel 2.5 Beban Mati Kuda-Kuda Bangunan Pengelola

Beban	P1	P2	P3	Satuan
Berat sendiri kuda-kuda	0.3333	0.6667	0.6667	kN
Berat gording	0.2255	0.2255	0.451	kN
Berat atap	3.3213	2.0439	2.0439	kN
Berat plafond	2.1667	1.3333	1.3333	kN
Total Beban	6.0468	4.2693	4.4948	kN

### 7. Beban Angin



Gambar 2.16 Arah Pembebanan Beban Angin Atap Pengelola

- Rekapitulasi Beban Angin

Tabel 2.6 Beban Angin Kuda-Kuda Bangunan Pengelola

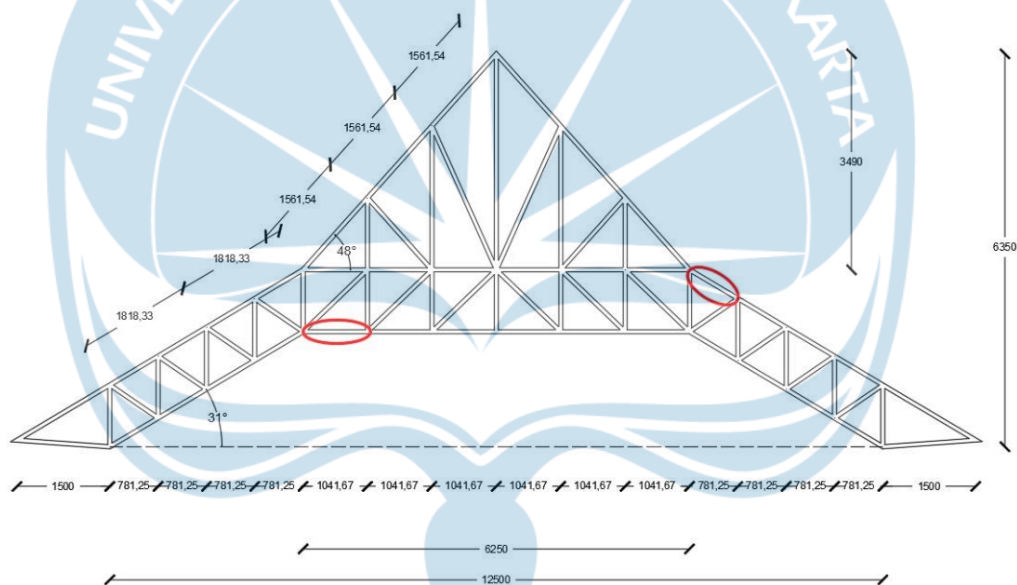
PROYEKSI BEBAN		
TITIK BEBAN	BEBAN TEGAK LURUS	SATUAN
Beban W1	1.0858	kN
Beban W2	0.6682	kN
Beban W3	0.3341	kN
Beban W4	-0.5896	kN
Beban W5	-1.1791	kN
Beban W6	-1.9162	kN

## 2.2.2 Elemen Kuda-Kuda

Untuk memastikan keamanan, perencanaan elemen struktural pada kuda-kuda akan dilakukan melalui serangkaian langkah yang meliputi pengambilan gaya dalam kuda-kuda, perencanaan elemen kuda-kuda, pemeriksaan kekuatan pada batang tekan, dan pemeriksaan kekuatan pada batang tarik. Tujuan dari perencanaan elemen kuda-kuda ini adalah untuk memastikan bahwa batang tekan dan batang tarik pada kuda-kuda tersebut memenuhi standar keamanan yang ditetapkan.

### 2.2.2.1 Bangunan Perpustakaan

Setelah memodelkan kuda-kuda menggunakan program SAP2000, didapatkan nilai output gaya dalam sebagai berikut:



Gambar 2.17 Batang Tarik dan Tekan Perpustakaan

$$P_u \text{ tekan} = 84,591 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ tarik} = 82,591 \text{ kN}$$

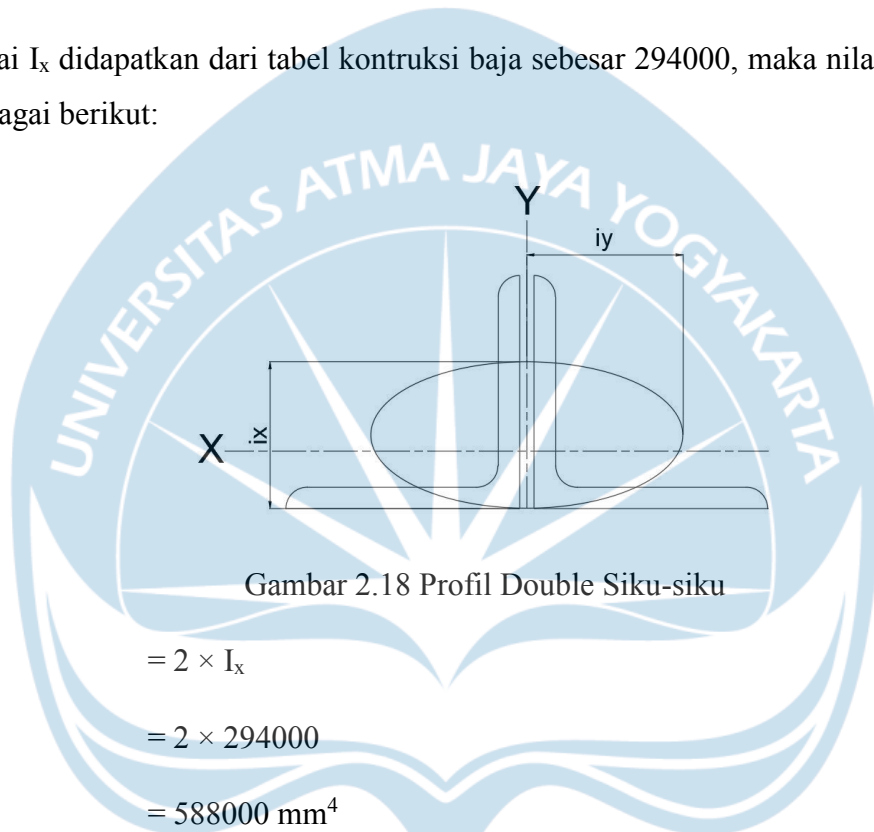
$$L \text{ tekan} = 0,9102 \text{ m}$$

$$L \text{ tarik} = 1,0417 \text{ m}$$

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

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

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



Gambar 2.18 Profil Double Siku-siku

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$= \frac{588000 + 1097296,49}{1505,4} + 0^2 + 15,1^2$$

$$= 1347,51 \text{ mm}^2$$

$$H = 1 - \frac{X_0^2 + Y_0^2}{r_0}$$

$$= 1 - \frac{0^2 + 15,1^2}{1347,51}$$

$$= 0,831$$

- Pemeriksaan Batang Tekan

Dalam menentukan klasifikasi penampang komponen struktur tekan, terdapat dua kategori yaitu penampang langsing dan penampang non-langsing. Jika rasio lebar terhadap tebal ( $b/t$ ) dari elemen tekan tidak melampaui nilai  $\lambda_r$ , maka penampang akan dikategorikan sebagai penampang non-langsing. Namun, jika rasio lebar terhadap tebal ( $b/t$ ) melebihi nilai  $\lambda_r$ , maka penampang akan dikategorikan sebagai penampang langsing.

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$= \frac{65}{6}$$

$$= 10,833$$

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



$$= 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 12,99$$

Dikarenakan nilai  $\lambda = 10,833$  lebih kecil dari nilai  $\lambda_r = 12,99$ , maka penampang ini diklasifikasikan sebagai non-langsing. Ketika batang tersebut mengalami gaya tekan, ada kemungkinan terjadinya buckling atau tekuk. Potensi bentuk buckling yang mungkin terjadi meliputi:

#### 1. Tekuk Lentur

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

$$\begin{aligned} \frac{KL}{r_x} &= \frac{1 \times 910,24}{19,8} \\ &= 45,9717 \end{aligned}$$

Faktor kelangsingan dibandingkan dengan nilai

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

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

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

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

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

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

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

Nilai  $F_e$  ditentukan sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \\
 &= \frac{\pi^2 \times 200000}{(45,9717)^2} \\
 &= 934,003 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y \\
 &= \left[0,658 \frac{240}{934,003}\right] 240 \\
 &= 217,7662 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

## 2. Tekuk Lentur Torsi

Diketahui jarak antar penghubung adalah sebesar 910,24 mm maka

$$\begin{aligned}
 \frac{a}{r} &= \frac{910,24}{19,8} \\
 &= 45,9717
 \end{aligned}$$

Sambungan akan dibuat dengan baut kencang penuh memenuhi persamaan

$$\begin{aligned}
 \left(\frac{KL}{rx}\right) &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{ri}\right)^2} \\
 &= \sqrt{(45,9717)^2 + (0,5 \times 45,9717)^2} \\
 &= 51,3979
 \end{aligned}$$

nilai  $F_{cry}$  diambil dari persamaan

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

$F_e$  diperoleh dari

$$\begin{aligned}
 F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \\
 &= \frac{\pi^2 \times 200000}{(51,3979)^2} \\
 &= 747,2024
 \end{aligned}$$

Maka nilai  $F_{cry}$  adalah sebesar

$$F_{cry} = \left[ 0,658^{\frac{240}{747,2024}} \right] 240$$

$$= 209,8098 \text{ MPa}$$

$F_{crz}$  dihitung menggunakan rumus

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

Dengan,

$G$  = modulus geser baja, sebesar 77200 MPa

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

Maka,  $F_{crz}$  adalah sebesar

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

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

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

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

$$= \left( \frac{209,8089 + 178,1062}{2 \times 0,831} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4(209,8089) \times 178,1062 \times 0,831}{(209,8089 + 178,1062)^2}} \right]$$

$$= 135,8653 \text{ MPa}$$

Tegangan kritis untuk tekuk lentur adalah 217,7662 MPa, sedangkan tegangan kritis untuk tekuk lentur torsi adalah 135,8653 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:

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

$$= 0,9 \times 135,8653 \times 1505,4$$

$$= 184,0785 \text{ kN}$$

Dengan demikian, kuat desain rencana yang direncanakan adalah sebesar 184,0785 kN, yang melebihi gaya tekan maksimal yang ditanggung oleh batang sebesar 84,591 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 penampangnya 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

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

Maka kuat desain rencana adalah sebagai berikut

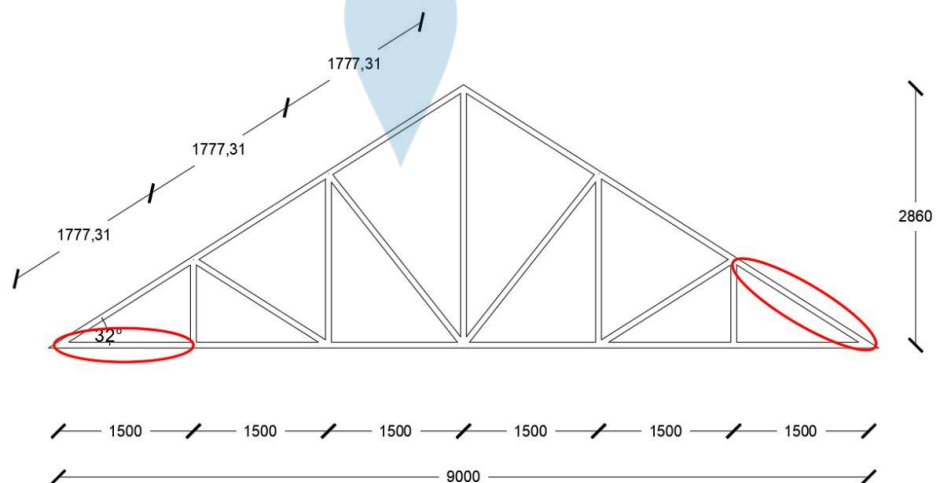
$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,75 \times F_u \times \frac{A_e}{1000} \\
 &= 0,75 \times 370 \times \frac{845,64}{1000} \\
 &= 234,6651 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari dua pola kegagalan yang mungkin terjadi, dipilih nilai  $\phi P_n$  terkecil sebagai pola kegagalan yang mungkin terjadi. Pada penampang tersebut, pola kegagalan yang terjadi adalah kegagalan patah, dengan nilai  $\phi P_n$  sebesar 234,6651 kN. Nilai  $\phi P_n$  ini lebih besar daripada tahanan tarik yang tersedia sebesar 82,591 kN, sehingga dapat disimpulkan bahwa batang tersebut aman dari segi kekuatan tarik.

#### 2.2.2.2 Bangunan Edukasi

Bangunan edukasi memiliki dua tipe atap yaitu dengan bentang sembilan meter dan sepuluh meter. Pada perhitungan atap ini sama untuk setiap bangunan maka untuk bangunan berikut ini ditampilkan rekapitulasinya sebagai berikut.

a) Atap Edukasi Tipe A dengan Bentang 9 meter.



Gambar 2.19 Batang Tarik dan Tekan Edukasi A

$$P_u \text{ tekan} = 29,962 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ tarik} = 26,201 \text{ kN}$$

$$L \text{ tekan} = 1,7773 \text{ m}$$

$$L \text{ tarik} = 1,5 \text{ m}$$

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

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

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

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

$$I_{yg} = 1097296,49 \text{ mm}^4$$

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

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

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

$$Y_0 = 15,1 \text{ mm}$$

$$r_0 = 1347,51 \text{ mm}^2$$

$$H = 0,831$$

#### - Pemeriksaan Batang Tekan

$$\lambda = 10,833$$

$$\lambda_r = 12,99$$

Dikarenakan nilai  $\lambda = 10,833$  lebih kecil dari nilai  $\lambda_r = 12,99$ , maka penampang ini diklasifikasikan sebagai non-langsing. Ketika batang tersebut mengalami gaya tekan, ada kemungkinan terjadinya buckling atau tekuk. Potensi bentuk buckling yang mungkin terjadi meliputi:

## 1. Tekuk Lentur

$$\frac{KL}{r_x} = 89,7631$$

Faktor kelangsingan dibandingkan dengan nilai

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,966$$

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

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

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

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

$F_{cr}$  adalah tegangan kritis yang dialami oleh batang tekan baja. Karena nilai

$\frac{KL}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  maka nilai nilai  $F_{cr}$  diambil dari persamaan  $F_{cr} =$

$\left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$ . Nilai  $F_e$  ditentukan sebagai berikut

$$F_e = 244,9818 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 159,2698 \text{ MPa}$$

## 2. Tekuk Lentur Torsi

Diketahui jarak antar penghubung adalah sebesar 1777,31 mm maka

$$\frac{a}{r} = 89,763$$

Sambungan akan dibuat dengan baut kencang penuh memenuhi persamaan

$$\left(\frac{KL}{r_x}\right)_m = 100,3582$$

nilai  $F_{cry}$  diambil dari persamaan

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

$F_e$  diperoleh dari

$$F_e = 195,9854 \text{ MPa}$$

Maka nilai  $F_{cry}$  adalah sebesar

$$F_{cry} = 143,7521 \text{ MPa}$$

$F_{crz}$  dihitung menggunakan rumus

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

Dengan,

$G$  = modulus geser baja, sebesar 77200 MPa

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

Maka,  $F_{crz}$  adalah sebesar

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

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

$$F_{cr} = 111,8268 \text{ MPa}$$

Tegangan kritis untuk tekuk lentur adalah 159,2698 MPa, sedangkan tegangan kritis untuk tekuk lentur torsi adalah 111,8268 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:

$$\phi P_n = 151,5096 \text{ kN}$$

Dengan demikian, kuat desain rencana yang direncanakan adalah sebesar 151,5096 kN, yang melebihi gaya tekan maksimal yang ditanggung oleh batang



sebesar 29,9620 kN. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa kuat desain rencana aman.

- Pemeriksaan Batang Tarik

1. Kondisi leleh

$$\phi P_n = 325,1664 \text{ kN}$$

Maka kuat desain rencana adalah sebesar 325,1664 kNm

2. Kondisi patah

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

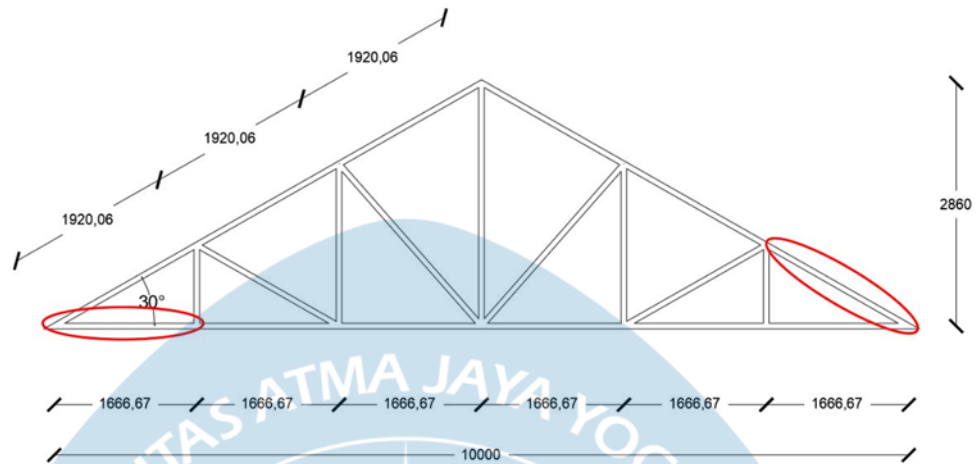
$$A_e = 845,6400 \text{ mm}^2$$

Maka kuat desain rencana adalah sebagai berikut

$$\phi P_n = 234,6651 \text{ kN}$$

Dari dua pola kegagalan yang mungkin terjadi, dipilih nilai  $\phi P_n$  terkecil sebagai pola kegagalan yang mungkin terjadi. Pada penampang tersebut, pola kegagalan yang terjadi adalah kegagalan patah, dengan nilai  $\phi P_n$  sebesar 234,6651 kN. Nilai  $\phi P_n$  ini lebih besar daripada tahanan tarik yang tersedia sebesar 26,201 kN, sehingga dapat disimpulkan bahwa batang tersebut aman dari segi kekuatan tarik.

b) Atap Edukasi Tipe B dengan Bentang 10 meter.



Gambar 2.20 Batang Tarik dan Tekan Edukasi B

$$P_u \text{ tekan} = 34,656 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ tarik} = 30,083 \text{ kN}$$

$$L \text{ tekan} = 1,920 \text{ m}$$

$$L \text{ tarik} = 1,667 \text{ m}$$

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

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

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

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

$$I_{yg} = 1097296,49 \text{ mm}^4$$

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

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

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

$$Y_0 = 15,1 \text{ mm}$$

$$r_0 = 1347,51 \text{ mm}^2$$

$$H = 0,831$$

- Pemeriksaan Batang Tekan

$$\lambda = 10,833$$

$$\lambda_r = 12,99$$

Dikarenakan nilai  $\lambda = 10,833$  lebih kecil dari nilai  $\lambda_r = 12,99$ , maka penampang ini diklasifikasikan sebagai non-langsing. Ketika batang tersebut mengalami gaya tekan, ada kemungkinan terjadinya buckling atau tekuk. Potensi bentuk buckling yang mungkin terjadi meliputi:

1. Tekuk Lentur

$$\frac{KL}{r_x} = 96,9727$$

Faktor kelangsingan dibandingkan dengan nilai

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,966$$

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

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

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

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

$F_{cr}$  adalah tegangan kritis yang dialami oleh batang tekan baja. Karena nilai

$\frac{KL}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  maka nilai nilai  $F_{cr}$  diambil dari persamaan:

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

Nilai  $F_e$  ditentukan sebagai berikut

$$F_e = 209,9087 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 148,7233 \text{ MPa}$$

## 2. Tekuk Lentur Torsi

Diketahui jarak antar penghubung adalah sebesar 19220,06 mm maka

$$\frac{a}{r} = 96,9727$$

Sambungan akan dibuat dengan baut kencang penuh memenuhi persamaan

$$\left(\frac{KL}{rx}\right)_m = 108,4188$$

nilai  $F_{cry}$  diambil dari persamaan

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

$F_e$  diperoleh dari

$$F_e = 167,9270$$

Maka nilai  $F_{cry}$  adalah sebesar

$$F_{cry} = 131,9535 \text{ MPa}$$

$F_{crz}$  dihitung menggunakan rumus

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

Dengan,

$G$  = modulus geser baja, sebesar 77200 MPa

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

Maka,  $F_{crz}$  adalah sebesar

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

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

$$F_{cr} = 105,7777 \text{ MPa}$$

Tegangan kritis untuk tekuk lentur adalah 148,7233 MPa, sedangkan tegangan kritis untuk tekuk lentur torsi adalah 105,7777 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:

$$\phi P_n = 143,3140 \text{ kN}$$

Dengan demikian, kuat desain rencana yang direncanakan adalah sebesar 143,3140 kN, yang melebihi gaya tekan maksimal yang ditanggung oleh batang sebesar 34,6560 kN. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa kuat desain rencana aman.

- Pemeriksaan Batang Tarik

1. Kondisi leleh

$$\phi P_n = 325,1664 \text{ kN}$$

Maka kuat desain rencana adalah sebesar 325,1664 kNm

2. Kondisi patah

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

$$A_e = 824,0400 \text{ mm}^2$$

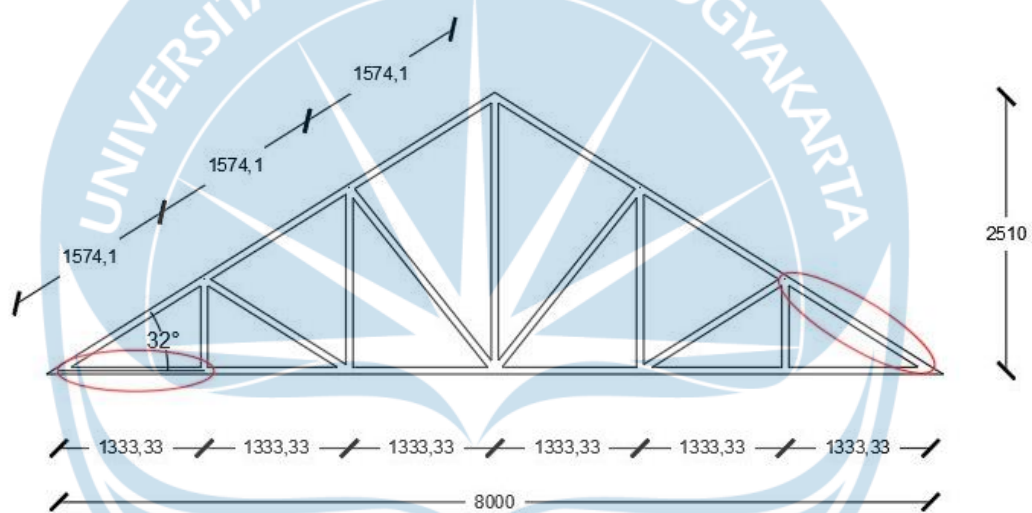
Maka kuat desain rencana adalah sebagai berikut

$$\phi P_n = 228,6711 \text{ kN}$$

Dari dua pola kegagalan yang mungkin terjadi, dipilih nilai  $\phi P_n$  terkecil sebagai pola kegagalan yang mungkin terjadi. Pada penampang tersebut, pola kegagalan yang terjadi adalah kegagalan patah, dengan nilai  $\phi P_n$  sebesar 228,6711 kN. Nilai  $\phi P_n$  ini lebih besar daripada tahanan tarik yang tersedia sebesar 30,083 kN, sehingga dapat disimpulkan bahwa batang tersebut aman dari segi kekuatan tarik.

### 2.2.2.3 Bangunan Pengelola

Pada perhitungan atap ini sama untuk setiap bangunan maka untuk bangunan berikut ini ditampilkan rekapitulasinya sebagai berikut.



Gambar 2.21 Batang Tarik dan Tekan Pengelola

$$P_u \text{ tekan} = 27,759 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ tarik} = 23,922 \text{ kN}$$

$$L \text{ tekan} = 1,5741 \text{ m}$$

$$L \text{ tarik} = 1,3333 \text{ m}$$

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

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

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

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

$$I_{yg} = 1097296,49 \text{ mm}^4$$

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

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

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

$$Y_0 = 15,1 \text{ mm}$$

$$r_0 = 1347,51 \text{ mm}^2$$

$$H = 0,831$$

- Pemeriksaan Batang Tekan

$$\lambda = 10,833$$

$$\lambda_r = 12,99$$

Dikarenakan nilai  $\lambda = 10,833$  lebih kecil dari nilai  $\lambda_r = 12,99$ , maka penampang ini diklasifikasikan sebagai non-langsing. Ketika batang tersebut mengalami gaya tekan, ada kemungkinan terjadinya buckling atau tekuk. Potensi bentuk buckling yang mungkin terjadi meliputi:

1. Tekuk Lentur

$$\frac{KL}{r_x} = 79,5$$

Faktor kelangsingan dibandingkan dengan nilai

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,966$$

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

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

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

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

$F_{cr}$  adalah tegangan kritis yang dialami oleh batang tekan baja. Karena nilai  $\frac{KL}{rx} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  maka nilai nilai  $F_{cr}$  diambil dari persamaan:

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

Nilai  $F_e$  ditentukan sebagai berikut

$$F_e = 312,3169 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 173,9910 \text{ MPa}$$

## 2. Tekuk Lentur Torsi

Diketahui jarak antar penghubung adalah sebesar 1574,1 mm maka

$$\frac{a}{r} = 79,5$$

Sambungan akan dibuat dengan baut kencang penuh memenuhi persamaan

$$\left(\frac{KL}{rx}\right)_m = 88,8837$$

nilai  $F_{cry}$  diambil dari persamaan

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

$F_e$  diperoleh dari

$$F_e = 249,8535$$

Maka nilai  $F_{cry}$  adalah sebesar

$$F_{cry} = 160,5483 \text{ MPa}$$

$F_{crz}$  dihitung menggunakan rumus



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

Dengan,

G = modulus geser baja, sebesar 77200 MPa

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

Maka,  $F_{crz}$  adalah sebesar

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

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

$$F_{cr} = 119,4240 \text{ MPa}$$

Tegangan kritis untuk tekuk lentur adalah 173,9910 MPa, sedangkan tegangan kritis untuk tekuk lentur torsi adalah 119,4240 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:

$$\phi P_n = 151,5096 \text{ kN}$$

Dengan demikian, kuat desain rencana yang direncanakan adalah sebesar 161.8028 kN, yang melebihi gaya tekan maksimal yang ditanggung oleh batang sebesar 27,7590 kN. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa kuat desain rencana aman.

#### - Pemeriksaan Batang Tarik

##### 1. Kondisi leleh

$$\phi P_n = 325,1664 \text{ kN}$$

Maka kuat desain rencana adalah sebesar 325,1664 kNm

##### 2. Kondisi patah

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

$$A_e = 845,6400 \text{ mm}^2$$

Maka kuat desain rencana adalah sebagai berikut

$$\phi P_n = 234,6651 \text{ kN}$$

Dari dua pola kegagalan yang mungkin terjadi, dipilih nilai  $\phi P_n$  terkecil sebagai pola kegagalan yang mungkin terjadi. Pada penampang tersebut, pola kegagalan yang terjadi adalah kegagalan patah, dengan nilai  $\phi P_n$  sebesar 234,6651 kN. Nilai  $\phi P_n$  ini lebih besar daripada tahanan tarik yang tersedia sebesar 54,622 kN, sehingga dapat disimpulkan bahwa batang tersebut aman dari segi kekuatan tarik.

### 2.2.3 Sambungan kuda – kuda

Sebelum merancang sambungan baut, perlu dilakukan pemeriksaan terhadap kemungkinan kegagalan yang mungkin terjadi pada sambungan tersebut. Kegagalan pada baut dapat menyebabkan baut putus ketika batang yang terhubung ditarik dengan gaya tertentu. Sedangkan kegagalan pada pelat dapat menyebabkan pelat sobek, biasanya terjadi karena lubang baut terlalu dekat dengan tepi pelat atau pelat terlalu tipis. Adapun desain sambungan baut pada *Pati Islamic Center* akan direncanakan sebagai berikut:

#### 2.2.3.1 Desain Rencana

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

Profil Baja = 2L 65x65x6  
 Jenis Baut = Baut mutu tinggi A325  
 $f_{nv}$  = 372 MPa  
 Diameter baut ( $d_b$ ) = 16 mm

Peraturan SNI 1729 tahun 2020 telah menetapkan ukuran lubang baut nominal sebagai yang tercantum pada tabel 2.7 berikut.

Tabel 2.7 Dimensi Lubang Nominal

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

Diameter lubang = lubang standar 18 mm

Mutu pelat = BJ37 (sesuai tabel 2.7)

Tebal pelat ( $t_p$ ) = 10 mm

Beban rencana ( $\phi P_n$ ) = 232,6651 kN

Setelah desain rencana telah ditetapkan, langkah berikutnya adalah melakukan pemeriksaan kekuatan tumpu, kekuatan geser, dan blok geser yang terjadi pada sambungan untuk memastikan bahwa desain rencana aman dari kegagalan.

### 2.2.3.2 Rencana Kuat Geser Baut

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

$$R_n = F_{nv} A_b$$

Dengan,

$R_n$  = Kuat geser

$F_{nv}$  = Kekuatan nominal pengencang

$A_b$  = Luas pengencang

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

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

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

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times (16)^2 \\ &= 201,0619 \text{ mm}^2 \\ R_n &= (372 \times 2 \times 201,0619) / 1000 \\ &= 149,5901 \text{ kN} \\ \phi R_n &= 0,75 \times 149,5901 \\ &= 112,1926 \text{ kN/baut} \end{aligned}$$

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

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

Hitung kuat geser baut untuk seluruh baut

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

Maka kuat geser baut seluruhnya adalah sebesar 336,5777 kN

### 2.2.3.3 Rencana Kuat Geser Blok (*Block Shear*)

Kegagalan blok geser dapat terjadi pada pelat buhul. Menurut SNI 1729 tahun 2020, diasumsikan terjadi kegagalan patah pada bagian geser dan bagian tarik, yang keduanya berkontribusi pada kekuatan total dan tahanan terhadap blok geser. Kegagalan geser dianggap sebesar 60% dari kekuatan tarik maksimum, sehingga kekuatan nominal geser dapat dihitung sebagai  $0,6F_uA_{nv}$ , sementara kekuatan nominal tarik adalah  $F_uA_{nt}$ , dimana

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

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

Maka, kuat nominal adalah

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

Kuat nominal dibatasi oleh nilai berikut ini

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

Dengan,

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

Berlaku persamaan berikut

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

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

Direncanakan geser blok pada batang tarik dan pelat buhul adalah sebagai berikut:

#### 1. Mencari jarak antar baut (S)

Menurut SNI 1729 tahun 2020, jarak antara pusat-pusat baut harus diatur sedemikian rupa sehingga tidak kurang dari  $2\frac{2}{3}$  kali diameter nominal baut atau sering kali digunakan tidak kurang dari 3 kali diameter baut (3d).

Maka,

$$\begin{aligned}
 S &\geq 3 \times D \text{ baut} \\
 &\geq 3 \times 16 \\
 &\geq 48 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Diambil jarak antar baut adalah 48 mm

2. Mencari jarak tepi minimum ( $L_e$ )

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

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

Maka, jarak tepi yang direncanakan sebesar 24 mm.

3. Mencari luas kotor dan bersih bagian geser

Luas kotor bagian yang mengalami geser ditentukan sebagai berikut

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

Sedangkan luas bersih yang mengalami geser adalah

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= [t \times \{(S + L_e) - (2,5 \times D \text{ lubang})\}] \times 2 \\
 &= (6 \times ((48 + 24) - (2,5 \times 16))) \times 2 \\
 &= 324 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka, luas kotor bagian geser adalah 864 mm<sup>2</sup> dan luas bersih bagian geser adalah 324 mm<sup>2</sup>

4. Mencari luas bersih bagian tarik

Luas bersih bagian yang mengalami tarik adalah

$$A_{nt} = [t \times (L_e - 0,5 \times D \text{ lubang})] \times 2$$

$$= [6 \times (24 - 0,5 \times 16)] \times 2$$

$$= 180 \text{ mm}^2$$

Maka, luas bersih yang mengalami tarik sebesar  $180 \text{ mm}^2$

#### 5. Kuat Rencana

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

$$R_n = (0,6 \times 370 \times 324 + 370 \times 180) \leq (0,6 \times 240 \times 864 + 370 \times 180)$$

$$= 138,528 \leq 191,016$$

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

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

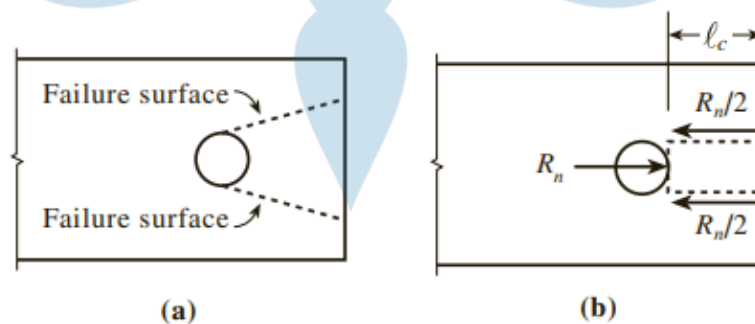
$$= 0,75 \times 138,528$$

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

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

#### 2.2.3.4 Rencana Kuat Tumpu Pelat

Gaya geser dapat menyebabkan pelat mengalami sobekan, yang menunjukkan kuat tumpu pelat. Hal ini dapat diperlihatkan dalam ilustrasi Gambar 2.17



Gambar 2.22 Kuat Tumpu Pelat

Pada Gambar 2.22a, terlihat kemungkinan kegagalan yang dapat terjadi adalah sobeknya pelat pada bagian ujung. Jika kita menyederhanakan luasan kegagalan

seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.22b, kuat tumpu di satu sisi sama dengan kegagalan patah pada area geser atau

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

Dimana,

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

$\ell_c$  = jarak ujung lubang dan tepi pelat yang terhubung

$t$  = tebal pelat

Kekuatan total adalah

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

Namun, kegagalan ini dibatasi agar lubang baut tidak melebar lebih dari  $\frac{1}{4}$  inci atau 6,25 mm, yang menghasilkan batas kuat nominal sebesar

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

Berdasarkan LRFD, faktor reduksi yang diterapkan adalah 0,75. Berikut adalah rencana kekuatan tumpuan pelat:

1. Penentuan jarak bersih antara tepi lubang dengan tepi yang berdekatan ( $\ell_c$ )

- Baut 1

Baut 1 adalah baut yang berada terdekat pada tepi material dimana

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

- Baut 2 dan 3

Baut 2 dan 3 adalah baut yang saling berdampingan maka

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

2. Kuat tumpu rencana

Kuat tumpu rencana diperhitungkan berdasarkan posisi baut



- Baut 1

$$R_n = 1,2 \times 15 \times 6 \times 370$$

$$= 39,96 \text{ kN}$$

- Baut 2 dan 3

$$R_n = 1,2 \times 30 \times 6 \times 370$$

$$= 79,96 \text{ kN}$$

Maka kuat tumpu rencana adalah sebesar 299,7 kN

### 3. Batasan

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

$$R_n = 2,4 \times 16 \times 6 \times 370$$

$$= 85,248 \text{ kN}$$

Diambil nilai terkecil di setiap baut maka, baut 1 memiliki kuat tumpu sebesar 39,96 kN, baut 2 dan 3 memiliki kuat tumpu sebesar 79,92 kN

### 4. Kuat tumpu pelat

Kuat tumpu total merupakan penjumlahan kuat tumpu disetiap baut maka

$$R_n \text{ total} = 2 (39,96 + (2 \times 79,92))$$

$$= 399,6 \text{ kN}$$

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

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

$$= 0,75 \times 399,6$$

$$= 299,7 \text{ kN}$$

Maka, kuat tumpu sambungan baut adalah sebesar 299,7 kN

### 2.2.3.5 Rekapitulasi Sambungan Baut

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

Kuat Geser Baut = 336,577 kN

Geser Blok = 103,896 kN

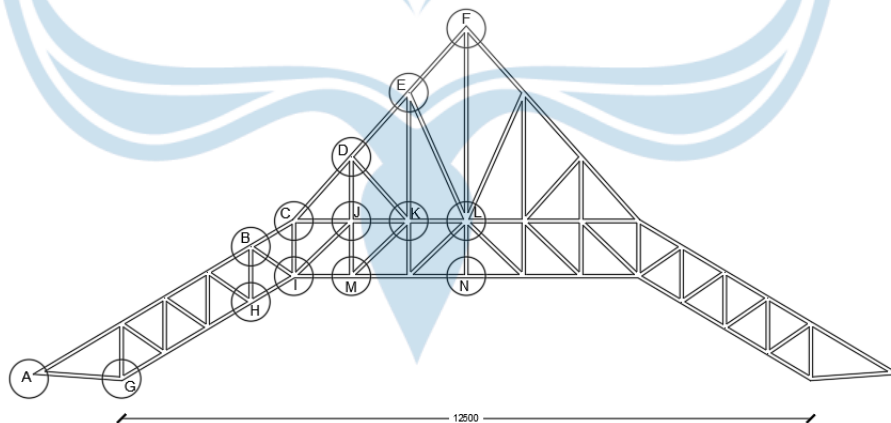
Kuat Tumpu Baut = 299,7 kN

Dalam sambungan ini, kekuatan terlemah adalah kemungkinan terjadinya kegagalan. Oleh karena itu, kegagalan yang mungkin terjadi pada desain sambungan baut ini adalah kegagalan akibat geser blok. Untuk memastikan keamanannya terhadap setiap bangunan, dilakukan pemeriksaan agar nilai  $P_u \leq$  kuat rencana, sesuai dengan yang tercantum dalam Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Pemeriksaan Sambungan Terhadap Setiap Bangunan

Bangunan	$P_u$ (kN)	Kuat Rencana (kN)	Status
Perpustakaan	54,62	103,896	Aman
Edukasi tipe A	54,62		Aman
Edukasi tipe B	30,08		Aman
pengelola	54,62		Aman

Maka, desain sambungan dapat dinyatakan aman untuk dapat digunakan pada seluruh kuda – kuda Pati Islamic Center dipasang seperti pada Gambar 2.23.



Gambar 2.23 Desain Sambungan Baut Bangunan Perpustakaan

### 2.3 Struktur Tahan Gempa

Pati Islamic Center akan direncanakan agar memiliki ketahanan terhadap gempa berdasarkan konsep dan peraturan SNI 1726 tahun 2019. Dalam perencanaan

tersebut, akan diperhatikan dan ditentukan jenis situs tanah, periode fundamental gedung, kategori desain seismik, kategori risiko, dan koefisien respon seismik yang akan mempengaruhi.

### 2.3.1 Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS)

#### a. Klasifikasi Situs

Untuk menentukan desain seismik suatu bangunan dan jenis tanah di suatu situs, perlu dilakukan klasifikasi situs. Klasifikasi situs ini didasarkan pada empat jenis profil tanah, yaitu tanah keras, tanah sedang, tanah lunak, dan tanah khusus. Penentuan kelompok situs tersebut mengacu pada SNI 1726:2019 yang terperinci dalam Tabel 2.9.

Tabel 2.9 Klasifikasi Situs

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

Dilakukan klasifikasi situs berdasarkan data tanah yang diperoleh hingga kedalaman 35m. Data tanah diperoleh melalui pengujian Standard Penetration Test (SPT). Pengujian SPT dilakukan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama dengan memukul tabung hingga mencapai kedalaman 6 inci, dan tahap kedua

dengan pemukulan hingga kedalaman 12 inci. Jumlah pukulan yang diperlukan untuk mencapai kedalaman 12 inci disebut nilai-N. Berikut ini adalah data hasil pengujian nilai SPT yang telah dijabarkan:

Tabel 2.10 Hasil Uji Standar Penetration Test

ELEVASI	d (TEBAL)	N <sub>spt</sub>	(di/Ni)	$\bar{N}$	Su	(di/Su)	$\bar{S}_u$
0 - 2	2	7	0.29	22.07	98.00	0.02	77.82
2-4	2	14	0.14		65.00	0.03	
4-6	2	25	0.08		79.00	0.03	
6-8	2	22	0.09		66.00	0.03	
8-10	2	22	0.09		56.00	0.04	
10-12	2	20	0.10		56.00	0.04	
12-14	2	25	0.08		57.00	0.04	
14-16	2	28	0.07		61.00	0.03	
16-18	2	38	0.05		92.00	0.02	
18-20	2	23	0.09		54.00	0.04	
20-22	2	18	0.11		54.00	0.04	
22-24	2	18	0.11		101.00	0.02	
24-26	2	18	0.11		121.00	0.02	
26-28	2	28	0.07		142.00	0.01	
28-30	2	60	0.03		145.00	0.01	
30-32	2	60	0.03		145.00	0.01	
32-35	2	60	0.03		67.00	0.03	
jumlah	35		1.59			0.45	

Berdasarkan data serta peraturan pada Tabel 2.9 maka dapat diperoleh hasil sebagai berikut:

$$15 < (N^* = 22,07) < 50$$

$$50 < (Su^* = 77,82) < 100$$

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

### 2.3.2 Periode Fundamental Gedung (T)

Untuk menentukan periode fundamental struktur, T, dalam arah yang sedang ditinjau, digunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul yang telah diuji dalam analisis. Periode fundamental struktur, T, harus memenuhi batasan

tertentu, yaitu tidak boleh melebihi hasil perkalian antara koefisien batasan atas pada periode yang dihitung ( $C_u$ ) dan periode fundamental pendekatan,  $T_a$ . Sebagai alternatif, dalam analisis dapat digunakan periode bangunan pendekatan,  $T_a$ , yang dihitung berdasarkan rumus berikut:

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

dengan,

$h_n$  = tinggi bangunan (m)

$C_t$  = Koefisien sesuai tabel 18 SNI 1726:2019

Tabel 2.11 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

1. Bangunan Perpustakaan

$$h_n = 13.35 \text{ meter}$$

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

$$T_a = 0,04801 \text{ detik}$$

2. Bangunan Edukasi

$$h_n = 10,15 \text{ meter}$$

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

$$T_a = 0,3752 \text{ detik}$$

3. Bangunan Pengelola

$$h_n = 9.6 \text{ meter}$$

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

$$T_a = 0,3568 \text{ detik}$$

### 2.3.3 Kategori Resiko Bangunan

SNI (Standar Nasional Indonesia) telah menguraikan kategori risiko bangunan berdasarkan fungsi bangunan. Semakin tinggi kategori risiko, semakin penting untuk memperkuat struktur bangunan karena kategori risiko memiliki keterkaitan yang erat dengan keselamatan jiwa dan dampak terhadap kehidupan masyarakat. SNI 1726 tahun 2019 merumuskan kategori risiko bangunan seperti pada Tabel 2.12.

Tabel 2.12 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: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> </ul>	III

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>- Penjara</p> <p>- Bangunan untuk orang jompo</p> <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah ibadah</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- 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.</li> </ul>	IV

Berdasarkan SNI 1726:2019 tentang Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Struktur lainnya, Pati Islamic Center yang terdiri dari fasilitas Pendidikan yaitu bangunan perpustakaan dan bangunan edukasi tergolong ke dalam kategori risiko kelas IV. Sedangkan untuk bangunan pengelola tergolong dalam kategori risiko II

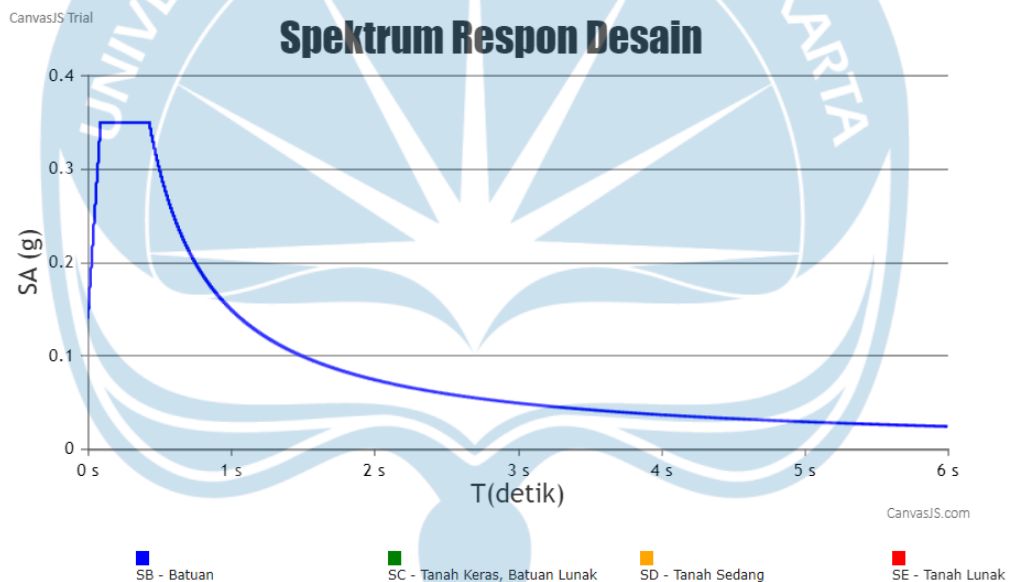
Setelah mengetahui risiko bangunan, ditentukan faktor keutamaan gempa berdasarkan Tabel 2.13.

Tabel 2.13 Faktor keutamaan gempa

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

### 2.3.4 Kategori Desain Seismik

Setelah menentukan nilai  $C_t$  dan  $x$  langkah selanjtnya adalah mencari nilai  $S_{ds}$  dan  $S_{d1}$  pada respon spektrum melalui desain spektra Indonesia. Hasil yang diperoleh adalah seperti pada Gambar 2.24.



Gambar 2.24 Spektrum Respon Desain

Berdasarkan grafik spektrum respon desain diperoleh nilai  $T_0$  sebesar 0,09 detik dan  $T_s$  sebesar 0,43 detik. Dari data yang telah diperoleh perlu untuk diinterpretasikan berdasarkan tabel SNI 1726 tahun 2019 sebagai berikut ini:

Tabel 2.14 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 2.15 Kategori desain seismik berdasarkan periode 1 detik

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

Maka sesuai tabel 2.14 dan tabel 2.15 diperoleh kategori berdasarkan periode pendek untuk Pati Islamic Center masuk dalam kategori C yaitu 0,35g dan berdasarkan periode 1 detik termasuk dalam kategori D yaitu 0,15 g.

### 2.3.5 Koefisien Respon Seismik

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

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

Dengan,

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

$R$  : koefisien modifikasi respons

$I_e$  : faktor keutamaan gempa

Tabel 2.16 Faktor – Faktor untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0$	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 ½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI

Dengan rangka beton bertulang pemikul momen khusus maka koefisien modifikasi respons ( $R$ ) berdasarkan tabel 2.16 adalah sebesar 8. Maka, koefisien respon seismik dapat ditentukan sebagai berikut

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

$$= \frac{0,35}{8/1} = 0,04375$$

#### 2.4 Preliminary Design.

Sebelum melakukan analisis struktur, penting untuk mengetahui dimensi komponen struktur guna menghitung kekakuan struktur yang diperlukan dalam analisis tersebut. Untuk mendapatkan dimensi optimal dari komponen struktur, perlu mempertimbangkan gaya dalam yang terjadi akibat pembebanan struktur, yang merupakan hasil dari analisis struktur. Oleh karena itu, dalam menentukan dimensi awal komponen struktur sebelum melakukan analisis struktur, biasanya digunakan beberapa pendekatan sederhana.

##### 2.4.1 Dimensi Balok dan Kolom

Perencanaan dimensi balok dan kolom akan mematuhi persyaratan yang ditetapkan dalam SNI 2847 tahun 2019. Dimensi balok dan kolom pada setiap bangunan dapat bervariasi tergantung pada gaya yang bekerja pada struktur tersebut. Dalam perencanaan, akan mempertimbangkan gaya yang bekerja pada balok dan kolom untuk menentukan dimensi yang tepat, sesuai dengan standar yang berlaku.

##### a) Bangunan Perpustakaan

Tinggi dan lebar balok tidak boleh kurang dari nilai yang diatur pada tabel 2.17 berdasarkan SNI 2847 tahun 2019.

Tabel 2.17 Tinggi minimum balok nonprategang

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

Balok pada bangunan perpustakaan memiliki dua jenis kondisi perlekatan yaitu menerus satu sisi dan menerus dua sisi. Pada balok menerus dua sisi mempunyai panjang terbesar dengan bentang 6250 mm.

$$\begin{aligned} \text{Tinggi minimum } (h_{\min}) &= \frac{L}{18,5} \\ &= \frac{6250}{21} = 297,62 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar minimum } (b_{\min}) &= \frac{2}{3} h \\ &= \frac{2}{3} \times 297,62 = 198 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimensi balok yang akan digunakan:

- Balok induk = 350 × 600 mm
- Balok anak = 250 × 500 mm

SNI 2847 tahun 2019 mengatur syarat-syarat dimensi balok. Persyaratan yang harus dipenuhi adalah sebagai berikut

1.  $L_n \geq 4d$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 542 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \times 542 = 2168 \text{ mm}$$

$$L_n = 6250 - 450 = 5800 \text{ mm}$$

$$\text{Cek } (L_n \geq 4d): 5800 \text{ mm} \geq 2168 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

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

$$b_w = 350 \text{ mm}$$

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

$$\text{Cek } (b_w \geq 0,3h \text{ atau } 250 \text{ mm}): 350 \text{ mm} \geq 180 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

Dimensi kolom rencana memiliki lebar dan tinggi sebagai berikut:

Lebar kolom (b) = 450 mm

Tinggi kolom (h) = 450 mm

Adapun syarat yang harus dipenuhi yaitu:

1.  $b \leq h$  = 450 mm  $\leq$  450 mm (AMAN)
2.  $b \geq 300$  mm = 450 mm  $\geq$  300 mm (AMAN)
3.  $\frac{b}{h} \geq 0,4$  =  $\frac{450}{450} \geq 0,4$   
= 1  $\geq 0,4$  (AMAN)

Maka, dimensi kolom dan balok rencana yang digunakan dinyatakan aman

#### b) Bangunan Edukasi

Balok pada bangunan perpustakaan memiliki dua jenis kondisi perlekatan yaitu menerus satu sisi dan menerus dua sisi. Pada balok menerus satu sisi mempunyai panjang terbesar dengan bentang 7000 mm.

$$\begin{aligned} \text{Tinggi minimum (h}_{\min}) &= \frac{L}{18,5} \\ &= \frac{7000}{18,5} = 378,38 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar minimum (b}_{\min}) &= \frac{2}{3} h \\ &= \frac{2}{3} \times 378,38 = 144 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimensi balok yang akan digunakan:

- Balok induk = 400 × 600 mm
- Balok anak = 250 × 500 mm

SNI 2847 tahun 2019 mengatur syarat-syarat dimensi balok. Persyaratan yang harus dipenuhi adalah sebagai berikut

1.  $l_n \geq 4d$ 

$$\begin{aligned} d &= 600 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 542 \text{ mm} \\ 4d &= 4 \times 542 = 2168 \text{ mm} \\ l_n &= 7000 - 500 = 6500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek ( $L_n \geq 4d$ ):  $6500 \text{ mm} \geq 2168 \text{ mm}$  (AMAN)

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

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

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

Cek ( $b_w \geq 0,3h$  atau  $250 \text{ mm}$ ):  $400 \text{ mm} \geq 180 \text{ mm}$  (AMAN)

Dimensi kolom rencana memiliki lebar dan tinggi sebagai berikut

Lebar kolom ( $b$ ) =  $500 \text{ mm}$

Tinggi kolom ( $h$ ) =  $500 \text{ mm}$

Adapun syarat yang harus dipenuhi yaitu

$$1. b \leq h = 500 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

$$2. b \geq 300 \text{ mm} = 500 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

$$3. \frac{b}{r} \geq 0,4 = \frac{500}{500} \geq 0,4$$

$$= 1 \geq 0,4 \quad (\text{AMAN})$$

Maka, dimensi kolom dan balok rencana yang digunakan dinyatakan aman

### c) Bangunan Pengelola

Balok pada bangunan perpustakaan memiliki dua jenis kondisi perlekatan yaitu menerus satu sisi dan menerus dua sisi. Pada balok menerus satu sisi mempunyai panjang terbesar dengan bentang  $6500 \text{ mm}$ .

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

$$= \frac{6500}{18,5} = 351,35 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{2}{3} \times 351,35 = 234 \text{ mm}$$

Dimensi balok yang akan digunakan:

- Balok induk =  $400 \times 600 \text{ mm}$
- Balok anak =  $250 \times 500 \text{ mm}$

SNI 2847 tahun 2019 mengatur syarat-syarat dimensi balok. Persyaratan yang harus dipenuhi adalah sebagai berikut

$$1. L_n \geq 4d$$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 542 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \times 542 = 2168 \text{ mm}$$

$$L_n = 6500 - 500 = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Cek } (L_n \geq 4d): 6000 \text{ mm} \geq 2168 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

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

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

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

$$\text{Cek } (b_w \geq 0,3h \text{ atau } 250 \text{ mm}): 400 \text{ mm} \geq 180 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

Dimensi kolom rencana memiliki lebar dan tinggi sebagai berikut

$$\text{Lebar kolom } (b) = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi kolom } (h) = 500 \text{ mm}$$

Adapun syarat yang harus dipenuhi yaitu

$$1. b \leq h = 500 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

$$2. b \geq 300 \text{ mm} = 500 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$

$$3. \frac{b}{h} \geq 0,4 = \frac{500}{500} \geq 0,4$$

$$1 \geq 0,4 \quad (\text{AMAN})$$

Maka, dimensi kolom dan balok rencana yang digunakan dinyatakan aman

## 2.4.2 Dimensi Pelat Lantai

### a) Bangunan Perpustakaan

Setelah merencanakan kolom sesuai dengan persyaratan dan peraturan yang tercantum dalam Standar Nasional Indonesia (SNI), langkah berikutnya adalah menentukan kualitas bahan dan melakukan perhitungan untuk balok yang terhubung dengan kolom. Informasi mengenai kualitas bahan dan balok yang terhubung dengan kolom dapat ditemukan dalam data di bawah ini.

$$\text{Jarak } x = 4500 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak } y = 3125 \text{ mm}$$

$$L_y = 4500 \text{ mm}$$

$$L_x = 3125 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4500}{3125} = 1.44$$

Apabila nilai  $\frac{L_y}{L_x} = 1.44 \leq 2$ , maka pelat yang ditinjau adalah jenis pelat dua arah.

Data pelat lantai yang digunakan yaitu

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

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

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

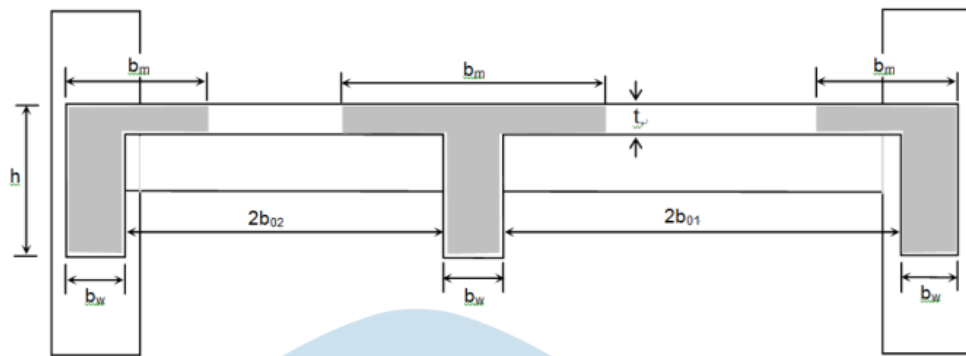
$$\text{Mutu beton (f'c)} = 25 \text{ MPa}$$

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

### **Perhitungan Momen Inersia Balok**

#### 1. Dimensi efektif

Secara umum, dalam konstruksi balok beton, biasanya balok tersebut dicor bersama dengan pelat sehingga lendutan pada balok menyebabkan pelat yang berdekatan dengan balok ikut melengkung. Dalam keadaan ini, pelat dan balok bekerja secara bersama-sama untuk menahan beban eksternal. Terjadi tegangan tekan pada badan balok dan sambungan pelat. Dalam situasi ini, penting untuk mengetahui bagian lebar pelat yang efektif dalam menerima distribusi gaya-gaya balok, yang juga dikenal sebagai lebar flens yang efektif.



Gambar 2.25 Dimensi Efektif Balok L dan T

Berdasarkan perletakkannya sesuai gambar 2.25, pelat yang ditinjau berbentuk balok T dengan

$$\begin{aligned}
 b_w &= 350 \text{ mm} \\
 h &= 600 \text{ mm} \\
 f &= h_b = (h - t_p) \\
 &= 600 - 130 = 470 \text{ mm} \\
 b_m &= b_w + 2h_b \\
 &= 350 + 2 \times 470 = 1290 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Berlaku syarat: } b_w + 2 h_b < b_w + 8 h_f$$

Karena,  $b_w + 2 h_b = 1290 \text{ mm} < b_w + 8 h_f = 1390 \text{ mm}$  (AMAN)

## 2. Luasan penampang balok 1

Setelah menghitung dan mengecek dimensi efektif balok selanjutnya adalah menghitung luasan penampang balok tersebut dengan membaginya ke dalam bagian-bagian.

$$\begin{aligned}
 \text{Luas bidang 1 (A1)} &= b_w \times h_b \\
 &= 350 \times 470 = 164500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas bidang 2 (A2)} &= b_e \times h_f \\
 &= 1240 \times 130 = 167700 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Luas total} = A_1 + A_2$$



$$= 164500 + 167700 = 332200 \text{ mm}^2$$

### 3. Titik berat penampang balok 1 (y)

Setelah menghitung luas penampang pada beberapa bagian balok, langkah selanjutnya adalah menghitung titik berat yang bekerja pada bagian balok tersebut.

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

$$\begin{aligned} y_{i1} &= \frac{1}{2} \times hb \\ &= \frac{1}{2} \times 470 = 235 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} y_{i2} &= hb + \left(\frac{1}{2} \times hf\right) \\ &= 470 + \left(\frac{1}{2} \times 130\right) = 535 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= \frac{A1 \times y_{i1} + A2 \times y_{i2}}{At} \\ &= \frac{164500 \times 235 + 166700 \times 535}{332200} = 386,44 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 4. Jarak antar titik berat bidang terhadap titik berat penampang

Perhitungan yang terakhir dilakukan dalam menghitung momen inersia adalah menghitung nilai dari titik berat bidang terhadap titik berat total.

$$\begin{aligned} y_1 &= \bar{y} - y_{i1} \\ &= 151,44 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_2 &= \bar{y} - y_{i2} \\ &= 148,56 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka momen inersia yang bekerja pada balok 1 ( $I_{b1}$ ) adalah

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

$$I_b = 10738154775 \text{ kgm}^2$$

### Perhitungan Momen Inersia Pelat

Setelah menghitung momen inersia yang bekerja pada balok, selanjutnya adalah menghitung momen inersia pada pelat. Dengan data yang sudah diketahui seperti dibawah ini maka dapat menghitung momen inersia pelat.

Data:

Panjang Balok = 3125 mm

Panjang sisi kiri dan kanan balok 3 = 10750 mm

Lebar Pelat ( $l_x$ ) = 5375 mm

Tinggi Pelat ( $h_f$ ) = 130 mm

Maka perhitungan momen inersia pelat adalah

$$I_{s1} = \frac{1}{12} \cdot l_x \cdot h_f^3$$

$$\begin{aligned} I_{s1} &= \frac{1}{12} \times 5375 \times 130 \\ &= 984072916,7 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

menghitung modulus elastisitas beton yang bekerja pada balok dan juga plat

$E_{cb1} = E_{cs1}$

$$\begin{aligned} E &= 4700 \sqrt{f_c} \\ &= 23500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Menghitung rasio kekakuan balok terhadap pelat dengan rumus □

$$\begin{aligned} \alpha_f &= \frac{E \times I_b}{E \times I_s} \\ &= \frac{23500 \times 10738154775}{23500 \times 984072916,7} \\ &= 10,91 \end{aligned}$$

Setelah melakukan perhitungan untuk balok 1, dilanjutkan dengan perhitungan untuk balok 2, 3, dan 4. Berikut ini adalah hasil rekapitulasi perhitungan untuk bsetiap balok.

Tabel 2.18 Rekapitulasi *preliminary design* balok dan pelat perpustakaan

Balok		Balok 1	Balok 2	Balok 3	Balok 4
Dimensi efektif (mm)	$b_w + 2h_b$	1290	470	1290	990
	$b_w + 8h_f$	1390	520	1390	1290

Luasan penampang balok (mm <sup>2</sup> )	332200	247600	332200	221200
Titik berat penampang balok (mm)	386,44	364,16	386,44	330,46
Momen Inersia Balok (mm <sup>4</sup> )	10738154775	8641764433	10738154775	4600207217
Momen inersia pelat (mm <sup>4</sup> )	984072917	286067708	823875000	572135417
Modulus elastisitas balok dan pelat	23500	23500	23500	23500
Rasio kekakuan balok terhadap pelat	10,91	30,21	13,03	8,04
Rasio Kekakuan rata-rata	15,55			

Setelah menghitung rata-rata rasio kekakuan balok, langkah berikutnya adalah menentukan ketebalan minimum yang telah diatur dalam persyaratan dan ketentuan Standar Nasional Indonesia (SNI) 1729 tahun 2019. Informasi mengenai ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya dapat ditemukan dalam Tabel 8.3.1.2 dalam SNI tersebut. Berikut adalah tabel SNI yang berkaitan:

Tabel 2.19 Ketebalan Minimum Pelat

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

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

$$Ln_1 = 4150 \text{ mm}$$

$$Ln_2 = 2825 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{\ln 1}{\ln 2} = \frac{4150}{2825} = 1,47$$

$$H = 92,74 \text{ mm} > 90 \text{ mm (AMAN)}$$

Asumsi pelat = 130 mm > tebal minimum = 93mm. Maka, tebal pelat 130 mm dapat digunakan pada bangunan perpustakaan.

b) Bangunan Edukasi

$$\text{Jarak } x = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak } y = 5500 \text{ mm}$$

$$L_y = 5500 \text{ mm}$$

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

$$\frac{L_y}{L_x} = 1,375$$

Apabila nilai  $\frac{L_y}{L_x} = 1,375 \leq 2$ , maka pelat yang ditinjau adalah jenis pelat dua arah.

Data pelat lantai yang digunakan yaitu

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

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

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

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

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

### Preliminary Design Bangunan Edukasi

Tabel 2.20 Rekapitulasi preliminary design balok dan pelat edukasi

Balok		Balok 1	Balok 2	Balok 3	Balok 4
Dimensi efektif (mm)	bw + 2hb	1340	1340	1340	1340
	bw + 8hf	1440	1440	1440	1440
Luasan penampang balok (mm <sup>2</sup> )		362200	362200	362200	362200
<b>Balok</b>		<b>Balok 1</b>	<b>Balok 2</b>	<b>Balok 3</b>	<b>Balok 4</b>
Titik berat penampang balok (mm)		379,28	379,28	379,28	379,28
Momen Inersia Balok (mm <sup>4</sup> )		11843768129			
Momen inersia pelat (mm <sup>4</sup> )		823875000	732333333	823875000	549250000
Modulus elastisitas balok dan pelat		23500	23500	23500	23500
Rasio kekakuan balok terhadap pelat		14,38	16,17	14,38	21,56
Rasio Kekakuan rata-rata		16,62			

$$L_{n1} = 5100 \text{ mm}$$

$$L_{n2} = 3600 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{l_{n1}}{l_{n2}} = 1,2$$

$$H = 115,08\text{mm} > 90 \text{ mm (AMAN)}$$

Asumsi pelat = 130 mm > tebal minimum = 115 mm. Maka, tebal pelat 130 mm dapat digunakan pada bangunan edukasi.

### c) Bangunan Pengelola

$$\text{Jarak } x = 3600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak } y = 5200 \text{ mm}$$

$$L_y = 5200 \text{ mm}$$

$$L_x = 3600 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 1,44$$

Apabila nilai  $\frac{L_y}{L_x} = 1,44 \leq 2$ , maka pelat yang ditinjau adalah jenis pelat dua arah.

Data pelat lantai yang digunakan yaitu

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

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

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

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

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

### Preliminary Design Bangunan Pengelola

Tabel 2.21 Rekapitulasi preliminary design balok dan pelat pengelola

Balok	Balok 1	Balok 2	Balok 3	Balok 4	
Dimensi efektif (mm)	bw + 2hb	1340	1340	1340	1340
	bw + 8hf	1440	1440	1440	1440
Luasan penampang balok (mm <sup>2</sup> )	362200	362200	362200	362200	
Titik berat penampang balok (mm)	379,28	379,28	379,28	379,28	
Momen Inersia Balok (mm <sup>4</sup> )	11843768129				
Momen inersia pelat (mm <sup>4</sup> )	622483333	7506641666	73233333	6957166667	
Modulus elastisitas balok dan pelat	23500	23500	23500	23500	
Rasio kekakuan balok terhadap pelat	19,03	15,78	16,17	17,02	
Rasio Kekakuan rata-rata	17				

$$\begin{aligned} L_{n1} &= 4800 \text{ mm} \\ L_{n2} &= 3200 \text{ mm} \\ \beta &= \frac{l_{n1}}{l_{n2}} = 1,55 \\ H &= 106,67 \text{ mm} > 90 \text{ mm (AMAN)} \end{aligned}$$

Asumsi pelat = 130 mm > tebal minimum = 107 mm. Maka, tebal pelat 130 mm dapat digunakan pada bangunan pengelola.

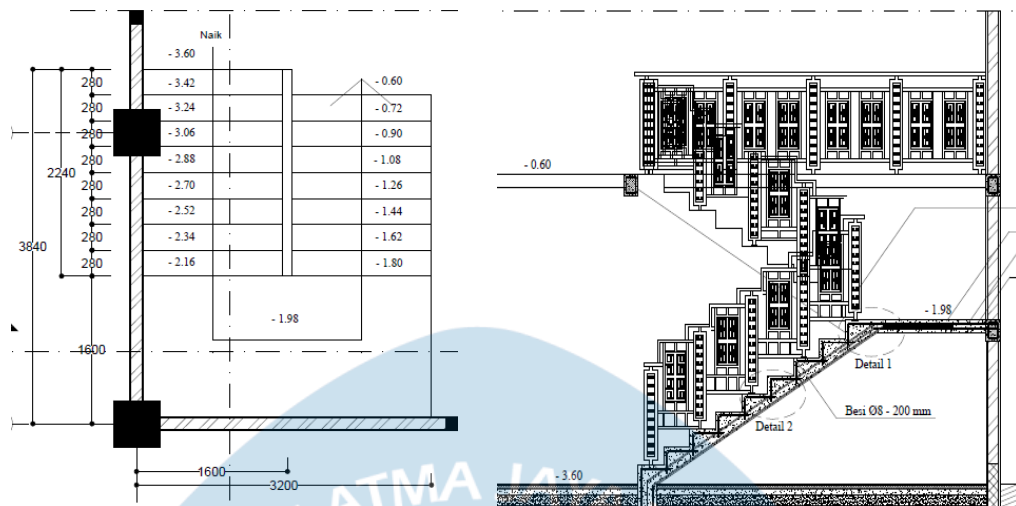
## 2.5 Perencanaan Tangga

Tangga digunakan sebagai penghubung antara dua titik elevasi yang berbeda. Secara umum, tangga terdiri dari anak tangga dan bordes. Anak tangga adalah pijakan yang lebih sempit dan jumlahnya lebih banyak, sementara bordes merupakan bagian tangga dengan pijakan yang lebih luas namun jumlahnya lebih sedikit. Bordes pada tangga tidak merupakan komponen yang wajib ada dan dapat diabaikan tergantung pada desain dan kebutuhan. Dalam perencanaan tangga untuk bangunan seperti perpustakaan, bangunan pengelola, dan bangunan edukasi, terdapat dua jenis tipe tangga dengan ukuran yang berbeda yang akan dihitung sebagai berikut:

### 2.5.1 Tangga A

#### A. Data Tangga

Lebar lantai (L1)	=	3200 mm
Lebar bordes	=	1600 mm
Optrede(O)	=	175 mm
Antrede(A)	=	280 mm
Tebal Plat Tangga (htg)	=	130 mm
Tinggi antar lantai (Het)	=	3500 mm
Bj beton bertulang	=	24 kN/m <sup>3</sup>
Bj spesi	=	21 kN/m <sup>3</sup>
Beban hidup	=	4,79 kN/m <sup>2</sup>



Gambar 2.26 Detail Tangga A

## B. Perhitungan Rencana Tangga A

### 1. Perhitungan jumlah anak tangga

- Jumlah anak tangga (n)
 
$$= \frac{H_{et}}{O}$$

$$= \frac{3500}{175}$$

$$= 20 \text{ buah anak tangga}$$

- Lebar tangga ( $L_{tg}$ )
 
$$= \left( \frac{1}{2} \times \frac{H_{et}}{O} - 1 \right) A$$

$$= \left( \frac{1}{2} \times \frac{2000}{175} - 1 \right) 175$$

$$= 2520 \text{ mm}$$

- Sudut kemiringan tangga ( $\alpha$ )
 
$$= \arctan \left( \frac{O}{A} \right)$$

$$= \arctan \left( \frac{175}{280} \right)$$

$$= 32,0054^\circ$$

### 2. Pembebanan pada tangga

#### a. Beban merata pada Tangga:

- Berat sendiri tangga
 
$$= \frac{H_{tg}}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton}$$

$$= \frac{0,13}{32,0054} \times 24$$

$$= 3,6793 \text{ kN/m}^2$$

- Berat anak tangga  $= \frac{1}{2} O \times \text{berat volume beton}$   
 $= 2,1 \text{ kN/m}^2$
- Berat ubin dan spesi  $= 0,05 \times \text{berat volume ubin}$   
 $= 1,05 \text{ kN/m}^2$
- Beban railing  $= 1 \text{ kN/m}^2$  (diperkirakan)
- Q<sub>tg</sub>  $= \text{total berat keseluruhan}$   
 $= 7,8293 \text{ kN/m}^2$

b. Beban merata pada balok bordes:

- Berat sendiri tangga  $= \text{Htg} \times \text{berat volume beton}$   
 $= 0,13 \times 24$   
 $= 3,12 \text{ kN/m}^2$
- Berat ubin dan spesi  $= 0,05 \times \text{berat volume ubin}$   
 $= 1,05 \text{ kN/m}^2$
- Beban railing  $= 1 \text{ kN/m}^2$
- Q<sub>tg</sub>  $= \text{total berat keseluruhan}$   
 $= 5,17 \text{ kN/m}^2$

3. Kombinasi yang akan digunakan:

Kombinasi yang digunakan berasal dari hasil pemodelan menggunakan software SAP 2000 dengan hasil output SFD dan BMD, dengan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{MDL} &= 5,37 \text{ kNm} \\
 \text{MLL} &= 3,45 \text{ kNm} \\
 \text{VDL} &= 11,62 \text{ kN} \\
 \text{VLL} &= 7,16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan perhitungan momen ultimate adalah

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= 1,4 \text{ M}_{\text{DL}} \\
 &= 1,4 \times 5,37
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 &= 7,518 \text{ kNm} \\
 \text{Mu} &= 1,2 M_{DL} + 1,6 M_{LL} \\
 &= 1,2 \times 5,37 + 1,6 \times 3,45 \\
 &= 11,964 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Vu} &= 1,4 V_{DL} \\
 &= 1,4 \times 11,62 \\
 &= 16,268 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Vu} &= 1,4 V_{DL} + 1,6 V_{LL} \\
 &= 1,4 \times 11,62 + 1,6 \times 7,16 \\
 &= 25,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kemudian dipilih kombinasi yang terbesar:

$$\text{Mur} = 11,964 \text{ kNm}$$

$$\text{Vur} = 25,4 \text{ kN}$$

4. Momen ultimate X:

$$\begin{aligned}
 \text{Mux RPT tumpuan} &= 0,5 \text{ Mur} \\
 &= 5,982 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mux RPT lapangan} &= 0,8 \text{ Mur} \\
 &= 9,5712 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5. Rencana Penulangan tangga:

Dengan data penulangan tangga sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan Pokok (D10)} &= 0,25 \times \phi \times d^2 \\
 &= 78,5398 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan susut (P8)} &= 0,25 \times \phi \times d^2 \\
 &= 50,2655 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Fy tulangan pokok} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Fy tulangan susut} = 280 \text{ MPa}$$

$$\text{F}'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{B} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Htg} &= 130 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton} &= 20 \text{ mm} \\
 \beta_1 &= 0,85 \\
 \emptyset &= 0,9
 \end{aligned}$$

a. Perhitungan Tumpuan

$$\begin{aligned}
 d_s &= \text{htg-selimut beton} - (D \text{ tulangan}/2) \\
 &= 105 \text{ mm} \\
 \rho &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\emptyset f'c b d^2}} \right] \\
 &= 0,001456 \\
 A_s \text{ Min} &= 0,002 bh \\
 &= 260 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ Perlu} &= \rho b d \\
 &= 152.9189 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{0,25 \phi d^2 b}{A_s} \\
 &= 302,076 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**Maka digunakan tulangan tumpuan D10-300**

Pengecekan gaya geser dan tulangan susut

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \sqrt{f'c} x b x d \\
 &= 89,25 \text{ kN} \\
 \emptyset V_c &= 0,75 V_c \\
 &= 66,9375 \text{ KN} \\
 S &= \frac{\text{Tulangan susut} x B}{A_s \text{ min}} \\
 &= 328,7067 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm} \\
 \emptyset V_c &> VUR \\
 66,9375 \text{ KN} &> 25,4 \quad (\text{AMAN})
 \end{aligned}$$

**Maka digunakan tulangan tumpuan P8-300**

b. Perhitungan Tumpuan

$$\begin{aligned} ds &= \text{htg-selimut beton} - (D \text{ tulangan} / 2) \\ &= 105 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'c b d^2}} \right] \\ &= 0,002351 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ Min} &= 0,002bh \\ &= 260 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ Perlu} &= \rho bd \\ &= 246,8856 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \phi b d^2}{As} \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

**Maka digunakan tulangan tumpuan D10-300**

Pengecekan gaya geser dan tulangan susut

$$\begin{aligned} Vc &= 0,17 \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= 89,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi Vc &= 0,75 Vc \\ &= 66,9375 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{\text{Tulangan susut} \times B}{As \text{ min}} \\ &= 200 \end{aligned}$$

$$\phi Vc > VUR$$

$$66,93675 \text{ kN} > 25,4 \text{ kN} \quad (\text{AMAN})$$

**Maka digunakan tulangan tumpuan P8-200**

## 2.5.2 Tangga B

A. Data Tangga

$$\text{Lebar lantai (L1)} = 3200 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar bordes} = 1480 \text{ mm}$$

$$\text{Optrede(O)} = 175 \text{ mm}$$

Antrede(A)	=	280 mm
Tebal Plat Tangga (htg)	=	130 mm
Tinggi antar lantai (Het)	=	3500 mm
Bj beton bertulang	=	24 kN/m <sup>3</sup>
Bj spesi	=	21 kN/m <sup>3</sup>
Beban hidup	=	4,79 kN/m <sup>2</sup>

## B. Perhitungan Rencana Tangga A

### 1. Perhitungan jumlah anak tangga:

- Jumlah anak tangga(n)  $= \frac{Het}{O}$   
 $= \frac{3500}{175}$   
 $= 20$  buah anak tangga
- Lebar tangga (L<sub>tg</sub>)  $= \left(\frac{1}{2} \times \frac{Het}{O} - 1\right) A$   
 $= \left(\frac{1}{2} \times \frac{3500}{175} - 1\right) 175$   
 $= 2520$  mm
- Sudut kemiringan tangga ( $\alpha$ )  $= \arcsin \left(\frac{O}{A}\right)$   
 $= \arcsin \left(\frac{175}{280}\right)$   
 $= 32,0054^\circ$

### 2. Pembebanan pada tangga

#### a. Beban merata pada Tangga:

- Berat sendiri tangga  $= \frac{Htg}{\cos \alpha}$  x berat volume beton  
 $= \frac{0,13}{32,0054} \times 24$   
 $= 3,6793$  kN/m<sup>2</sup>
- Berat anak tangga  $= \frac{1}{2} O$  x berat volume beton  
 $= 2,1$  kN/m<sup>2</sup>
- Berat ubin dan spesi  $= 0,05$  x berat volume ubin

- $= 1,05 \text{ kN/m}^2$
- Beban railing  $= 1 \text{ kN/m}^2$  (diperkirakan)
- Qtg  $=$  total berat kسلuruhan  
 $= 7,8293 \text{ kN/m}^2$

b. Beban merata pada balok bordes:

- Berat sendiri tangga  $=$  Htg x berat volume beton  
 $= 0,13 \times 24$   
 $= 3,12 \text{ kN/m}^2$
- Berat ubin dan spesi  $= 0,05 \times$  berat volume ubin  
 $= 1,05 \text{ kN/m}^2$
- Beban railing  $= 1 \text{ kN/m}^2$  (diperkirakan)
- Qtg  $=$  total berat kسلuruhan  
 $= 5,17 \text{ kN/m}^2$

3. Kombinasi yang akan digunakan:

Kombinasi yang digunakan berasal dari hasil pemodelan menggunakan software SAP 2000 dengan hasil output SFD dan BMD, dengan hasil sebagai berikut:

$$MDL = 5,39 \text{ kNm}$$

$$MLL = 3,43 \text{ kNm}$$

$$VDL = 11,62 \text{ kN}$$

$$VLL = 7,15 \text{ kN}$$

Dengan perhitungan momen ultimate adalah

$$\begin{aligned} Mu &= 1,4 M_{DL} \\ &= 1,4 \times 5,39 \\ &= 7,546 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 1,2 M_{DL} + 1,6 M_{LL} \\ &= 1,2 \times 5,39 + 1,6 \times 3,43 \\ &= 11,956 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 1,4 V_{DL} \\ &= 1,4 \times 11,62 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 16,268 \text{ kN} \\
 V_u &= 1,4 V_{DL} + 1,6 V_{LL} \\
 &= 1,4 \times 11,62 + 1,6 \times 7,15 \\
 &= 25,384 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dipilih kombinasi yang terbesar:

$$M_{ur} = 11,956 \text{ kNm}$$

$$V_{ur} = 25,384 \text{ kN}$$

4. Momen ultimate X:

$$\begin{aligned}
 M_{ux} \text{ RPT tumpuan} &= 0,5 M_{ur} \\
 &= 5,978 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ux} \text{ RPT lapangan} &= 0,8 M_{ur} \\
 &= 9,5648 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5. Rencana Penulangan tangga:

Dengan data penulangan tangga sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan Pokok (D10)} &= 0,25 \times \phi \times d^2 \\
 &= 78,5398 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan susut (P8)} &= 0,25 \times \phi \times d^2 \\
 &= 50,2655 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

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

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

$$F'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$B = 1000 \text{ mm}$$

$$H_{tg} = 130 \text{ mm}$$

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

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\phi = 0,9$$

## a. Perhitungan Tumpuan

$$ds = \text{htg-selimut beton} - (D \text{ tulangan}/2)$$

$$= 105 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'c b d^2}} \right]$$

$$= 0,001455$$

$$As_{\text{Min}} = 0,002bh$$

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

$$As_{\text{Perlu}} = \rho b d$$

$$= 152,8152 \text{ mm}^2$$

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

$$= 302,0762 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

**Maka digunakan tulangan tumpuan D10-300**

Pengecekan gaya geser dan tulangan susut

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

$$= 89,25 \text{ kN}$$

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

$$= 66,9375 \text{ KN}$$

$$S = \frac{\text{Tulangan susut} \times B}{As_{\text{min}}}$$

$$= 328,9299 \text{ mm}^2 \approx 300 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_c > VUR$$

$$66,9375 \text{ KN} > 25,4 \quad (\text{AMAN})$$

**Maka digunakan tulangan tumpuan P8-300**

## b. Perhitungan Tumpuan

$$ds = \text{htg-selimut beton} - (D \text{ tulangan}/2)$$

$$= 105 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'c b d^2}} \right]$$

$$= 0,001455$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ Min} &= 0,002bh \\
 &= 260 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ Perlu} &= \rho bd \\
 &= 246,7165 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{0,25 \phi d^2 b}{A_s} \\
 &= 302,0762 \text{ mm}^2 \approx 300 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

**Maka digunakan tulangan tumpuan D10-300**

Pengecekan gaya geser dan tulangan susut

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \sqrt{f'c} x b x d \\
 &= 89,25 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,75 V_c \\
 &= 66,9375 \text{ KN} \\
 S &= \frac{\text{Tulangan susut} x B}{A_s \text{ min}} \\
 &= 203,7378 \text{ m}^2 \approx 200 \text{ mm}^2 \\
 \phi V_c &> VUR \\
 66,9375 \text{ KN} &> 25,4 \quad (\text{AMAN})
 \end{aligned}$$

**Maka digunakan tulangan tumpuan P8-200**

## 2.6 Perancangan Pelat Lantai

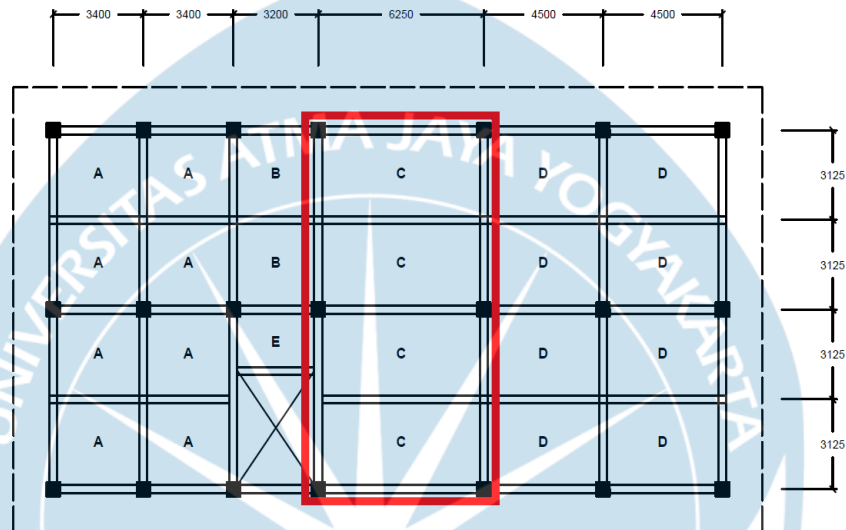
Pelat lantai adalah bagian penting struktur yang bertumpu pada balok-balok. Pelat lantai harus tipis, kaku dan lurus. Fungsi pelat lantai sendiri adalah tempat untuk berpijak penghuni bangunan. Pelat lantai akan mendistribusikan beban kepada balok yang menumpunya. Pada bangunan ini ada beberapa pelat lantai karena ada petak-petak yang ukurannya beda-beda. Pelat lantai merupakan elemen vital dalam struktur yang didukung oleh balok-balok.



### 2.6.1 Desain Pelat Satu Arah

#### a) Bangunan Perpustakaan

Pada bangunan perpustakaan terdapat pelat 1 arah yaitu pada pelat C. Pelat tersebut terdapat pada tengah-tengah bangunan yang merupakan pelat terluas pada bangunan perpustakaan.



Gambar 2.27 Denah Bangunan Perpustakaan Plat Lantai 1 Arah

1. Dengan data sebagai berikut:

$$L1 = 6250 \text{ mm}$$

$$L2 = 3125 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\text{Diameter Tulangan (Db)} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Ketebalan pasir} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Ketebalan ubin dan spesi} = 50 \text{ mm}$$

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

Mutu tulangan $f_y$	=	420MPa
Beban hidup	=	4,79 kN/m <sup>2</sup>
BJ beton bertulang	=	24 kN/m <sup>3</sup>
BJ spesi	=	22 kN/m <sup>3</sup>
BJ pasir	=	18 kN/m <sup>3</sup>
$\phi$	=	0,9

## 2. Menentukan tebal pelat minimum

Pada bangunan perpustakaan menggunakan kondisi tumpuan kedua ujung menerus maka apabila disesuaikan dengan SNI 1729 tahun 2019 pada tabel 7.3.1.1 maka didapatkan nilai tebal pelat minimum =  $L_1 \times 28$

Tabel 2.22 Nilai Tebal Pelat Minimum

Kondisi Tumpuan	h minimum
Tumpuan sederhana	1/20
Satu ujung menerus	1/24
Kedua ujung menerus	1/28
Kantilever	1/10

Dengan asumsi tebal pelat (htg) adalah sebesar 130 mm maka mengecek keamanan  $= 111,6071 < 130$  mm, maka dinyatakan aman

## 3. Tinggi efektif

Ds	=	Htg-selimut beton-(D tulangan/2)
Ds	=	130-20-(10/2)
Ds	=	105 mm

## 4. Beban Pelat

Berat Pelat	=	(tebal pelat/1000) x Bj beton bertulang
	=	(130/1000) x 24
	=	3,12 kN/m <sup>2</sup>
Berat Pasir	=	(ketebalan pasir/1000) x Bj pasir
	=	(50/1000) x 18

$$\begin{aligned}
 &= 0,9 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Berat Spesi} &= (\text{tebal spesi}/1000) \times B_j \text{ spesi} \\
 &= 1,1 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Berat Plafond} &= 0,18 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Beban mati (qDL)} &= \text{Berat Pelat} + \text{Berat pasir} + \text{Berat spesi} \\
 &\quad + \text{Berat plafond} \\
 &= 3,12 + 0,9 + 1,1 = 5,12 \\
 &= 5,3 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Berat Hidup (qLL)} &= 4,79 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Berat Ultimit (qU)} &= (1,2 \times \text{qDL}) + (1,6 \times \text{qLL}) \\
 &= (1,2 \times 5,3) + (1,6 \times 4,79) \\
 &= 14,024 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

#### 5. Momen Pelat

##### a. Pelat A ( $C_m = 1/24$ )

$$\begin{aligned}
 M_u &= C_m \times q_U \times L^2 \\
 &= 1/24 \times 14,024 \times 3,125^2 \\
 &= 5,7064 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7 \phi f'c b d^2}} \right] \\
 &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 5,7064}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 420^2}} \right] \\
 &= 0,0013883
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times 1000 \times d_s \\
 &= 0,0013883 \times 1000 \times 105 \\
 &= 145,7738 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_g &= b \times h \\
 &= 1000 \times 130 \\
 &= 130000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- untuk  $F_y < 420$ , maka rumus  $A_s$  min:  $0,0020 A_g$
- untuk  $F_y \geq 420$ , maka rumus  $A_s$  min digunakan yang terbesar dari rumus

$$0,0020 A_g / \frac{0,0018 \times 420}{0,0014 A_g}$$

$$\text{untuk } F_y < 420 \quad = \quad 0,0014 \times A_g$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,0014 \times 130000 \\
 &= 182 \text{ mm}^2 \\
 \text{untuk } F_y \geq 420 &= \frac{0,0018 \times 420}{F_y} \times A_g \\
 &= \frac{0,0018 \times 420}{F_y} A_g \\
 &= 234 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} \\
 &= \frac{0,25 \pi 10^2 1000}{234} \\
 &= 335,6402 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

#### Maka digunakan tulangan D10-350

Dikarenakan menggunakan perhitungan yang serupa, berikut ini disajikan rekapitulasi hasilnya sebagai tabel 2.22.

Tabel 2.23 Rekapitulasi pelat satu arah perpustakaan (pelat c)

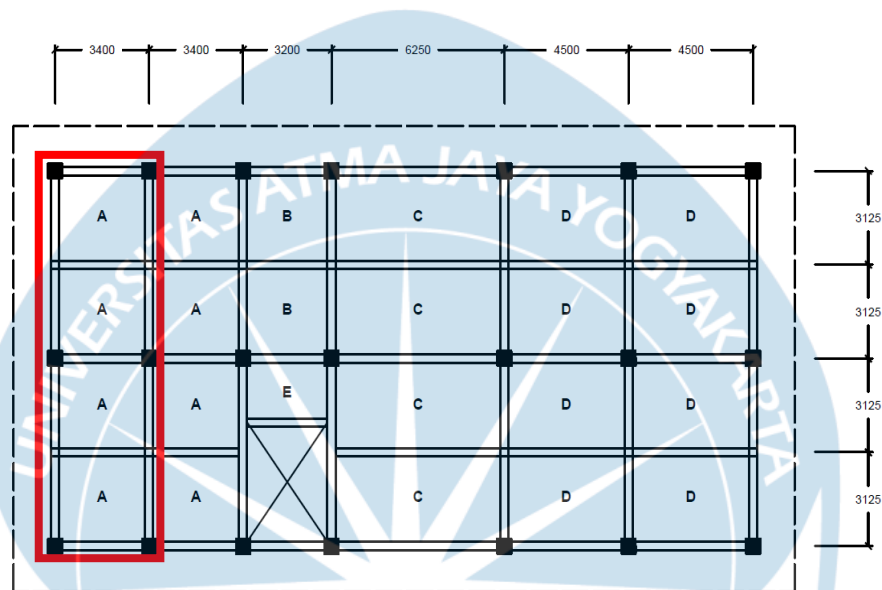
REKAP				
Keterangan	A	B	C	Satuan
Koefisien	1/24	1/14	1/9	
Mu	5.7064	9.7824	15.2170	kNm
r	0.0013883	0.0024045	0.0037936	
$A_s$	145.7738	252.4684	398.3300	$\text{mm}^2$
$A_g = b.h$	130000	130000	130000	$\text{mm}^2$
$A_{s \text{ min}}$	234	234	234	$\text{mm}^2$
Aspasang	234	252.4684	398.3300	$\text{mm}^2$
Spasi (S)	335.6402	311.0877	197.1727	$\text{mm}^2$
3h	390	390	390	$\text{mm}^2$
Kontrol Spasi Sesuai SNI	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	
<b>Maka, Digunakan Tulangan</b>	<b>D10-300</b>	<b>D10-300</b>	<b>D10-150</b>	

Karena setiap bangunan menggunakan metode perhitungan yang serupa, berikut ini disajikan rekapitulasi hasil perhitungan pelat untuk setiap bangunan yang terlampir pada lampiran 2.

### 2.6.2 Desain Pelat Dua Arah

Jika struktur pelat beton didukung di keempat sisinya dan rasio antara panjang bentang dengan lebar bentangnya kurang dari 2, maka pelat tersebut akan diklasifikasikan sebagai sistem pelat dua arah.

#### a) Bangunan Perpustakaan



Gambar 2.28 Denah Bangunan Perpustakaan Plat Lantai 2 Arah

#### 1. Data Bangunan

L1	=	3125 mm
L2	=	3400 mm
Rasio	=	1,0880
b balok	=	350 mm
h balok	=	600 mm
D tulangan	=	16 mm
Bagian Pelat	=	Interior
Koefisien terpakai pada momen negatif	=	0,7236

#### 2. Beban Terfaktor

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Pelat} &= \text{Tebal Pelat} \times \text{BJ Beton Bertulang} \\
 &= (130/1000) \times 24 \\
 &= 3,12 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Pasir} &= \text{Tebal Pasir} \times \text{BJ Pasir} \\
 &= (50/1000) \times 18 \\
 &= 0,9 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Ubin Spesi} &= \text{Tebal Ubin} \times \text{BJ Pasir} \\
 &= (50/1000) \times 22 \\
 &= 1,1 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat Plafond} = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{DL} = 5,3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{LL} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

$$q_U = 14,024 \text{ kN/m}^2$$

### 3. Rasio Kekakuan Torsi Penampang Balok Tepi Terhadap Kekakuan Lentur Pelat

$$\begin{aligned}
 E_{cb} = E_{cs} &= 4700\sqrt{25} \\
 &= 23500 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_s &= 1/12 \times (L^2/2) \times (\text{Tebal Pelat}^3) \\
 &= 1/12 \times (3400/2) \times (130^3) \\
 &= 311241666,7 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X_1 &= h \text{ balok} \\
 &= 350 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Y_1 = h \text{ balok} - \text{tebal pelat}$$

$$= 470 \text{ mm}$$

$$X2 = X1 + (h \text{ balok} - \text{tebal pelat})$$

$$= 820 \text{ mm}$$

$$Y2 = \text{Tebal Pelat}$$

$$= 130 \text{ mm}$$

$$C1 = 3565770833 \text{ mm}^4$$

$$C2 = 71052956267 \text{ mm}^4$$

$$\beta_t = 114,1443513$$

Berikut rumus yang digunakan untuk menghitung  $\beta_t$  dan  $C$ ,

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

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

#### 4. Momen Statik Total Terfaktor

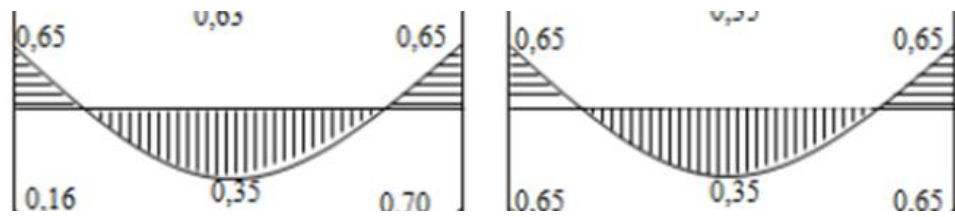
Penampang dalam arah panjang:

$$M_{0l} = \frac{qu l_2 l_{n1}^2}{8} = \frac{14,024 \times 3,125 \times (3,4 - 0,35)^2}{8} = 50,9603 \text{ kNm}$$

Penampang dalam arah pendek:

$$M_{0s} = \frac{qu l_2 l_{n1}^2}{8} = \frac{14,024 \times 3,4 \times (3,125 - 0,35)^2}{8} = 45,8973 \text{ kNm}$$

Setelah nilai  $M_{0l}$  dan  $M_{0s}$  ditentukan, langkah selanjutnya adalah menentukan momen positif dan momen negatif pada kedua penampang tersebut dengan menggunakan faktor pengali yang tercantum dalam gambar di bawah ini.



Gambar 2.29 Momen Statik Pelat

Maka didapatkan rekapitulasi hasil momen statik pada bangunan perpustakaan pada tabel 2.29 berikut.

Tabel 2.24 Hasil Momen Statik Pada Bangunan Perpustakaan

	Arah Panjang		Arah Pendek	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif
Momen total	23.9686	12.9062	21.5873	11.6239
Momen balok	20.3734	10.9703	18.3492	9.8804
Momen pelat	3.5953	1.9359	3.2381	1.7436
Momen lajur tengah	9.1555	4.9299	8.2459	4.4401

### 5. Perhitungan Tulangan Pelat

$$\begin{aligned}
 ds &= \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} - \left( \frac{D \text{ tulangan}}{2} \right) \\
 &= 130 - 20 - \left( \frac{10}{2} \right) = 105 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Mu = 3,5953 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 Mu}{1,7 f'_c b d^2}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 3,5953}{1,7 \times 25 \times 1000 \times 102^2}} \right) \\
 &= 0,0008302
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As &= 0,002 \times b \times h \\
 &= 91,3702 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

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



$$= 302,0762 \text{ mm}$$

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

Karena  $S < 3h$  maka menggunakan 300

### **Digunakan D10-300**

Karena setiap bangunan menggunakan metode perhitungan yang serupa, berikut ini disajikan rekapitulasi hasil perhitungan pelat untuk setiap bangunan yang terlampir pada lampiran 3.

## **2.7 Pembebanan Gedung**

Dalam proses pemodelan, analisis, dan desain suatu struktur, penting untuk memiliki pemahaman tentang bagaimana struktur tersebut berperilaku dan menanggapi beban yang dikenakan padanya. Salah satu jenis beban yang perlu diperhatikan adalah gaya dinamis, yang terjadi secara tiba-tiba pada struktur dan umumnya tidak stabil serta memiliki karakteristik yang cepat berubah, baik dalam besaran maupun lokasinya. Pembebanan pada gedung akan dibandingkan dengan hasil perhitungan menggunakan perangkat lunak

### **2.7.1 Pembebanan Gedung Pada Bangunan Perpustakaan**

#### **A. Data Bangunan**

Tebal pelat lantai	=	130 mm
b balok induk	=	400 mm
h balok induk	=	600 mm
b balok anak	=	250 mm
h balok anak	=	500 mm
b kolom	=	450 mm
h kolom	=	450 mm
Tebal Pasir	=	50 mm
Tebal Spesi	=	50 mm

Jarak antar kuda-kuda	=	5050 mm
Joint reaction dari sap	=	24,39 kN
Tinggi lantai 1 dan 2	=	3500 mm
Panjang lantai 1 dan 2	=	25250 mm
Lebar lantai 1 dan 2	=	12500 mm
Jumlah Balok Induk arah X	=	3
Jumlah Balok Induk arah Y	=	7
Jumlah Balok Anak arah X	=	2
Jumlah Balok Anak arah Y	=	0
Jumlah Kolom	=	21
Koefisien modifikasi respons (R)	=	8
Faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ )	=	3
Faktor pembesaran defleksi (Cd)	=	5,5
Kategori resiko gedung	=	II
Faktor Keutamaan gempa ( $I_e$ )	=	1,0
Parameter spectral respons,		
$T_0$	=	0,09 detik
$T_s$	=	0,43 detik
SDS	=	0,35 g
SD1	=	0,15 g
Kategori desain seismic bangunan	=	D
Periode fundamental Gedung (T)	=	0,4801 detik
Kelas situs	=	Tanah Sedang (SD)

Dinding pasangan batako	=	2 kN/m <sup>2</sup>
Plester dinding	=	0,21 kN/m <sup>2</sup>
Penutup lantai	=	0,24 kN/m <sup>2</sup>
Plafon, MEP, dll	=	0,25 kN/m <sup>2</sup>
BJ spesi	=	22 kN/m <sup>3</sup>
BJ beton bertulang	=	24 kN/m <sup>3</sup>
BJ Pasir	=	18 kN/m <sup>3</sup>
Koefisien Respons Seismik	=	0,4375

### **B. Berat Seismik Efektif Bangunan**

#### 1. Berat satuan lantai atap

Berat sendiri pelat	=	3,12 kN/m <sup>2</sup>
Berat pasir	=	0,9 kN/m <sup>2</sup>
Berat spesi	=	1,1 kN/m <sup>2</sup>
Penutup lantai	=	0,24 kN/m <sup>2</sup>
Plafon dan MEP	=	0,25 kN/m <sup>2</sup>
DL Total	=	5,36 kN/m <sup>2</sup>
DL input software (tanpa berat sendiri)	=	2,24 kN/m <sup>2</sup>
Balok Induk	=	3,948 kN/m
Balok Anak	=	2,22 kN/m
Kolom	=	4,86 kN/m

#### 2. Lantai 2

Dinding	=	792,75 kN
---------	---	-----------

Plesteran	= 83,2388 kN
Pelat Lantai	= 1691,75 kN
Balok Induk	= 644,511 kN
Balok Anak	= 112,11 kN
Kolom	= 535,815 kN
W2	= 3860,1748 kN
3. Atap	
Dinding	= 264,25 kN
Plesteran Dinding	= 27,7463 kN
Balok Induk	= 644,511 kN
Balok Anak	= 112,11 kN
Kolom	= 178,605 kN
Beban Atap	= 195,12 kN
W3	= 1422,3423 kN
Berat mati total (W)	= W1 + W2 + W3
	= 5282,5170 kN

### C. Gaya Geser Dasar

$$\begin{aligned}
 (V) &= C_s \times W \\
 &= 0,04375 \times 5282,5170 \\
 &= 231,1101 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

$$(K) = 0,5 T + 0,75$$

$$= 0,5 \times 0,4801 + 0,75$$

$$= 1$$

Tabel 2.25 Hasil Perhitungan Pembebanan Gedung Perpustakaan

Area	W <sub>x</sub> (Kn)	H <sub>x</sub> (m)	W <sub>x</sub> .H <sub>x</sub> <sup>k</sup>	F <sub>x</sub> (kN)
Lantai 2	3860.1748	7.0000	27021.2233	135.7302
Atap	1422.3423	13.3500	18988.2690	95.3799
Jumlah		20.3500	46009.4923	231.1101

### 2.7.2 Pembebanan Gedung Pada Bangunan Edukasi

Berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan pembebanan gedung pada bangunan edukasi, setelah melakukan perhitungan yang serupa dengan perhitungan pembebanan gedung pada bangunan perpustakaan:

Tabel 2.26 Hasil Perhitungan Pembebanan Gedung Edukasi

Area	W <sub>x</sub> (Kn)	H <sub>x</sub> (m)	W <sub>x</sub> .H <sub>x</sub> <sup>k</sup>	F <sub>x</sub> (kN)
Lantai 2	17522.6369	7.0000	122658.4583	694.1201
Atap	5296.0619	10.1500	53755.0283	304.1979
Jumlah		17.1500	176413.4866	998.3181

### 2.7.3 Pembebanan Gedung Pada Bangunan Pengelola

Setelah melakukan perhitungan yang serupa dengan perhitungan pembebanan gedung pada bangunan perpustakaan, berikut ini adalah rekapitulasi hasil perhitungan pembebanan gedung pada bangunan pengelola:

Tabel 2.27 Hasil Perhitungan Pembebanan Gedung Pengelola

Area	W <sub>x</sub> (Kn)	H <sub>x</sub> (m)	W <sub>x</sub> × H <sub>x</sub> <sup>k</sup>	F <sub>x</sub> (kN)
Lantai 2	7137.0594	7.0000	49959.4158	286.7402
Atap	2247.4694	9.6000	21575.7062	123.8330
Jumlah		16.6000	71535.1220	410.5731

## 2.8 Pemeriksaan Ketidakberaturan Struktur

Pemeriksaan ketidakberaturan struktur dilakukan untuk mengetahui keadaan dan kondisi suatu bangunan apakah sudah layak dan aman sesuai dengan standar yang sudah ditetapkan oleh Indonesia yaitu SNI 1726 tahun 2019.

### 2.8.1 Bangunan Perpustakaan

#### a. Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan horizontal terdiri dari berbagai pemeriksaan yang sudah diterapkan oleh SNI yaitu:

##### 1. Ketidakberaturan Torsi

Dalam ketidakberaturan horizontal ada berbagai jenis ketidakberaturan dan salah satunya adalah ketidakberaturan torsi. Nilai dari ketidakberaturan torsi didapat dari perhitungan atau perancangan dengan menggunakan aplikasi atau software etabs.

- Ketidakberaturan Torsi

$$\text{Ketidakberaturan torsi 1a : } \max(\delta_A, \delta_B) > 1,2 \left( \frac{\delta_A + \delta_B}{2} \right) \rightarrow \frac{\max(O_A, O_B)}{\left( \frac{\delta_A + \delta_B}{2} \right)} > 1,2.$$

Ketidakberaturan torsi tipe 1a terjadi jika *story drift* maksimum lebih besar 1,2 kali *story drift* rata-rata. Berikut adalah contoh perhitungan pemeriksaan ketidakberaturan torsi:

$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} < 1,2 \\ &= \frac{1,043}{0,991} < 1,2 \\ &= 1,052472 < 1,2 \end{aligned}$$

Dan berikut adalah tabel hasil perhitungan ketidakberaturan torsi x dan torsi y.

Tabel 2.28 Hasil Ketidakberaturan Torsi Bangunan Perpustakaan

Beban Gempa Arah X				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	0,99	1,04	1,05	Terjadi Ketidakberaturan Torsi
1	1,51	1,52	1.01	Terjadi Ketidakberaturan Torsi

Beban Gempa Arah Y				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	1,63	2,05	1,25	Terjadi Ketidakberaturan Torsi
1	2,12	2,77	1,31	Terjadi Ketidakberaturan Torsi

Dari hasil yang didapat untuk ketidakberaturan beban gempa arah x tidak mengalami ketidakberaturan torsi karena nilai *story drift* lebih kecil dari *story drift* rata-rata. Sedangkan pada beban gempa arah y terjadi ketidakberaturan.

- Ketidakberaturan Torsi Berlebih

Ketidakberaturan torsi berlebihan :  $\max(\delta_A, \delta_B) > 1,4 \left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2}\right) \rightarrow$

$$\frac{\max(O_A, O_B)}{\left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2}\right)} > 1,4$$

Ketidakberaturan tipe 1b terjadi jika story drift maksimum lebih besar dari 1,4 kali story drift rata-rata. Berikut adalah contoh perhitungan pemeriksaan ketidakberaturan torsi berlebih:

$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} < 1,4 \\ &= \frac{1,043}{0,991} < 1,4 \\ &= 1,052472 < 1,4 \end{aligned}$$

Berikut dibawah ini adalah hasil perhitungan ketidakberaturan torsi berlebih

Tabel 2.29 Hasil Ketidakberaturan Torsi berlebih Bangunan Perpustakaan

Beban Gempa Arah X				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	0.991	1.043	1.05247225	Tidak Terjadi
1	1.507	1.521	1.00928998	Tidak Terjadi
Beban Gempa Arah Y				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	1.6305	2.046	1.254829807	Tidak Terjadi
1	2.1195	2.766	1.30502477	Tidak Terjadi

Karena nilai *story drift* lebih kecil dari pada *story drift* rata-rata maka tidak terjadi ketidakberaturan struktur torsi.

## 2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Tidak terjadi ketidakberaturan sudut dalam dikarenakan bangunan tidak memiliki sudut dalam.

## 3. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma



Gambar 2.30 Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Berikut dibawah ini adalah hasil perhitungan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

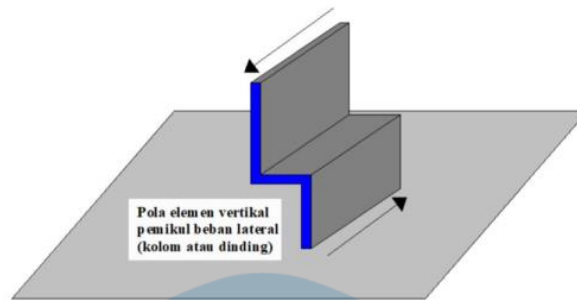
Tabel 2.30 Hasil Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma Bangunan Perpustakaan

Panjang Bangunan	25.25	m
Lebar Bangunan	12.5	m
Panjang Tangga	3.2	m
Lebar Tangga	4.12	m
Luas Lantai	315.625	mm <sup>2</sup>
Luas Void	13.184	mm <sup>2</sup>
50% Luas Lantai (mm <sup>2</sup> )	>	Luas Void (mm <sup>2</sup> )
157.8125	>	13.184
Status	Tidak Terjadi	

Tidak terjadi ketidakberaturan diskontinuitas diafragma karena tidak terdapat lebih dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup.



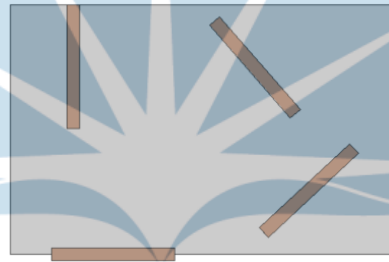
#### 4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang



Gambar 2.31 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Pada Bidang

Tidak terjadi Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang dikarenakan seluruh lintasan elemen vertikal pemikul gaya lateral secara kontinuitas.

#### 5. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel



Gambar 2.32 Ketidakberaturan sistem vertikal

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

#### b. Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakteraturan vertikal terdiri dari berbagai pemeriksaan yang sudah diterapkan oleh SNI yaitu:

##### 1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

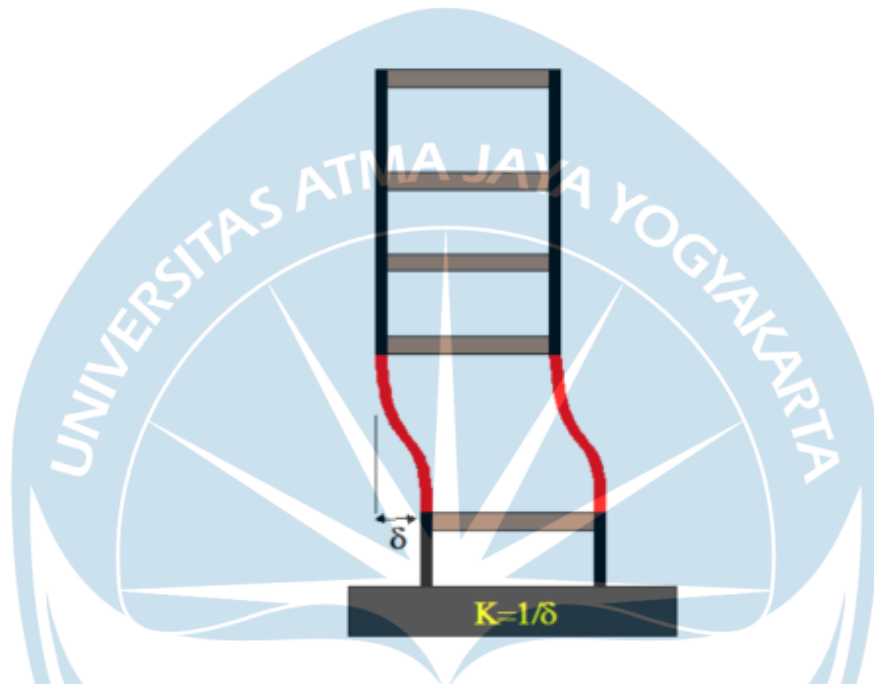
Dalam ketidakberaturan vertikal ada berbagai jenis ketidakberaturan dan salah satunya adalah ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak. Nilai dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didapat dari perhitungan atau perancangan dengan menggunakan aplikasi atau software ETABS.

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Rumus yang digunakan dalam perhitungan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak adalah sebagai berikut:

$$K_i < 70\% K_{i+1}$$

$$K_i < 80\% \text{ rata-rata 3 tingkat}$$



Gambar 2.33 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Berikut dibawah ini adalah tabel hasil perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak:

Tabel 2.31 Hasil Perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak Bangunan Perpustakaan

<b>Beban Gempa Arah X</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$70\% \Delta/h$	Status
2	122979.625		
1	285902.52	86085.7375	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$70\% \Delta/h$	Status
2	78141.061		
1	198191.742	54698.7427	Tidak Terjadi

Karena KI kurang dari 70%  $K_{i+1}$  maka tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lunak.

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih

Rumus yang digunakan dalam perhitungan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebih adalah sebagai berikut:

$$K_i < 60\% K_{i+1}$$

$$K_i < 70\% \text{ rata-rata 3 tingkat}$$

Berikut dibawah ini adalah hasil perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan:

Tabel 2.32 Hasil Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lunak Berlebihan  
Bangunan Perpustakaan

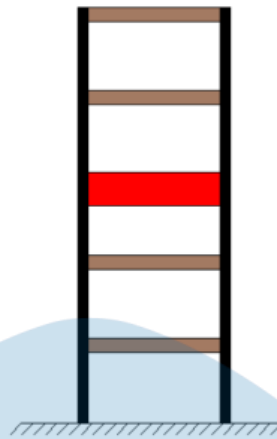
<b>Beban Gempa Arah X</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	60% $\Delta$ /h	Status
2	122979.625		
1	285902.52	73787.775	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	60% $\Delta$ /h	Status
2	78141.061		
1	198191.742	46884.6366	Tidak Terjadi

Karena KI kurang dari 60%  $K_{i+1}$  maka tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan.

## 2. Ketidakberaturan berat/massa

Ketidakteraturan berat atau massa mempunyai rumus dalam perhitungan sebagai berikut:

$$W_i > 150\% W_{i+1} \text{ atau } W_i > 150\% W_{i-1}$$



Gambar 2.34 Ketidakberaturan berat atau massa

Berikut dibawah ini adalah hasil perhitungan ketidakberaturan berat (massa):

Tabel 2.33 Hasil Perhitungan Ketidakberaturan Berat Atau Massa Bangunan Perpustakaan

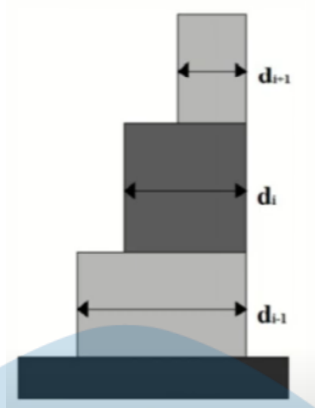
lantai	Massa (ton)	150% xMassa	STATUS
2	147.6343	221.45145	Tidak Terjadi Ketidakberaturan Berat (Massa)
1	639725.89	959588.835	

Menurut hasil yang diperoleh disimpulkan bahwa tidak terjadi ketidakberaturan massa.

### 3.Ketidakteraturan Geometri Vertikal

Ketidakteraturan geometri vertical mempunyai rumus dalam perhitungan sebagai berikut:

$$d_i > 130\% d_{i+1} \text{ atau } d_i > 70\% d_{i-1}$$



Gambar 2.35 Ketidakberaturan geometri vertikal

Berikut dibawah ini adalah hasil perhitungan ketidakberaturan geometri vertikal:

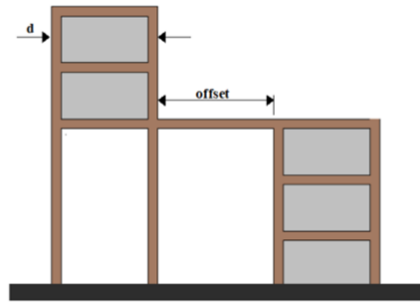
Tabel 2.34 Hasil Ketidakberaturan Geometri Vertikal Bangunan Perpustakaan

Arah X			
Lantai	Panjang Bangunan (m)	130%*d <sub>i</sub>	Status
2	25.25	32.825	Tidak Terjadi
1	25.25	32.825	Tidak Terjadi
Arah Y			
Lantai	Lebar Bangunan (m)	130%*d <sub>i</sub>	Status
2	12.5	16.25	Tidak Terjadi
1	12.5	16.25	Tidak Terjadi

Menurut hasil yang diperoleh disimpulkan bahwa tidak terjadi ketidakberaturan geometri vertikal.

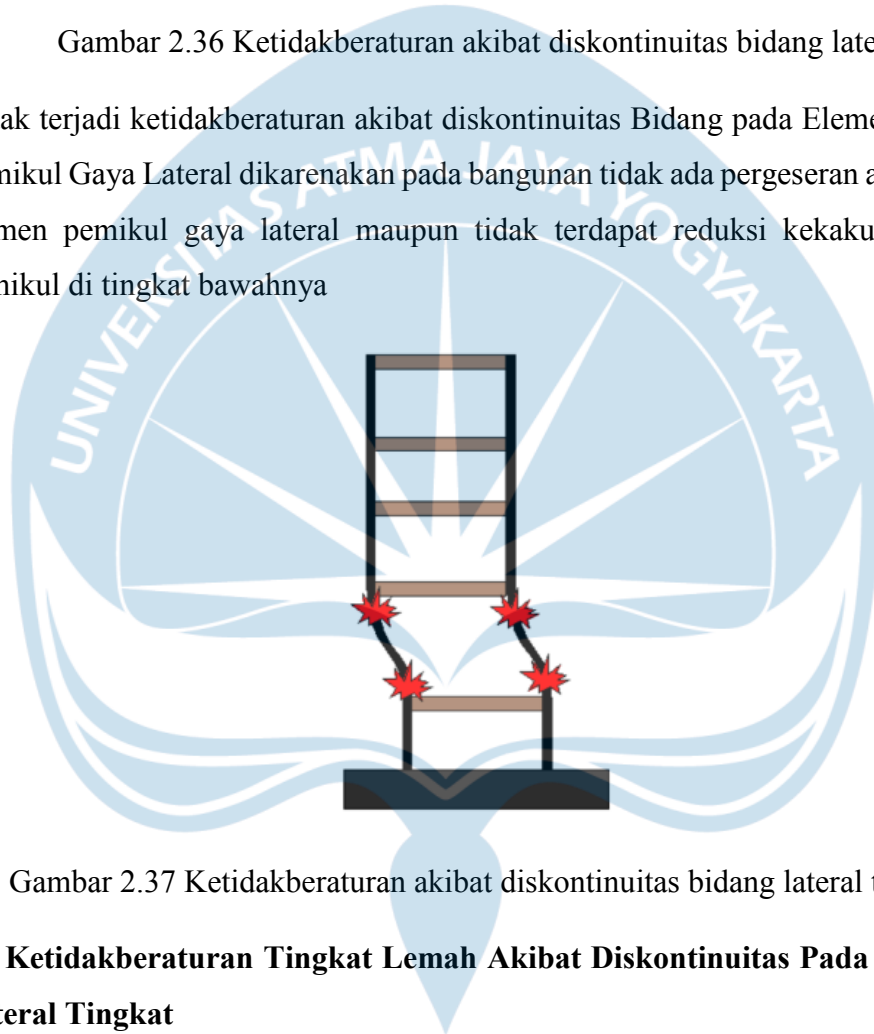
#### 4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Ketidakteraturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen 116vertical pemikul gaya lateral mempunyai rumus dalam perhitungan yaitu seperti pada gambar dibawah ini:



Gambar 2.36 Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang lateral

Tidak terjadi ketidakberaturan akibat diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral dikarenakan pada bangunan tidak ada pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral maupun tidak terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat bawahnya



Gambar 2.37 Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang lateral tingkat

### 5a. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakteraturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat mempunyai rumus dalam perhitungan yaitu seperti dibawah ini:

$$V_{ni} < 80\% V_{ni+1}$$

Berikut dibawah ini adalah hasil perhitungan ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral:

Tabel 2.35 Hasil Ketidakberaturan 5a Bangunan Perpustakaan

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)
2	122.7068	128.7509
1	419.5174	417.5221
Status	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

Tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat karena kekuatan lateral suatu tingkat lebih dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.

### 5b. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakteraturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat mempunyai rumus dalam perhitungan yaitu seperti dibawah ini:

$$V_{ni} < 60\% V_{ni+1}$$

Berikut dibawah ini adalah hasil perhitungan ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral:

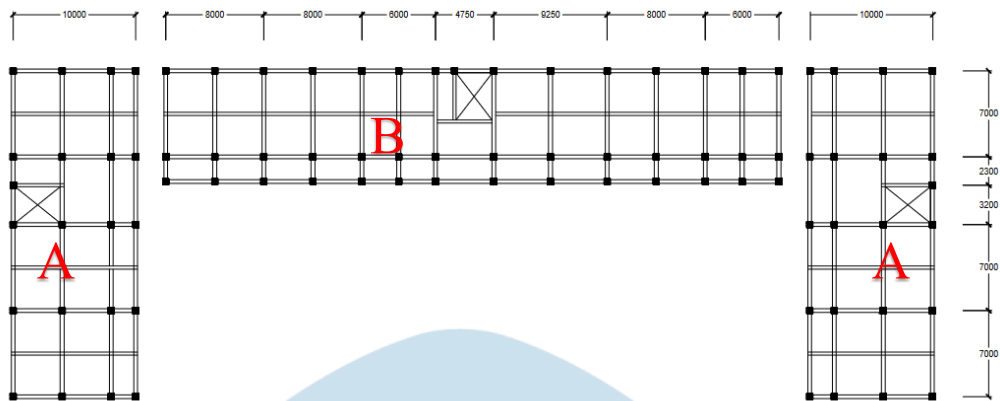
Tabel 2.36 Hasil Ketidakberaturan 5b Bangunan Perpustakaan

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)
2	122.7068	128.7509
1	419.5174	417.5221
Status	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

Tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat karena kekuatan lateral suatu tingkat lebih dari 60 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.

### 2.8.2 Bangunan Edukasi

Pada bangunan edukasi, terjadi dilatasi akibat memiliki bentang yang panjang, yaitu tujuh puluh meter. Sebagai solusi, bangunan tersebut telah dibagi menjadi tiga bagian. Dalam pembagian tersebut, dua bangunan memiliki bentuk yang sama. Oleh karena itu, bangunan edukasi memiliki dua tipe, yaitu Edukasi A dan Edukasi B.



Gambar 2.38 Pembagian bangunan edukasi

### 2.8.2.1 Bangunan Edukasi A

#### a. Ketidakberaturan Horizontal

##### 1. Ketidakberaturan Torsi

Dalam ketidakberaturan horizontal ada berbagai jenis ketidakberaturan dan salah satunya adalah ketidakberaturan torsi. Nilai dari ketidakberaturan torsi didapat dari perhitungan atau perancangan dengan menggunakan aplikasi atau *software* ETABS.

- Ketidakberaturan Torsi

Tabel 2.37 Hasil Ketidakberaturan Torsi Bangunan Edukasi A

<b>Beban Gempa Arah X</b>				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	0.429	0.451	1.051282051	Tidak Terjadi
1	1.0335	1.084	1.048863087	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	0.8495	0.965	1.135962331	Tidak Terjadi
1	0.4925	0.556	1.12893401	Tidak Terjadi

Karena nilai *story drift* lebih kecil dari pada *story drift* rata-rata maka tidak terjadi ketidakberaturan struktur torsi.



- Ketidakberaturan Torsi Berlebih

Tabel 2. 38 Hasil Ketidakberaturan Torsi Berlebih Bangunan Edukasi A

<b>Beban Gempa Arah X</b>				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	0.481	0.49	1.018711019	Tidak Terjadi
1	0.224	0.24	1.071428571	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	0.8495	0.965	1.135962331	Tidak Terjadi
1	0.4925	0.556	1.12893401	Tidak Terjadi

Karena nilai *story drift* lebih kecil dari pada *story drift* rata-rata maka tidak terjadi ketidakberaturan struktur torsi berlebih.

## 2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Tidak terjadi ketidakberaturan sudut dalam dikarenakan bangunan tidak memiliki sudut dalam.

## 3. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Tabel 2.39 Hasil Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma Bangunan Edukasi A

Panjang Bangunan	26.5	m
Lebar Bangunan	10	m
Panjang Tangga	4	m
Lebar Tangga	3.2	m
Luas Lantai	265	mm <sup>2</sup>
Luas Void	12.8	mm <sup>2</sup>
50% Luas Lantai (mm <sup>2</sup> )	>	Luas Void (mm <sup>2</sup> )
132.5	>	12.8
Status	Tidak Terjadi	

Tidak terjadi ketidakberaturan diskontinuitas diafragma karena tidak terdapat lebih dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup.

#### 4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Tidak terjadi Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang dikarenakan seluruh lintasan elemen vertikal pemikul gaya lateral secara kontinuitas.

#### 5. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

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

##### b. Ketidakberaturan Vertikal:

##### 1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Tabel 2.40 Hasil Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Bangunan Edukasi A

<b>Beban Gempa Arah X</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$70\% \Delta/h$	Status
2	1140395.471		
1	6355359.923	798276.8297	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$70\% \Delta/h$	Status
2	38921.746		
1	938764.415	27245.2222	Tidak Terjadi

Karena KI kurang dari  $70\% K_{i+1}$  maka tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lunak.

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih

Tabel 2.41 Hasil Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih Bangunan Edukasi A

<b>Beban Gempa Arah X</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$60\% \Delta/h$	Status
2	1140395.471		
1	6355359.923	684237.2826	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$60\% \Delta/h$	Status
2	38921.746		

1	938764.415	23353.0476	Tidak Terjadi
---	------------	------------	---------------

Karena KI kurang dari 60%  $K_{i+1}$  maka tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lunak.

## 2. Ketidakberaturan berat/massa

Tabel 2.42 Hasil Ketidakberaturan Berat/Massa Bangunan Edukasi A

Lantai	Massa (ton)	150%*Massa	Status
2	308.829	463.2435	Tidak Terjadi
1	7029.041	10543.5615	Terjadi

Menurut hasil yang diperoleh disimpulkan bahwa terjadi ketidakberaturan massa pada lantai satu.

## 3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Tabel 2.43 Hasil Ketidakberaturan Geometri Vertikal Bangunan Edukasi A

Arah X			
Lantai	Panjang Bangunan (m)	130%*di	Status
2	26.5	34.45	Tidak Terjadi
1	26.5	34.45	Tidak Terjadi
Arah Y			
Lantai	Lebar Bangunan (m)	130%*di	Status
2	10	13	Tidak Terjadi
1	10	13	Tidak Terjadi

Menurut hasil yang diperoleh disimpulkan bahwa tidak terjadi ketidakberaturan geometri vertikal.

## 4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Tidak terjadi ketidakberaturan akibat diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral dikarenakan pada bangunan tidak ada pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral maupun tidak terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat bawahnya

### 5a. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 2.44 Hasil Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Bangunan Edukasi A

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)
2	408.0835	179.4605
1	540.357	465.8805
Status	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

Tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat karena kekuatan lateral suatu tingkat lebih dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.

### 5b. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 2.45 Hasil Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Berlebih Bangunan Edukasi A

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)
2	408.0835	179.4605
1	540.357	465.8805
Status	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

Tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat karena kekuatan lateral suatu tingkat lebih dari 60 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.

## 2.8.2.2 Bangunan Edukasi B

### b. Ketidakberaturan Horizontal

#### 1. Ketidakberaturan Torsi

Dalam ketidakberaturan horizontal ada berbagai jenis ketidakberaturan dan salah satunya adalah ketidakberaturan torsi. Nilai dari ketidakberaturan torsi didapat dari perhitungan atau perancangan dengan menggunakan aplikasi atau *software* ETABS.

- Ketidakberaturan Torsi

Tabel 2.46 Hasil Ketidakberaturan Torsi Bangunan Edukasi B

<b>Beban Gempa Arah X</b>				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	0.481	0.49	1.018711019	Tidak Terjadi
1	0.224	0.24	1.071428571	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	0.502	0.554	1.103585657	Tidak Terjadi
1	0.4925	0.556	1.12893401	Tidak Terjadi

Karena nilai *story drift* lebih kecil dari pada *story drift* rata-rata maka tidak terjadi ketidakberaturan struktur torsi.

- Ketidakberaturan Torsi Berlebih

Tabel 2.47 Hasil Ketidakberaturan Torsi Berlebih Bangunan Edukasi B

<b>Beban Gempa Arah X</b>				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	0.481	0.49	1.018711019	Tidak Terjadi
1	0.224	0.24	1.071428571	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	0.502	0.554	1.103585657	Tidak Terjadi
1	0.4925	0.556	1.12893401	Tidak Terjadi

Karena nilai *story drift* lebih kecil dari pada *story drift* rata-rata maka tidak terjadi ketidakberaturan struktur torsi berlebih.

## 2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Tidak ada ketidakberaturan sudut dalam terjadi karena bangunan tersebut tidak memiliki sudut dalam.

## 3. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Tabel 2.48 Hasil Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma Bangunan Edukasi B

Panjang Bangunan	50	m
Lebar Bangunan	9	m
Panjang Tangga	4.12	m
Lebar Tangga	3.2	m

Luas Lantai	450	mm <sup>2</sup>
Luas Void	13.184	mm <sup>2</sup>
50% Luas Lantai (mm <sup>2</sup> )	>	Luas Void (mm <sup>2</sup> )
225	>	13,184
Status	Tidak Terjadi	

Tidak terjadi ketidakberaturan diskontinuitas diafragma karena tidak terdapat lebih dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup.

#### 4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Tidak terjadi Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang dikarenakan seluruh lintasan elemen vertikal pemikul gaya lateral secara kontinuitas.

#### 5. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

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

#### c. Ketidakberaturan Vertikal:

##### 1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Tabel 2.49 Hasil Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Bangunan Edukasi B

<b>Beban Gempa Arah X</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	70% $\Delta$ /h	Status
2	736429.224		
1	1203947.732	515500.4568	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	70% $\Delta$ /h	Status
2	549831.746		
1	1028373.415	384882.2222	Tidak Terjadi

Karena KI kurang dari 70%  $K_{i+1}$  maka tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lunak.

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih

Tabel 2.50 Hasil Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih Bangunan Edukasi B

<b>Beban Gempa Arah X</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	60% $\Delta$ /h	Status
2	736429.224		
1	1203947.732	441857.5344	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	60% $\Delta$ /h	Status
2	549831.746		
1	1028373.415	329899.0476	Tidak Terjadi

Karena KI kurang dari 60%  $K_{i+1}$  maka tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lunak.

## 2. Ketidakberaturan berat/massa

Tabel 2.51 Hasil Ketidakberaturan Berat/Massa Bangunan Edukasi B

lantai	Massa (ton)	150%*Massa	Status
2	401.29283	601.939245	Tidak Terjadi
1	7821.928	11732.892	Terjadi

Menurut hasil yang diperoleh disimpulkan bahwa terjadi ketidakberaturan massa pada lantai satu.

## 3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Tabel 2.52 Hasil Ketidakberaturan Geometri Vertikal Bangunan Edukasi B

<b>Arah X</b>			
Lantai	Panjang Bangunan (m)	130%*di	Status
2	50	65	Tidak Terjadi
1	50	65	Tidak Terjadi
<b>Arah Y</b>			
Lantai	Lebar Bangunan (m)	130%*di	Status
2	9	11.7	Tidak Terjadi
1	9	11.7	Tidak Terjadi

Menurut hasil yang diperoleh disimpulkan bahwa tidak terjadi ketidakberaturan geometri vertikal.

#### 4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Tidak terjadi ketidakberaturan akibat diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral dikarenakan pada bangunan tidak ada pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral maupun tidak terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat bawahnya

#### 5a. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 2.53 Hasil Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Bangunan Edukasi B

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)
2	320.2797	329.8371
1	686.1603	675.6718
Status	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

Tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat karena kekuatan lateral suatu tingkat lebih dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.

#### 5b. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 2.54 Hasil Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Berlebih Bangunan Edukasi B

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)
2	320.2797	329.8371
1	686.1603	675.6718
Status	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

Tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat karena kekuatan lateral suatu tingkat lebih dari 60 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.



### 2.8.3 Rekap Bangunan Pengelola

#### a. Ketidakberaturan Horizontal

##### 1. Ketidakberaturan Torsi

- Ketidakberaturan Torsi

Tabel 2.55 Hasil Ketidakberaturan Torsi Bangunan Pengelola

<b>Beban Gempa Arah X</b>				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	0.8385	0.851	1.014907573	Tidak Terjadi
1	1.0765	1.103	1.024616814	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
2	0.9815	1.225	1.248089659	Terjadi Ketidakberaturan Torsi
1	1.3635	1.676	1.229189586	Terjadi Ketidakberaturan Torsi

Karena nilai *story drift* lebih kecil dari pada *story drift* rata-rata maka tidak terjadi ketidakberaturan struktur torsi.

- Ketidakberaturan Torsi Berlebih

Tabel 2.56 Hasil Ketidakberaturan Torsi Berlebih Bangunan Pengelola

<b>Beban Gempa Arah X</b>				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
0.8385	0.851	1.014907573	0.8385	Tidak Terjadi
1.0765	1.103	1.024616814	1.0765	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>				
Lantai	$\Delta_{avg}$	$\Delta_{max}$	Rasio	Status
0.9815	1.225	1.248089659	0.9815	Tidak Terjadi
1.3635	1.676	1.229189586	1.3635	Tidak Terjadi

Karena nilai *story drift* lebih kecil dari pada *story drift* rata-rata maka tidak terjadi ketidakberaturan struktur torsi berlebih.

## 2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Tabel 2.57 Hasil Ketidakberaturan Sudut Dalam Bangunan Pengelola

Lx	29	m		
Px	21	m		
Ly	24	m		
Py	16	m		
Status Arah X	21	>	4.35	Terjadi Ketidakberaturan
Status Arah Y	15,6	>	3.6	Terjadi Ketidakberaturan

Bangunan mengalami ketidakberaturan sudut dikarenakan tidak memiliki kesimetrian yang sempurna atau simetri yang terganggu.

## 3. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Tabel 2.58 Hasil Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma Bangunan Pengelola

Panjang Bangunan	29	m	
Lebar Bangunan	24	m	
Panjang Tangga	3.2	m	
Lebar Tangga	4.12	m	
Luas Lantai	696	mm <sup>2</sup>	
Luas Void	13.664	mm <sup>2</sup>	
50% Luas Lantai (mm <sup>2</sup> )	>		Luas Void (mm <sup>2</sup> )
157.8125	>		13.664
Status	Tidak Terjadi		

Tidak terjadi ketidakberaturan diskontinuitas diafragma karena tidak terdapat lebih dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup.

## 4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Tidak terjadi Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang dikarenakan seluruh lintasan elemen vertikal pemikul gaya lateral secara kontinuitas

## 5. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

Tidak terjadi ketidakberaturan sistem nonparalel dikarenakan seluruh elemen vertikal pemikul gaya lateral paralel terhadap seluruh sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismic

### b. Ketidakberaturan Vertikal

#### 1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Tabel 2.59 Hasil Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Bangunan Pengelola

<b>Beban Gempa Arah X</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$70\% \Delta/h$	Status
2	235253,455		
1	542704,601	164677,42	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$70\% \Delta/h$	Status
2	180278,954		
1	396749,114	126195,27	Tidak Terjadi

Karena KI kurang dari  $70\% K_{i+1}$  maka tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lunak.

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih

Tabel 2.60 Hasil Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih Bangunan Pengelola

<b>Beban Gempa Arah X</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$60\% \Delta/h$	Status
2	235253,455		
1	542704,601	141152,073	Tidak Terjadi
<b>Beban Gempa Arah Y</b>			
Lantai	Kekakuan (kN/m)	$60\% \Delta/h$	Status
2	180278,954		
1	396749,114	108167.3724	Tidak Terjadi

Karena KI kurang dari  $60\% K_{i+1}$  maka tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lunak.

## 2. Ketidakberaturan berat/massa

Tabel 2.61 Hasil Ketidakberaturan Berat/Massa Bangunan Pengelola

lantai	Massa (ton)	150%*Massa	STATUS
2	221802.4	332703.6	Tidak Terjadi
1	814384.85	1221577.275	Terjadi

Menurut hasil yang diperoleh disimpulkan bahwa terjadi ketidakberaturan massa pada lantai 1.

## 3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Tabel 2.62 Hasil Ketidakberaturan Geometri Vertikal Bangunan Pengelola

Arah X			
Lantai	Panjang Bangunan (m)	130%*di	Status
2	29	37.7	Tidak Terjadi
1	29	37.7	Tidak Terjadi
Arah Y			
Lantai	Lebar Bangunan (m)	130%*di	Status
2	24	31.2	Tidak Terjadi
1	24	31.2	Tidak Terjadi

Menurut hasil yang diperoleh disimpulkan bahwa tidak terjadi ketidakberaturan geometri vertikal.

## 4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Tidak terjadi ketidakberaturan akibat diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral dikarenakan pada bangunan tidak ada pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral maupun tidak terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat bawahnya.

### 5a. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 2.63 Hasil Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)
2	581.4113	525.6128
1	581.4113	525.6128
Status	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

Tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat karena kekuatan lateral suatu tingkat lebih dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.

### 5b. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 2.64 Hasil Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Berlebihan

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)
2	199.3498	174.6558
1	581.4113	525.6128
Status	Tidak Terjadi	Tidak Terjadi

Tidak terjadi ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat karena kekuatan lateral suatu tingkat lebih dari 60 % kekuatan lateral tingkat di atasnya.

## 2.9 Pemeriksaan Simpangan antar Lantai (*Story Drift*)

### 2.9.1 Bangunan Gedung Perpustakaan

Berikut adalah data-data untuk perhitungan simpangan lantai,

Kategori resiko	=	IV
I <sub>e</sub>	=	1,0
C <sub>d</sub>	=	5,5
ρ	=	1,3
δ <sub>x</sub> story 1 arah x	=	1,521 mm

$$\begin{aligned}\delta_{xe} \text{ story 2 arah x} &= 2,46 \text{ mm} \\ \delta_{xe} \text{ story 1 arah y} &= 3,214 \text{ mm} \\ \delta_{xe} \text{ story 2 arah y} &= 1,778 \text{ mm}\end{aligned}$$

Perhitungan

$$\begin{aligned}\delta_x \text{ story 1} &= \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \\ &= \frac{5,5 \times 1,521}{1} \\ &= 8,3655 \text{ mm} \\ \delta_x \text{ story 2} &= \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \\ &= \frac{5,5 \times 2,46}{1} \\ &= 13,53 \text{ mm} \\ \Delta &= \delta_x \text{ lantai 2} - \delta_x \text{ lantai 1} \\ &= 16,786 - 8,1785 \\ &= 5,1645 \text{ mm} \\ \Delta a/p &= \frac{0,025 h_{sx}}{\rho} \\ &= \frac{0,025 \times 3500}{1,3} \\ &= 40,39 \text{ mm}\end{aligned}$$

Berikut dibawah ini adalah hasil perhitungan simpangan antar lantai arah x dan y:

Tabel 2.65 Hasil Simpangan Lantai Bangunan Perpustakaan

Gempa Arah X						
Lantai	h (mm)	S <sub>xe</sub> (mm)	S <sub>x</sub> (mm)	Δ (mm)	Δa/p (mm)	Status
2	3500	2.46	13.53	5.1645	40.3900	Ok
1	3500	1.521	8.3655	8.366	40.3900	Ok
Gempa Arah Y						

Lantai	h (mm)	Sxe (mm)	Sx (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	Status
2	3500	3.214	17.677	7.898	40.3900	Ok
1	3500	1.778	9.779	9.779	40.3900	Ok

Keterangan: Nilai simpangan antar lantai pada seluruh lantai baik arah x dan arah y lebih kecil daripada simpangan ijin. Maka dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai tersebut aman  $\Delta < \Delta a/\rho$ .

## 2.9.2 Bangunan Gedung Edukasi

Setelah melakukan perhitungan seperti pada perhitungan diatas, maka selanjutnya menghitung simpangan lantai pada bangunan gedung edukasi. Hasil simpangan lantai memiliki dua arah yaitu arah X dan arah Y. Mendapatkan hasil rekap seperti berikut.

### 2.9.2.1 Bangunan Edukasi A

Tabel 2.66 Hasil Simpangan Lantai Bangunan Edukasi A

Gempa Arah X						
Lantai	h (mm)	Sxe (mm)	Sx (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	Status
2	3500	1.609	8.8495	3.289	40.3900	Ok
1	3500	1.011	5.5605	5.561	40.3900	Ok
Gempa Arah Y						
Lantai	h (mm)	Sxe (mm)	Sx (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	Status
2	3500	1.796	9.878	4.554	40.3900	Ok
1	3500	0.968	5.324	5.324	40.3900	Ok

### 2.9.2.2 Bangunan Edukasi B

Tabel 2.67 Hasil Simpangan Lantai Bangunan Edukasi B

Gempa Arah X						
Lantai	h (mm)	Sxe (mm)	Sx (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	Status
2	3500	1.389	7.6395	2.9095	40.3900	Ok
1	3500	0.86	4.73	4.730	40.3900	Ok
Gempa Arah Y						

Lantai	h (mm)	$S_{xe}$ (mm)	$S_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	Status
2	3500	2.806	15.433	9.361	40.3900	Ok
1	3500	1.104	6.072	6.072	40.3900	Ok

### 2.9.3 Bangunan Pengelola

Tabel 2.68 Hasil Simpangan Lantai Bangunan Pengelola

Gempa Arah X						
Lantai	h (mm)	$S_{xe}$ (mm)	$S_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	Status
2	3500	1.389	7.6395	2.9095	40.3900	Ok
1	3500	0.86	4.73	4.730	40.3900	Ok
Gempa Arah Y						
Lantai	h (mm)	$S_{xe}$ (mm)	$S_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	Status
2	3500	2.806	15.433	9.361	40.3900	Ok
1	3500	1.104	6.072	6.072	40.3900	Ok

### 2.10 Perancangan Balok dan Sloof

Balok memiliki peran penting sebagai elemen struktural dalam menyalurkan beban ke kolom. Balok merupakan salah satu komponen utama dari struktur bangunan, bersama dengan kolom dan pondasi. Dalam bangunan ini, terdapat penggunaan balok induk dan balok anak dengan ukuran yang berbeda. Balok anak memiliki dimensi yang lebih kecil dibandingkan dengan balok induk. Jenis balok yang digunakan adalah balok beton bertulang, yang merupakan pilihan umum dalam konstruksi bangunan, bukan balok komposit.

#### 2.10.1 Perencanaan Balok Anak

Balok anak berfungsi sebagai penghubung antara dua balok induk dalam struktur. Ukuran balok anak umumnya lebih kecil dibandingkan balok induk. Keberadaan balok anak tersebut membantu dalam distribusi beban dari pelat lantai ke balok induk, sehingga memungkinkan pengurangan tebal pelat lantai. Dengan demikian, penggunaan balok anak memberikan kontribusi penting dalam efisiensi desain struktur bangunan, mengoptimalkan penggunaan material dengan mengurangi



beban pada pelat lantai dan memperhitungkan pembebanan yang tepat pada balok induk.

### Perencanaan Balok Anak Bangunan Perpustakaan

Data struktur untuk perencanaan Balok Anak 1 adalah sebagai berikut:

$$\text{Dimensi} = 250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$$

$$f'c = 25 \text{ MPa}$$

$$F_y \text{ tulangan utama} = 420 \text{ MPa}$$

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

$$D \text{ tulangan utama} = 13 \text{ mm}$$

$$D \text{ sengkang} = 8 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ longitudinal} = 0,9$$

$$\emptyset \text{ geser} = 0,75$$

$$\beta = 0,85$$

$$d = 445,5 \text{ mm}$$

$$A \text{ tul. Utama} = 0,25 \times \pi \times D \text{ tul. Utama}^2$$

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

$$A \text{ tul. Sengkang} = 0,25 \times \pi \times D \text{ tul. Sengkang}^2$$

$$= 50,2665 \text{ mm}^2$$

*Output* dari pemrograman *ETABS* untuk Balok Anak 1 adalah sebagai berikut:

$$V_u \text{ tumpuan} = -39,3295 \text{ kNm}$$

$$V_u \text{ lapangan} = 788,3564 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ tumpuan} = 80,852 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ lapangan} = 15,1663 \text{ kNm}$$

Tulangan pada balok dikelompokkan menjadi dua bagian, yaitu area tumpuan dan area lapangan. Berikut ini adalah langkah-langkah dalam perhitungan untuk menentukan tulangan yang akan digunakan pada balok anak:

### 1. Perhitungan Tulangan Longitudinal Tumpuan

Nilai  $a$  dapat dihitung dengan penyelesaian persamaan kuadrat atau dapat diselesaikan dengan alternatif hitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b}} \\
 &= 445,5 - \sqrt{445,5^2 - \frac{2(80,852)}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 250}} \\
 &= 36,4564 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Hitung jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral ( $c$ ) dengan persamaan berikut

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{\alpha}{\beta} \\
 &= \frac{36,4564}{0,85} \\
 &= 42,9005 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Hitung nilai  $C_{\max}$  serta  $a_{\max}$  untuk menentukan kondisi penampang dan faktor reduksi yang akan digunakan

$$\begin{aligned}
 C_{\max} &= 0,375d \\
 &= 0,375 \times 445,5 \\
 &= 167,0625 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\
 &= 0,85 \times 167,0625 \\
 &= 142,0031 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena  $C < C_{\max}$  maka terkendali faktor tereduksi  $\phi = 0,9$  dan  $a < a_{\max}$ , maka digunakan tulangan tunggal.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$= 500,6098 \text{ mm}^2$$

As yang telah dihitung pada persamaan diatas tidak perlu kurang dari As minimum dan tidak perlu lebih dari As maksimal persamaan berikut:

$$A_{s_{\min}} = \frac{1,4}{f_y} \times b \times d$$

$$= \frac{1,4}{420} \times 250 \times 445,5$$

$$= 371,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = \frac{0,36 \times \beta_1 \times f'_c \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{0,36 \times 0,85 \times 25 \times 250 \times 445,5}{420}$$

$$= 2028,6161 \text{ mm}^2$$

Maka As perlu adalah sebesar 500,6098 mm<sup>2</sup>. Hitung jumlah tulangan dipasang yang diperoleh dari:

$$n = \frac{A_s}{A}$$

$$= \frac{500,6098}{132,7323}$$

$$= 3,7716 \approx 4 \text{ buah}$$

Maka ditetapkan menggunakan tulangan 4D13 pada area tumpuan balok.

## 2. Perhitungan Tulangan Longitudinal Lapangan

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b}}$$

$$= 7,1780 \text{ mm}$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta}$$

$$= \frac{7,1780}{0,85}$$

$$= 8.4447 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} C_{\max} &= 0,375d \\ &= 0,375 \times 445,5 \\ &= 167,0625 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{\max} &= \beta_1 \times C_{\max} \\ &= 0,85 \times 167,0625 \\ &= 142,0031 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena  $C < C_{\max}$  maka terkendali faktor tereduksi  $\phi = 0,9$  dan  $a < a_{\max}$ , maka direncanakan balok bertulang tunggal. Pemeriksaan terhadap  $A_{S_{\min}}$  dan  $A_{S_{\max}}$ , nilai  $A_s$  diperoleh dari:

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \\ &= 90,7931 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_s$  yang telah dihitung pada persamaan diatas tidak perlu kurang dari  $A_s$  minimum dan tidak perlu lebih dari  $A_s$  maksimal persamaan berikut:

$$\begin{aligned} A_{S_{\min}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 250 \times 445,5 \\ &= 371,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\max}} &= \frac{0,36 \times \beta_1 \times f'_c \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{0,36 \times 0,85 \times 25 \times 250 \times 445,5}{420} \\ &= 2028,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena  $A_{S_{\min}} < A_{S_{\max}}$  maka digunakan  $A_s = 371,25 \text{ mm}^2$ . Jumlah tulangan longitudinal bagian lapangan adalah sebagai berikut

$$n = \frac{A_s}{A}$$

$$= \frac{371,25}{132,7323}$$

$$= 2.797 \approx 3 \text{ buah}$$

Maka digunakan tulangan longitudinal pada bagian lapangan adalah 3D13.

### 3. Perhitungan Tulangan Geser Tumpuan

Sebagian dari gaya geser yang terjadi pada balok ditanggung oleh beton, sedangkan sisanya ditanggung oleh tulangan geser seperti sengkang atau begel. Menurut SNI 2847:2019 pasal 22.5, kekuatan geser beton tanpa adanya gaya aksial dapat dihitung menggunakan persamaan berikut ini.

$$\phi V_c = \phi 0,017 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Dengan nilai  $\lambda$  sebesar 1,0 untuk beton normal

$$\phi V_c = 0,75 \times 0,017 \sqrt{25} \times 250 \times 445,5$$

$$= 71001,56 \text{ N}$$

$$= 71,0016 \text{ kN}$$

Memeriksa batasan dimensi penampang:

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$99773,7083 \text{ kN} \leq 367537,5$$

Menghitung spasi sengkang:

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s}$$

$$= 125,6867$$

Tulangan geser minimum:

$$A_v \text{ min} > \frac{0,35 b_w s}{f_{yt}}$$

$$23,1922 < 26,1847$$

Karena  $a_v \text{ min}$  lebih besar jadi tidak memerlukan tulangan minimum.

Pengecekan spasi sengkang di tumpuan:

$$s \leq s_{\max} \rightarrow V_s \leq 0,33 \sqrt{f'c} bw d \leq d/2 \text{ atau } 600 \text{ mm}$$

$$s \leq s_{\max} \rightarrow V_s \leq 0,33 \sqrt{f'c} bw d \leq d/4 \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

Karena nilai  $V_s$   $99773,7083 \leq 183768,75$

Jarak untuk sengkang diambil tidak boleh melebihi  $d/2$  atau  $d/4$

$$d/2 > S$$

$$2227500 > 125,6867$$

Maka digunakan  $S = 100$  mm tulangan digunakan adalah 2D8-100.

#### 4. Perhitungan Tulangan Geser Lapangan

Kekuatan geser beton ( $V_c$ )

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 0,017 \lambda \sqrt{f'c} b_w d \\ &= \phi 0,017 \lambda \sqrt{25} \times 250 \times 445,5 \\ &= 71001,56 \text{ N} \\ &= 71,0016 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena  $V_u < 0,5 \phi V_c$ , secara teoritis tidak memerlukan tulangan geser. Namun, untuk menjaga keamanan dan menghindari potensi kegagalan yang mungkin terjadi, tetap dipasang sengkang dengan jarak yang sesuai berdasarkan perhitungan tulangan geser minimum. Dengan demikian, tindakan tersebut diambil untuk memberikan margin keamanan tambahan dan memastikan keandalan struktur balok.

Memeriksa batasan dimensi penampang:

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f'c} bw d$$

$$57140,8250 \leq 367537,5$$

Menghitung spasi sengkang:

$$S = \frac{A_v f_y t d}{V_s}$$

$$= 219,4619$$

Tulangan geser minimum:

$$A_v \text{ min} < \frac{0,35 b_w s}{f_{yt}}$$

$$40,4959 < 45,7212$$

Karena  $a_v$  min lebih besar jadi tidak memerlukan tulangan minimum.

Pengecekan spasi sengkang di tumpuan:

$$s \leq s_{\text{max}} \rightarrow V_s \leq 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d \leq d/2 \text{ atau } 600 \text{ mm}$$

$$s \leq s_{\text{max}} \rightarrow V_s \leq 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d \leq d/4 \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

Karena nilai  $V_s$   $57140,8250 \leq 183768,75$

Jarak untuk sengkang diambil tidak boleh melebihi  $d/2$  atau  $d/4$

$$d/2 > S$$

$$2227500 > 219,4619$$

Dipilih  $S_{\text{max}}$  sebesar 200 mm, Sehingga digunakan tulangan 2D8-200

Rumus yang sama digunakan untuk perhitungan balok anak pada setiap bangunan, dan hasil perhitungan balok anak untuk setiap bangunan dapat dilihat pada lampiran 4.

### 2.10.2 Perencanaan Balok Induk

Balok adalah komponen struktural yang bertugas menyalurkan beban-beban dari pelat lantai ke kolom sebagai penyangga vertikal. Biasanya, balok dicor bersama dengan pelat lantai dalam satu kesatuan struktural, dan di dalamnya dipasang tulangan baik pada bagian bawah, atas, atau keduanya. Balok mengalami dua keadaan utama, yaitu tekanan dan tarikan yang disebabkan oleh pengaruh lentur dan gaya lateral.

#### Perencanaan Balok Induk Bangunan Perpustakaan

Data struktur untuk perencanaan Balok Induk 1 adalah sebagai berikut:

$$\text{Kuat tekan beton} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

Dimensi balok	= 350 x 600 mm
Bentang balok	= 3400 mm
Dimensi kolom	= 450 x 450 mm
Tegangan leleh Baja T. Longitudinal	= 420 Mpa
Tegangan leleh Baja T. Longitudinal	= 280 Mpa
Diameter T. longitudinal	= 16 mm
Diameter T. sengkang	= 10mm
Faktor tereduksi longitudinal	= 0,9
Faktor tereduksi geser	= 0,75
$\beta_1$	= 0,85
Gaya dalam:	
Momen rencana tumpuan ( $M_u^-$ )	= -80,852 kNm
Momen rencana tumpuan ( $M_u^+$ )	= 9,3686 kNm
Momen rencana lapangan ( $M_u^-$ )	= 17,0623 kNm
Momen rencana lapangan ( $M_u^+$ )	= 15,1663 kNm
Tinggi efektif balok	= 542 mm
Luas tulangan longitudinal	= 201,0619 mm <sup>2</sup>
Luas tulangan sengkang	= 78,53982 mm <sup>2</sup>
Bentang balok bersih	= 2950 mm
Komponen gaya geser:	
Gaya geser akibat beban gravitasi ( $V_g$ )	= 53,4457 kN
Gaya geser lapangan ( $V_u$ )	= 73,3587 kN
Jumlah kaki tulangan sengkang	= 2

#### 1. Syarat dimensi penampang

- Bentang bersih  $l_n$ , harus minimal  $4d$

$$l_n \geq 4d$$

$$2950 \geq 2168 \quad (\text{AMAN})$$

- Lebar penampang  $b_w$ , harus sekurangnya nilai terkecil dari  $0,3h$  dan 250 mm

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

$$350 \geq 180 \quad \text{atau} \quad 250 \text{ mm} \quad (\text{AMAN})$$



- Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari  $c_2$  dan  $0,75 c_1$  pada masing masing sisi kolom.

$$b \leq H + 2 \times 450 \quad \text{atau} \quad b \leq H + 2 \times 0,75 \times 450$$

$$350 \leq 1125 \quad (\text{AMAN})$$

## 2. Desain Tulangan Lentur

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 f'c b}}$$

$$= 542 - \sqrt{542^2 - \frac{2 \times 80,852}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 350}}$$

$$= 22,7635 \text{ mm}$$

$$C = \frac{\alpha}{\beta}$$

$$= \frac{22,7635}{0,85}$$

$$= 26,7806 \text{ mm}$$

$$C_{\text{max}} = \frac{3}{8} d$$

$$= 203,25 \text{ mm}$$

$$\alpha_{\text{max}} = \beta \times C_{\text{max}}$$

$$= 172,7625 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{\alpha}{2})}$$

$$= 403,1037 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 1} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= 564,5833 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 2} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= 632,3333 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,025 \times b \times d$$

$$= 4742,5 \text{ mm}^2$$

Nilai  $A_s$  perlu dipilih dari nilai terbesar dari  $A_s$ ,  $A_{s \text{ min } 1}$ , dan  $A_{s \text{ min } 2}$ , dimana nilai  $A_s$  perlu tidak boleh melebihi nilai  $A_{s \text{ max}}$ , maka nilai  $A_s$  perlu yang diambil yaitu  $632,3333 \text{ mm}^2$

$$n = A_s \text{ perlu} / A_{\text{tul. Longitudinal}}$$

$$= 3,14 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$$

### Digunakan 4D16

Tulangan terpasang:

$$A_s \text{ pasang} = \text{Banyak tulangan} \times \pi/4 \times d \text{ tulangan}^2$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot B}$$

$$= 45,41634 \text{ mm}$$

Momen nominal:

$$M_n = (A_s \cdot F_y) \cdot (d - \frac{\alpha}{2})$$

$$= 175,4085 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = M_n \times \phi_{\text{longitudinal}}$$

$$= 157,8676 \text{ kNm}$$

### 3. Pengecekan persyaratan tulangan lentur

$$\phi M_n^+ \geq 0,5 \phi M_n^-$$

$$157,8676 \geq 78,9338 \quad (\text{AMAN})$$

$$(\phi M_n^+ \text{ atau } \phi M_n^-) \geq 1/4 (\phi M_n \text{ terbesar setiap titik})$$

$$\phi M_n^- \geq 1/4 \phi M_n \text{ terbesar setiap titik}$$

$$157,8676 \geq 39,4669 \quad (\text{AMAN})$$

$$\phi M_n^+ \geq 1/4 \phi M_n \text{ terbesar setiap titik}$$

$$157,8676 \geq 39,4669 \quad (\text{AMAN})$$

### 4. Desain Tulangan Transversal

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) (d - \frac{a}{2})$$

$$= 216,8636 \text{ kNm}$$

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$= 56,7704\text{mm}$$

Gaya geser gempa akibat sendi plastis

$$VE1=VE2 = \frac{(Mpr\ kiri+Mpr\ kanan)}{Ln}$$

$$= 147,0262\text{ kN}$$

Gaya geser gempa akibat beban gravitasi

$$VG1 = VG2 = 53,4457\text{kN}$$

Gaya geser desain = Gaya geser gempa akibat sendi plastis + Gaya geser gempa akibat beban gravitasi

$$= 200,4719\text{ kN}$$

#### 5. Tulangan geser tumpuan

Gaya geser akibat gempa > 50% geser desain

$$138,5939\text{ kN} > 104,70351\text{ kN (maka digunakan } Vc=0)$$

$$Vs = (vu/\text{faktor tereduksi geser})-Vc$$

$$= 267,2958\text{ kN}$$

$$S = 2 \times A \times fy \times d / vs$$

$$= 84,9057\text{ mm}$$

S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$1. d/4 = 539/4$$

$$= 134,75\text{ mm}$$

$$2. 6db = 6 \times 22$$

$$= 132$$

$$3. 150\text{ mm}$$

$$S_{\max} = 84,1836\text{ mm}$$

**Digunakan 2D10-50**

#### 6. Tulangan geser lapangan:

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c \cdot bw \cdot d}$$

$$= 158,0833\text{ kN}$$

$$Vs = (vu/\text{faktor tereduksi geser})-Vc$$

$$= 60,2717\text{ kN}$$

$$S = 2 \times A \times f_y \times d / v_s$$

$$= 395,5155$$

$$d/2 = 271$$

S max menggunakan nilai terkecil yaitu 271 maka digunakan 2D10-250

Karena menggunakan metode perhitungan yang serupa untuk setiap bangunan, akan disertakan hasil perhitungan tulangan yang lebih lengkap untuk balok setiap bangunan pada lampiran 5.

### 2.10.3 Perencanaan *Sloof*

*Sloof* merupakan komponen struktural yang bertindak sebagai balok penyangga horizontal pada pondasi atau lantai. Umumnya, *sloof* ditempatkan di bawah kolom atau digunakan sebagai penghubung antara kolom-kolom dalam struktur bangunan. Tujuannya adalah untuk meratakan beban dari kolom ke pondasi atau lantai yang berada di bawahnya. Dikarenakan perhitungan *sloof* menggunakan metode yang sama dengan perhitungan balok, berikut ini akan disajikan perhitungan secara singkat untuk *sloof*.

Data struktur untuk perencanaan *Sloof*:

Kuat tekan beton	= 25 MPa
Selimut beton	= 40 mm
Dimensi balok	= 250 x 500 mm
Bentang balok	= 3400 mm
Dimensi kolom	= 450 x 450 mm
Tegangan leleh Baja T. Longitudinal	= 420 Mpa
Tegangan leleh Baja T. Longitudinal	= 280 Mpa
Diameter T. longitudinal	= 13 mm
Diameter T. sengkang	= 8 mm

Gaya dalam:

Momen rencana tumpuan ( $M_u^-$ )	= -58,3 kNm
Momen rencana tumpuan ( $M_u^+$ )	= 27,797 kNm
Momen rencana lapangan ( $M_u^-$ )	= -14,8565 kNm
Momen rencana lapangan ( $M_u^+$ )	= 30,9892 kNm

Tinggi efektif balok	= 445,5 mm
Luas tulangan longitudinal	= 132,7323 mm <sup>2</sup>
Luas tulangan sengkang	= 50,2655 mm <sup>2</sup>
Bentang balok bersih	= 2900 mm
Komponen gaya geser:	
Gaya geser akibat beban gravitasi (Vg)	= -14,8565 kN
Gaya geser lapangan (Vu)	= 30,9892 kN
Jumlah kaki tulangan sengkang	= 2

### 1. Syarat dimensi penampang

- Bentang bersih  $l_n$ , harus minimal  $4d$

$$\begin{array}{lcl} l_n & \geq & 4d \\ 2900 & \geq & 1782 \quad (\text{AMAN}) \end{array}$$

- Lebar penampang  $b_w$ , harus sekurangnya nilai terkecil dari  $0,3h$  dan 250 mm

$$\begin{array}{lcl} b_w & \geq & 0,3h \quad \text{atau} \quad 250\text{mm} \\ 250 & \geq & 150 \quad \text{atau} \quad 250 \text{ mm} \end{array}$$

- Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari  $c_2$  dan  $0,75 c_1$  pada masing masing sisi kolom.

$$\begin{array}{lcl} b & \leq & H + 2 \times 450 \quad \text{atau} \quad b \leq H + 2 \times 0,75 \times 450 \\ 250 & \leq & 1250 \quad (\text{AMAN}) \end{array}$$

### 2. Desain Tulangan Lentur

#### a. Tumpuan Negatif

$$\alpha = 28,2671 \quad \text{mm}$$

$$C = 33,2554 \quad \text{mm}$$

$$C_{\max} = 67,0625 \quad \text{mm}$$

$$\alpha_{\max} = 142,0031 \quad \text{mm}$$

$$A_s = 357,5447 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{s \min 1} = 331,4732 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{s \min 2} = 371,25 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{s \max} = 2784,375 \quad \text{mm}^2$$

$A_s$  perlu diambil dari  $A_s$  terbesar yaitu 371,25 mm<sup>2</sup>

$$n = 2,797 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah}$$

**Digunakan 3D13**

Tulangan terpasang:

$$A_s \text{ pasang} = 398,1969 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = 31,48098 \text{ mm}$$

Momen nominal:

$$M_n = 71,8741 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 64,6867 \text{ kNm}$$

## b. Tumpuan Positif

$$\alpha = 13,2469 \text{ mm}$$

$$C = 15,5845 \text{ mm}$$

$$C \text{ max} = 167,0625 \text{ mm}$$

$$\alpha \text{ max} = 142,031 \text{ mm}$$

$$A_s = 167,5575 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min 1} = 331,4732 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min 2} = 371,25 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 2784,375 \text{ mm}^2$$

As perlu diambil dari As terbesar yaitu 632,3333 mm<sup>2</sup>

$$n = 2,7979 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah}$$

**Digunakan 3D13**

Tulangan terpasang:

$$A_s \text{ pasang} = 398,1969 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = 31,48098 \text{ mm}$$

Momen nominal:

$$M_n = 71,8741 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 64,6867 \text{ kNm}$$

## c. Lapangan Negatif

$$\alpha = 7,0302 \text{ mm}$$

$$C = 8,2708 \text{ mm}$$

$$C \text{ max} = 167,0625 \text{ mm}$$

$$\alpha \text{ max} = 142,0031 \text{ mm}$$

$$A_s = 88,9237 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{As min 1} &= 331,4732 \text{ mm}^2 \\ \text{As min 2} &= 371,25 \text{ mm}^2 \\ \text{As max} &= 2784,375 \text{ mm}^2 \\ \text{As perlu diambil dari As terbesar yaitu } &632,3333 \text{ mm}^2 \\ n &= 2,7979 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

**Digunakan 3D13**

Tulangan terpasang:

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= 398,1969 \text{ mm}^2 \\ \alpha &= 31,48098 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen nominal:

$$\begin{aligned} M_n &= 71,8741 \text{ kNm} \\ \phi M_n &= 64,6867 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## d. Lapangan Positif

$$\begin{aligned} \alpha &= 14,7942 \text{ mm} \\ C &= 17,4045 \text{ mm} \\ C \text{ max} &= 167,0625 \text{ mm} \\ \alpha \text{ max} &= 142,0031 \text{ mm} \\ \text{As} &= 187,1296 \text{ mm}^2 \\ \text{As min 1} &= 331,4732 \text{ mm}^2 \\ \text{As min 2} &= 371,25 \text{ mm}^2 \\ \text{As max} &= 2784,375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu diambil dari As terbesar yaitu } &632,3333 \text{ mm}^2 \\ n &= 2,7979 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

**Digunakan 3D13**

Tulangan terpasang:

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= 398,1969 \text{ mm}^2 \\ \alpha &= 31,48098 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen nominal:

$$\begin{aligned} M_n &= 71,8741 \text{ kNm} \\ \phi M_n &= 64,6867 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## 3. Pengecekan persyaratan tulangan lentur:

$$\begin{aligned} \phi M_n^+ &\geq 0,5\phi M_n^- \\ 64,6867 &\geq 32,3434 \quad (\text{AMAN}) \\ (\phi M_n^+ \text{ atau } \phi M_n^-) &\geq 1/4(\phi M_n \text{ terbesar setiap titik}) \\ \phi M_n^- &\geq 1/4\phi M_n \text{ terbesar setiap titik} \\ 64,6867 &\geq 16,1717 \quad (\text{AMAN}) \\ \phi M_n^+ &\geq 1/4\phi M_n \text{ terbesar setiap titik} \\ 64,6867 &\geq 16,1717 \quad (\text{AMAN}) \end{aligned}$$

## 4. Desain Tulangan Transversal

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 89,02 \text{ kNm} \\ a &= 39,3512 \text{ MM} \\ \text{Gaya geser gempa akibat sendi plastis} \\ VE1=VE2 &= \frac{(M_{pr} \text{ kiri} + M_{pr} \text{ kanan})}{L_n} \\ &= 61,3931 \text{ Kn} \\ \text{Gaya geser gempa akibat beban gravitasi} \\ VG1 = VG2 &= -14,8565 \text{ kN} \\ \text{Gaya geser desain} &= \text{Gaya geser gempa akibat sendi plastis} + \text{Gaya geser} \\ &\text{gempa akibat beban gravitasi} \\ &= 46,5366 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 5. Tulangan geser tumpuan:

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser akibat gempa} &> 50\% \text{ geser desain} \\ 61,391 \text{ kN} &> 23,2681 \text{ kN (maka digunakan } V_c=0) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= (v_u / \text{faktor tereduksi geser}) - V_c \\ &= 62,0488 \text{ kN} \\ S &= 2 \times A \times f_y \times d / v_s \\ &= 202,1027 \text{ mm} \end{aligned}$$

S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

1.  $d/4 = 111,375 \text{ mm}$
2.  $6d_b = 78 \text{ mm}$



3. 150 mm (aman)

$S_{max} = 78 \text{ mm}$  maka digunakan 2D8-50

6. Tulangan geser lapangan:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c \cdot bw \cdot d}$$

$$= 92,8125 \text{ kN}$$

$V_s = (v_u/\text{faktor tereduksi geser}) - V_c$

$$= 51,4936 \text{ kN}$$

$S = 2 \times A \times f_y \times d / v_s$

$$= 243,5301 \text{ mm}$$

$d/2 = 222,8 \text{ mm}$

$S_{max}$  menggunakan nilai terkecil yaitu 222.8 mm maka digunakan 2D10-150

### 2.11 Perancangan Kolom

Kolom merupakan elemen struktural yang berorientasi vertikal dan berfungsi sebagai penyangga utama dalam suatu bangunan. Tugas utama kolom adalah menyalurkan beban dari lantai atau struktur di atasnya ke pondasi atau struktur di bawahnya. Dalam melakukan perhitungan dan perancangan kolom, digunakan perangkat lunak khusus seperti SPColumn untuk memodelkan dan menghitung gaya-gaya yang bekerja pada kolom. Namun, perhitungan jumlah tulangan dan pengecekan keamanan kolom sesuai dengan standar SNI Indonesia masih dilakukan secara manual.

#### Perhitungan Kolom

Contoh perhitungan kolom yang akan dijelaskan merupakan contoh yang diambil dari kolom bangunan perpustakaan. Metode perhitungan yang digunakan dalam contoh tersebut sama dengan metode perhitungan yang akan digunakan untuk perhitungan kolom pada bangunan lainnya.

Data struktur untuk perencanaan kolom:

Lebar kolom = 450 mm

Panjang kolom = 450 mm

Tinggi kolom lantai 1 = 3500 mm

Tinggi kolom lantai 2	= 3500 mm
Diameter tul. Longitudinal (db)	= 19 mm
Diameter tul. Sengkang(ds)	= 10 mm
Selimut beton	= 40 mm
Tegangan leleh baja longitudinal (fy)	= 420 MPa
Tegangan leleh baja Sengkang (fy)	= 280 MPa
Faktor terekduksi longitudinal ( $\phi$ )	= 0,9
Faktor tereduksi geser ( $\phi$ )	= 0,75

### 1. Gaya Dalam

Momen nominal balok kiri (Mnb,ki)	= 157,8676 kNm
Momen nominal balok kanan (Mnb,ka)	= 157,8676 kNm
Axial Forces Kolom (Pu Max)	= 839,34 kN
Axial Forces Kolom (Pu Min)	= 635,05 kN
Tinggi Efektif Balok	= 540,5 mm
Tinggi Efektif Kolom	= 390,5 mm
Luas Tulangan Longitudinal	= 283,5287 mm <sup>2</sup>
Luas Tulangan Sengkang	= 78.5397 mm <sup>2</sup>
Jarak antar tulangan long (s)	= 110,3333 mm
Jarak Maks Xi (hx)	= 110,3333 mm
Gaya geser Lapangan (Vu)	= 66,2659 kN

### 1. Output yang didapatkan dari SPColumn

Tabel 2.69 Output SPColumn

Output $\phi$ Mn SPColumn (UNI Y)								
No	Pu	Muy	$\phi$ Mny	$\phi$ Mn/Mu	NA Depth	dt Depth	$\epsilon_t$	$\phi$
	kN	kNm	kNm		mm	mm		
1	839.34	-16.76	-336.03	20.05	174	389	0.0037	0.79
2	635.05	-13.89	-350.71	25.25	151	389	0.0047	0.88
Output $\phi$ Mn SPColumn (UNI X)								
No	Pu	Mux	$\phi$ Mnx	$\phi$ Mn/Mu	NA Depth	dt Depth	$\epsilon_t$	$\phi$
	kN	kNm	kNm		mm	mm		

1	839.34	-56.65	-336.03	5.93	174	389	0.0037	0.79	
2	635.05	27.05	350.71	12.97	151	389	0.0047	0.88	
<b>Output <math>\phi</math>Mpr kolom akibat Pu max dan Pu min dari software SPColumn (UNI Y)</b>									
No	Pu	Muy	$\phi$ Mpry	$\phi$ Mn/Mu	NA Depth	dt Depth	et	$\phi$	mpr
	kN	kNm	kNm		mm	mm			
39	839.34	-16.76	-336.03	20.05	174	389	0.0037	0.79	-425.4
40	635.05	-13.89	-350.71	25.25	151	389	0.0047	0.88	-400.4
<b>Output <math>\phi</math>Mpr kolom akibat Pu max dan Pu min dari software SPColumn (UNI X)</b>									
No	Pu	Mux	$\phi$ Mprx	$\phi$ Mn/Mu	NA Depth	dt Depth	et	$\phi$	mpr
	kN	kNm	kNm		mm	mm			
39	839.34	-56.65	-324.03	5.72	193	389	0.0031	0.70	-466.2
40	635.05	27.05	352.75	13.04	168	389	0.0040	0.79	446.52

## 2. Syarat Dimensi Penampang

Syarat Dimensi Penampang ini menurut pasal 19.7.2 pasal SNI 2847:2019 tentang Batasan dimensi.

- a) Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang memlalui pusat geometri, tidak kurang dari 300mm.

$$b \geq 300 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$$

- b) Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurusnya tidak kurang dari 0,4.

$$b/h \geq 0,4$$

$$450/450 \geq 0,4$$

$$1 \geq 0,4$$

Dari hasil yang didapat diatas dapat disimpulkan bahwa dimensi kolom 450 x 450 mm memenuhi syarat.

## 3. Jumlah Tulangan Longitudinal

Menurut ketentuan yang terdapat dalam SNI 2847:2019 pasal 18.7.4, luas tulangan longitudinal  $A_{st}$  harus memenuhi persyaratan yaitu tidak boleh kurang dari 0,014 kali luas penampang kolom ( $A_g$ ) dan tidak boleh lebih dari 0,06 kali luas penampang kolom ( $A_g$ ).

$$\begin{aligned} \text{Luas Penampang (Ag)} &= 450 \times 450 \\ &= 202500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio Tulangan } (\rho) &= \frac{283,5287 \times 12}{202500} \\ &= 1,68 \% \end{aligned}$$

#### 4. Momen Nominal Kolom Arah X

$$\begin{aligned} M_{nx1} &= \frac{\phi M_{nx}}{\phi} \\ &= \frac{-336,03}{0,799} \\ &= -425,354 \text{ kNm} \\ M_{nx2} &= 400,3539 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### 5. Diambil momen nominal terkecil dari Pu max dan Pu min

Tabel 2.70 Pu Max dan Pu Min

	$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi$	$M_{nx}$ kNm
Pu max	336.03	0.79	425.3544
Pu min	350.71	0.876	400.3539

$$\begin{aligned} M_{nc a} + M_{nc b} &\geq 1,2(M_{nb ki} + M_{nb ka}) \\ 425,3544 + 400,3539 &\geq 1,2(157,8676 + 157,8676) \\ 825,7083 \text{ kNm} &\geq 378,8823 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### 6. Momen Nominal Kolom Arah Y

$$\begin{aligned} M_{ny1} &= \frac{-336,03}{0,799} \\ &= -425,354 \text{ kNm} \\ M_{ny2} &= 400,3539 \text{ kNm} \\ M_{nc a} &= 425,354 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{nc\ b} = 400,3539 \text{ kNm}$$

$$M_{nc\ a} + M_{nc\ b} \geq 1,2(M_{nb\ ki} + M_{nb\ ka})$$

$$425,354 + 400,3539 \geq 1,2(157,86576 + 157,86576)$$

$$702,6701 \text{ kNm} \geq 378,8823 \text{ kNm}$$

#### 7. Perilaku Elastik ( $I_0$ )

$$1. \text{ Max } h \text{ atau } b = 450 \text{ mm}$$

$$2. \frac{1}{6} l_n = (\text{tinggi kolom} - \text{tinggi balok}) / 6$$

$$= (3500 - 350) / 6$$

$$= 483,33 \text{ mm}$$

$$3. 450 \text{ mm}$$

Digunakan  $I_0 = 483,33 \text{ mm}$  (nilai max)

#### 8. Tulangan Transversal Didasarkan pada Kuat Geser Kolom Pengekang Inti Beton

Dari analisis struktur  $V_u = 66,2659 \text{ kN}$

Berdasarkan  $M_{pr}$  balok kiri dan kanan kolom

$$- M_{prb, ki (-)} = 216,8636 \text{ kNm}$$

$$- M_{prb, ki (+)} = 216,8636 \text{ kNm}$$

$$- M_{prb, ka (-)} = 216,8636 \text{ kNm}$$

$$- M_{prb, ka (+)} = 216,8636 \text{ kNm}$$

Karena ukuran kolom atas dan bawah di joint sama (dimensi dan tinggi) maka:

$$M_{prk} \text{ dari balok} = 0,5 \times (216,8636 + 216,8636)$$

$$= 216,8636 \text{ kNm}$$

Berdasarkan  $M_{pr}$  kolom *SP Column*

$$- M_{prk\ x\ akibat\ P_u\ max} = 446,5190 \text{ kNm}$$

$$- M_{prk\ x\ akibat\ P_u\ min} = -466,2302 \text{ kNm}$$

$$- M_{prk\ y\ akibat\ P_u\ max} = -400,3539 \text{ kNm}$$

$$- M_{prk\ y\ akibat\ P_u\ min} = -425,3544 \text{ kNm}$$

Karena ukuran kolom atas dan bawah di joint sama (dimensi dan tinggi), maka:

$M_{prk}$  dari balok = 216,8636 kNm (Diambil dari nilai  $M_{prk}$  terkecil)

## 9. Menghitung Kuat Geser Perlu

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{M_{prc\ a} + M_{prc\ b}}{l_c} \\
 &= \frac{216,85 + 216,85}{(3,5 - 0,35)} \\
 &= 149,5611 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $V_e = 149,5611 \text{ kN} > V_u = 66,2659 \text{ kN}$ , maka diambil nilai terbesar. Kuat geser beton diabaikan  $V_c = 0$  (karena  $V_e > V_u$ ).

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{66,2659}{0,75} - 0 \\
 &= 199414,803 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{199414,803 \text{ N}}{280 \times 390,5} = 1,8238 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

## 10. Tulangan Transversal Pengekangan

$$P_u < 0,3 \times f'_c \times A_g$$

$$635,05 \text{ kN} < 1518,75 \text{ kN}$$

Karena  $f'_c = 25 \text{ MPa} < 70 \text{ MPa}$ , digunakan persamaan – persamaan:

$$\frac{A_{sh}}{sbc} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{sbc} = 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$B_c = \text{lebar kolom} - (2 \times \text{selimut beton})$$

$$= 450 - (2 \times 40)$$

$$= 370 \text{ mm}$$

$$A_g = 202500 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$$

$$= 136900 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Ash}{Sbc} = 0,3 \left( \frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \frac{f'c}{fyt} = 0,0128$$

$$\frac{Ash}{s} = 0,0128 \times 370 = 4,7490 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{Ash}{Sbc} = 0,09 \frac{f'c}{fyt} = 0,0080$$

$$\frac{Ash}{s} = 0,0080 \times 370 = 2,9732 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Dari ketiga persamaan digunakan nilai terbesar  $\frac{Ash}{s} = 4,7490 \text{ mm}^2/\text{mm}$

#### 11. Tulangan Transversal di Daerah Sepanjang $I_0$

Misal diambil  $S = 50 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} Ash &= 50 \times 4,7490 \\ &= 237,4517 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah kaki tul} = \frac{237,45177 \text{ mm}^2}{78,5398 \text{ mm}^2} = 3.0233 \approx 4 \text{ buah}$$

Maka digunakan 4D10-50

#### 12. Syarat Tulangan Transversal

Jarak tulangan transversal pada daerah sepanjang  $I_0$  harus diambil tidak melebihi nilai terkecil dari:

1.  $\frac{1}{4}$  dimensi kolom terkecil
2. 6 kali diameter tulangan longitudinal
3.  $S \leq S_0 = 100 + \left( \frac{350-hx}{3} \right)$

Jarak tulangan transversal = 50 mm

Syarat 1	$S$	$\leq$	$b/4$ atau $h/4$	
	50	$\leq$	112.5	(OK)
Syarat 2	$S$	$\leq$	6D	
	50	$\leq$	114	(OK)

$$\begin{array}{rclcl} \text{Syarat 3} & S & \leq & S_0 & \\ & 50 & \leq & 129.8889 & \text{(OK)} \end{array}$$

### 13. Tulangan Transversal Diluar Daerah Io

$$V_e = 149,5611 \text{ kN}$$

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

$$= 149,3663 \text{ kN}$$

$$V_s = 50,04855 \text{ kN}$$

$V_c + V_s$	$>$	$V_e \text{ (kN)}$
(kN)	$>$	149.5611
199.4148	$>$	149.5611

Digunakan tulangan minimum yaitu  $S_{\max} = 114 \text{ mm}$ , 4D10-100

Karena menggunakan metode perhitungan yang serupa untuk setiap bangunan, akan disertakan hasil perhitungan tulangan yang lebih lengkap untuk kolom setiap bangunan pada lampiran 6.

### 2.12 Hubungan Balok Kolom

Perhitungan hubungan antara balok dan kolom merupakan hal yang penting, karena digunakan untuk menentukan kebutuhan tulangan tambahan yang diperlukan untuk mengikat antara kolom dan balok. Hubungan antara kolom dan balok harus mematuhi persyaratan yang tercantum dalam SNI 2847-2019 pasal 18.8, yang mengatur tentang Joint Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Persyaratan tersebut berfungsi sebagai pedoman dalam merancang hubungan struktural yang kuat dan efektif antara kolom dan balok. Penjelasan perhitungan berikut ini diambil dari bangunan perpustakaan sebagai contoh. Metode perhitungan yang digunakan dalam penjelasan ini sama dengan yang akan digunakan untuk bangunan-bangunan lainnya. Oleh karena itu, perhitungan untuk bangunan-bangunan lainnya akan disajikan secara terpisah dalam lampiran.



Dimensi balok	:	350 mm × 600 mm
Dimensi kolom	:	450 mm × 450 mm
D tulangan longitudinal kolom	:	19 mm
D tulangan transversal kolom	:	10 mm
D tulangan longitudinal balok	:	16 mm
D tulangan transversal balok	:	10 mm
Selimut beton	:	40 mm
Tinggi kolom	:	3500 mm
Fy tulangan longitudinal	:	420 MPa
Fy tulangan transversal	:	280 MPa
F'c	:	25 MPa
Ø	:	0,85
λ	:	1
Faktor terdistribusi (DF)	:	0,5 (Kekakuan kolom dianggap sama)
Konfigurasi joint	:	Joint terkekang balok keempat sisi
Faktor pengali Vn	:	1,7
$\frac{Ash}{s}$	:	4,749 mm (Dari perencanaan kolom)
Dimensi Kolom	≥	20 x D Tul. Longitudinal
450	>	380
Sisa muka kolom yang menutupi = 50 mm		
Lebar Joint Efektif	>	Kontrol Batas Atas
800	>	450

Diketahui:

A tulangan longitudinal kolom	$= \frac{1}{4} \pi r^2 = \frac{1}{4} \pi (19^2) = 283,5287 \text{ mm}^2$
A tulangan transversal kolom	$= \frac{1}{4} \pi r^2 = \frac{1}{4} \pi (10^2) = 78,5398 \text{ mm}^2$
A tulangan longitudinal balok	$= \frac{1}{4} \pi r^2 = \frac{1}{4} \pi (16^2) = 201,0619 \text{ mm}^2$
A tulangan transversal balok	$= \frac{1}{4} \pi r^2 = \frac{1}{4} \pi (10^2) = 78,5398 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}
 D_{\text{balok}} &= h_b - \text{selimut beton} - D_{\text{tul. Transversal balok}} - (D_{\text{tul. Longitudinal balok}} / 2) \\
 &= 600 - 40 - 10 - (16/2) \\
 &= 542 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

### Syarat Tulangan Transversal pada Hubungan Balok Kolom

$$\text{Jumlah balok pada sisi joint} = 4$$

$$\begin{aligned}
 \frac{3}{4} \text{ lebar kolom} &= \frac{3}{4} (450) < b_b \\
 &= 337,5 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Karena terdapat 4 balok yang mengekang maka, jumlah tulangan transversal dapat diambil  $\frac{1}{2}$  dari kebutuhan tulangan trasversal pada daerah sendi plastis kolom.

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sh}}{s} &= 0,5 \times 4,749 \\
 &= 2,3745 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Karena terdapat 4 balok yang mengekang maka, jarak tulangan transversal diambil 100 mm, sehingga:

$$\text{Asumsi } S \text{ tulangan transversal} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Sehingga } A_{sh} &= 100 \times \frac{A_{sh}}{s} \\
 &= 100 \times 2,3745 \\
 &= 237,4517 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

**Dipasang 4D10-100** (Didapatkan dari perencanaan kolom)

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= 4 \times 78,5398 \text{ mm}^2 \\
 &= 314,1593 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Ash Pasang} > \text{Ash Minimal}$$

$$314,1593 \text{ mm}^2 > 237,4517 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

**Mpr Sisi Atas**

$$\text{Tulangan} = 4D19$$

$$a = \frac{4 \times 283,5287(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 350}$$

$$= 80,0552 \text{ mm}$$

$$\text{Mpr} = 4 \times 283,5287(1,25 \times 420) \times \left( 542 - \frac{80,0552}{2} \right)$$

$$= 298,8796 \text{ kNm}$$

**Mpr Sisi Bawah**

$$\text{Tulangan} = 2D19$$

$$a = \frac{4 \times 283,5287(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 350}$$

$$= 80,0552 \text{ mm}$$

$$\text{Mpr} = 4 \times 283,5287(1,25 \times 420) \times \left( 542 - \frac{80,0552}{2} \right)$$

$$= 298,8796 \text{ kNm}$$

Karena kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, maka faktor distribusi (DF) diambil sebesar 0,5 dan momen yang timbul pada kolom diatas joint adalah:

$$\text{Mc} = \text{DF} (\text{Mpr sisi atas} + \text{Mpr sisi bawah})$$

$$= 298,8796 \text{ kNm}$$

**Gaya Geser Dari Kolom sebelah Atas Sebesar**

$$V_{\text{goyangan}} = \frac{(\text{Mc} + \text{Mc})}{\text{tinggi kolom}}$$

$$= \frac{(298,8796 + 298,8796)}{3,5}$$

$$= 170,7883 \text{ kN}$$

**Untuk Sisi Kiri Joint (Tulangan Atas)**

$$\text{Gaya pada tulangan (T1)} = 1,25 \times (4 \times 283,5287) (420) / 1000$$

$$= 595,4103 \text{ kN}$$

Gaya tekan pada beton ( $C1 = T1$ ) = 595,4103 kN

**Untuk Sisi Kanan Joint (Tulangan Bawah)**

Gaya pada tulangan ( $T2$ ) =  $1,25 \times (4 \times 283,5287) (420) / 1000$

$$= 595,4103 \text{ kN}$$

Gaya tekan pada beton ( $C2 = T2$ ) = 595,4103 kN

**Kuat Geser dari Joint yang Terkekang**

$$V_j = T1 + C2 - V \text{ goyangan} = 595,4103 + 595,4103 - 170,7883$$

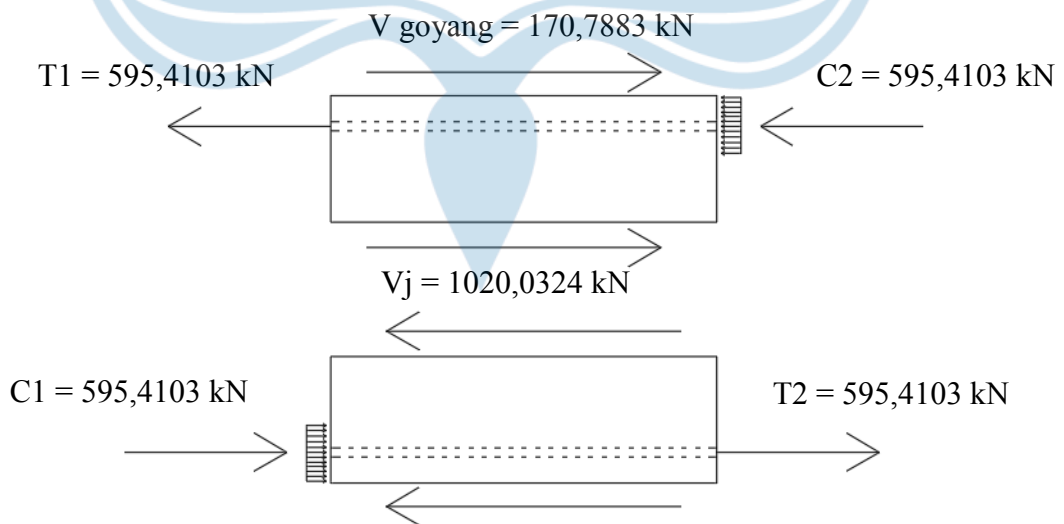
$$= 1020,0324 \text{ kN}$$

$$V_n = 1,7 \sqrt{f'c} \times AJ = 1721,25 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_j$$

$$1463,0625 \text{ kN} > 1020,0324 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

Maka digambarkan sebagai berikut:



Gambar 2.39 gaya geser pada join

### Kuat Geser Dari Joint Yang Terkekang

$$V_n = 1041,25 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 1041,25 \text{ kN} = 885,06 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_j$$

$$885,06 \text{ kN} > 382,9697 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

### Panjang Penyaluran Tulangan Untuk Bagian Tepi

$$l_{dh} = 295,5556 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Syarat: Untuk beton normal,  $l_{dh}$  yang diperoleh tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara  $8d_b$  dan  $150 \text{ mm}$

1.  $8d_b = 152 \text{ mm}$
2.  $150 \text{ mm}$

$l_{dh}$  yang digunakan adalah  $300 \text{ mm}$

Metode perhitungan yang digunakan dalam penjelasan ini sama dengan yang akan digunakan untuk bangunan-bangunan lainnya. Oleh karena itu, perhitungan untuk bangunan-bangunan lainnya akan disajikan secara terpisah dalam lampiran 7.