

## **BAB II**

### **PERENCANAAN STRUKTUR ATAS**

#### **2.1. Deskripsi Umum Struktur Bangunan**

Komponen pekerjaan struktur atas menggunakan material baja untuk struktur portal atap dan menggunakan material beton untuk struktur (pelat, balok, dan kolom). Pada bab ini akan dibahas secara lengkap mengenai proses desain struktur atas Museum Gempa Yogya 2006. Struktur bangunan yang memiliki rencana 3 lantai didesain menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (RPMK). Perencanaan yang ada pada struktur bangunan yaitu kolom, lantai, balok dan didesain menggunakan material baja. Pada struktur bawah Museum Gempa Yogya 2006 menggunakan beton bertulang dan fondasi *bored pile*.

#### **2.2. Peraturan dan Standar Perencanaan**

Beberapa peraturan dan standar perencanaan yang digunakan dalam perhitungan Perencanaan pekerjaan ini adalah sebagai berikut:

1. Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural ( SNI 1729:2015)
2. Beban minimum untuk Perencanaan bangunan gedung dan struktur lain ( SNI 1727:2013 )
3. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013).
4. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan (SNI 2847:2019).
5. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan NonGedung (SNI 1726:2019).

#### **2.3. Spesifikasi Material Struktur**

Spesifikasi material yang digunakan dalam perancangan struktur Museum Gempa Yogya 2006 di Yogyakarta adalah sebagai berikut:

1. Baja Profil 2L
  - a. Baja Profil yang digunakan adalah BJ 37 dengan tegangan leleh,  $f_y = 240$  MPa dan tegangan ultimit,  $f_u = 420$  MPa
  - b. Modulus Elastisitas baja,  $E_s = 200.000$  MPa
2. Baja Tulangan

- a. Baja tulangan dengan  $D > 12$  mm, digunakan baja tulangan ulir (*deform*) dengan tegangan leleh,  $f_y = 420$  MPa
  - b. Baja tulangan dengan  $D < 12$  mm, digunakan baja tulangan ulir (*deform*) dengan tegangan leleh,  $f_y = 280$  Mpa
3. Beton
- a. Kuat tekan beton pada umur 28 hari,  $f_c' = 30$  MPa
  - b. Modulus elastisitas beton,  $E_c : 4700\sqrt{f_c'} = 25,743$  MPa

#### 2.4. Preliminary Design

*Preliminary Design* adalah bagian awal dalam merancang sebuah struktur bangunan. Pada bagian *preliminary design* ini, dilakukan perhitungan untuk menentukan dimensi kolom dan balok yang kuat untuk menahan beban yang diberikan. Beban ini berasal dari berbagai sumber, seperti beban mati yang berupa bobot bangunan itu sendiri, dan beban hidup yang berupa beban manusia dan barang-barang yang diletakan pada bangunan.

Pada tahap *preliminary design* ini, ada beberapa hal yang harus diperhatikan antara lain ketahanan terhadap gaya geser, kuat tarik dan kuat tekan material yang digunakan, serta hubungan antara balok dan kolom pada bangunan. Setelah ditentukan dimensi awalnya, bagian selanjutnya yaitu, melakukan analisis dan perhitungan yang lebih detail untuk memastikan struktur yang direncanakan kuat dan aman.

##### 2.4.1 Rumus Preliminary Design

Perkiraan rancangan dimensi awal balok dan kolom menggunakan rumus perhitungan sebagai berikut:

1. Rumus Perhitungan Balok Induk :

- Tinggi balok  $= \frac{1}{15} \times$  bentang balok
- Lebar balok  $= \frac{2}{3} \times$  tinggi balok

2. Rumus perhitungan Balok Anak

- Tinggi balok  $= \frac{1}{16} \times$  bentang balok
- Lebar balok  $= \frac{1}{2} \times$  tinggi balok

3. Rumus perhitungan Kolom

- Dimensi kolom  $=$  lebar balok induk  $+ 2 \times 50$  mm
-

## 2.4.2 Hasil perhitungan

### 1. Perhitungan Balok Induk dengan bentang 8000 mm

$$\begin{aligned} \text{- Tinggi balok} &= \frac{1}{15} \times \text{bentang balok} \\ &= \frac{1}{15} \times 8000 \text{ mm} \\ &= 533.3 \text{ mm} \approx 550 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Lebar balok} &= \frac{2}{3} \times \text{tinggi balok} \\ &= \frac{2}{3} \times 550 \text{ mm} \\ &= 366,6 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 2. Perhitungan Balok Anak dengan bentang 7200 mm

$$\begin{aligned} \text{- Tinggi balok} &= \frac{1}{16} \times \text{bentang balok} \\ &= \frac{1}{16} \times 7200 \text{ mm} \\ &= 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Lebar balok} &= \frac{1}{2} \times \text{tinggi balok} \\ &= \frac{1}{2} \times 450 \text{ mm} \\ &= 225 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 3. Kolom dengan ukuran balok 400 mm × 550 mm

$$\begin{aligned} \text{- Dimensi kolom} &= \text{lebar balok induk} + 2 \times 50 \\ &= 400 + 2 \times 50 = 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

**Tabel 2.1 Dimensi Balok**

No.	Kode	Dimensi
1	B1	400 x 550
2	B2	350 x 550
3	B3	300 x 550

**Tabel 2.2 Dimensi Balok Anak**

No.	Kode	Dimensi
1	B1	300 x 450
2	B2	250 x 450
3	B3	200 x 450

**Tabel 2.3 Dimensi Kolom**

No.	Kode	Dimensi
1	K1	500 x 500
2	K2	450 x 450
3	K3	400 x 400

## 2.5. Ketidakberaturan Struktur

### 2.5.1 Ketidakberaturan Struktur Horizontal

Pada saat mendesain, struktur dapat di klasifikasikan sebagai struktur beraturan dan struktur tidak beraturan berkaitan dengan Pasal 7.3.2 SNI 1726: 2019. Ketidakberaturan ini dibedakan menjadi 2 yaitu horizontal dan vertikal, untuk detailnya dapat dilihat pada tabel 2.4.

**Tabel 2.4 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur**

**Tabel 2.4 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur**

	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Sejamik
1a	Ketidakteraturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_s = 1,0$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	Tabel 16	D, E, dan F E, C, D, E dan F C, D, E dan F C, D, E dan F D, E dan F E, C, D, E dan F
1b	Ketidakteraturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_s = 1,0$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku.	Tabel 16	E dan F D E, C, dan D C, dan D C, dan D D E, C, dan D
2	Ketidakteraturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3	Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai	Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F

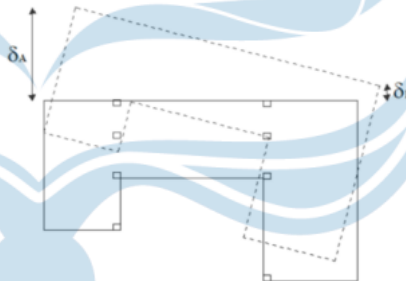
	daerah terpasang, atau terbuka lebih besar 50% daerah diafragma kaku yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.		
4	Ketidakteraturan akibat percepatan tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tabanan gaya lateral, seperti percepatan tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5	Ketidakteraturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	Tabel 16	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

## 1. Ketidakteraturan Torsi

Menurut SNI-1726-2019, tipe ketidakteraturan torsi 1a dan 1b diidentifikasi berdasarkan defleksi maksimum ( $\delta_{max}$ ), defleksi minimum ( $\delta_{min}$ ), dan defleksi rata-rata ( $\delta_{avg}$ ).  $\delta_{max}$  kurang dari  $1,2 \delta_{avg}$  = tanpa ketidakteraturan torsi.

### a. Ketidakteraturan Torsi

Memiliki arti jika simpangan antar lantai tingkat maksimum (torsi yang dihitung termasuk torsi tidak terduga) di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur.



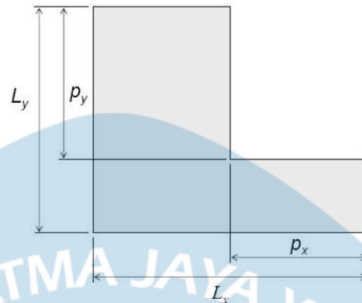
**Gambar 2.1 Ketidakteraturan Torsi**

### b. Ketidakteraturan Torsi Berlebih

Simpangan antar tingkat maksimum di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur karena torsi tak terduga dengan  $A_x = 1,0$ . Hanya struktur dengan diafragma kaku atau setengah kaku yang rasionya lebih besar dari 1,4 memenuhi persyaratan ketidakteraturan torsi berlebihan dalam pasal referensi. Konstruksi ini tidak mengalami torsi yang berlebihan.

## 2. Ketidakteraturan Sudut Dalam

Diartikan jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau yang dapat dilihat pada gambar 2.3.



**Gambar 2.2 Ketidakberaturan Sudut Dalam**

$$L_x = 72 \text{ m}$$

$$P_x = 0 \text{ m}$$

$$15\% L_x = 15\% \times 72 = 10,8$$

$P_x > 15\% L_x$ , maka ketidakberaturan sudut dalam terjadi

$$L_y = 80 \text{ m}$$

$$P_y = 0 \text{ m}$$

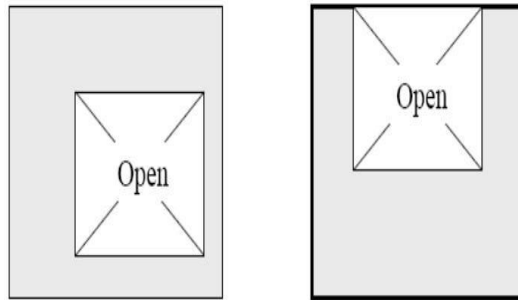
$$15\% L_y = 15\% \times 80 = 12$$

$P_y < 15\% L_y$ , berdasarkan pengecekan ketidakberaturan sudut dalam, didapatkan hasil bahwa kedua proyeksi denah struktur dalam kurang dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan sehingga tidak terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 2 pada struktur yang ditinjau.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma,

Jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya **(Gambar 2.3)**



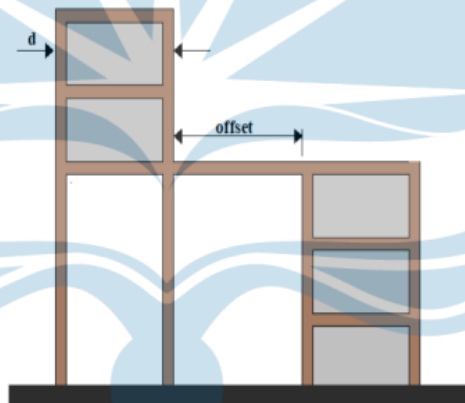


**Gambar 2.3 Ilustrasi Pengecekan Ketidakteraturan Horizontal Tipe 3**

Berdasarkan pengecekan ketidakteraturan sudut dalam, diperoleh hasil bahwa tidak terdapat ketidakteraturan horizontal tipe 3 pada struktur yang ditinjau.

4. Ketidakteraturan pergeseran melintang terhadap bidang

Dapat di artikan ada, jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya seperti pada gambar 2.4.



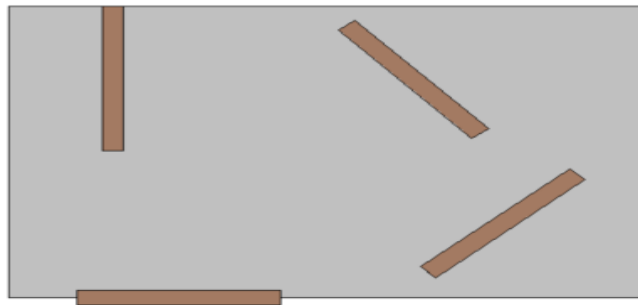
**Gambar 2. 4 Ilustrasi Pengecekan Ketidakteraturan Horizontal Tipe 4**

Sumber : SNI 1726 – 2019

Karena tidak ada pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral pada bangunan yang ditinjau dan tidak ada penurunan kekakuan elemen pemikul pada tingkat di bawahnya, tidak ada ketidakteraturan yang disebabkan oleh diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral.

5. Ketidakteraturan sistem *nonparalel*

Ketidakteraturan sistem *nonpararel* adalah elemen penahan vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan



(e) Ketidakberaturan 5

## Gambar 2.5 Ilustrasi Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5

Sumber : SNI 1726 – 2019

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan sudut dalam, tidak terdapat ketidakberaturan horizontal tipe .

### 2.5.2 Ketidakberaturan Vertikal Struktur

Tabel 2.5 Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan Vertikal Struktur

Tabel 2.5 Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan Vertikal Struktur

	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ad ajika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismic di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismic tingkat di dekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4	Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari Panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	0 0 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismic yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral pada suatu tingkat	0 0 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F



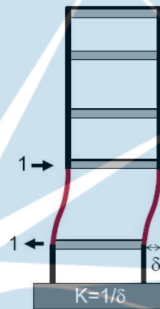
<p>kurang dari 65% kekakuan lateral tingkat di atasnya. Kekakuan lateral tingkat adalah kekakuan total semua elemen pemikul seismic yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.</p>	
---	--

Berikut disajikan hasil perhitungan dan pengecekan terhadap ketidakberaturan vertikal struktur :

1a. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak

Didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya.

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 1a pada struktur yang ditinjau.



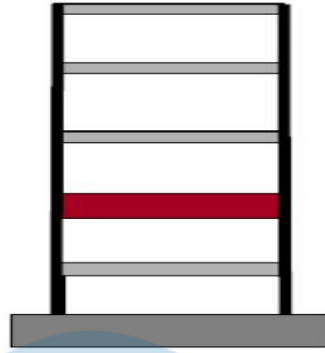
**Gambar 2.6 Ilustrasi Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal**

1b. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan

Diartikan sebagai bila ada suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya. Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 1b pada struktur yang ditinjau.

2. Ketidakberaturan berat (massa)

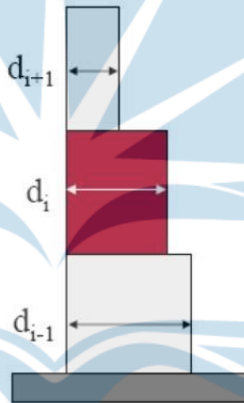
Didefinisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau (Gambar 2.8). Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan berat (massa), didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 2 pada struktur yang ditinjau.



**Gambar 2.7 Ilustrasi Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2**

3. Ketidakberaturan geometri vertikal

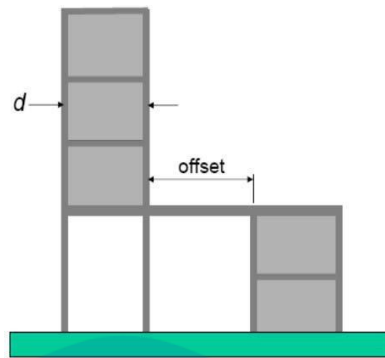
Didefinisikan ada jika dimensi vertikal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat. Didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 3 pada struktur yang ditinjau. Dapat dilihat dari gambar 2.9.



**Gambar 2.8 Ilustrasi Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3**

4. Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal

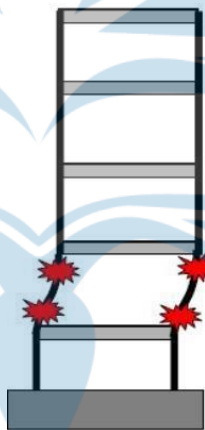
Diartikan jika pergeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya. Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 4 pada struktur, ilustrasi gambarnya dapat dilihat pada gambar 2.10.



**Gambar 2.9 Ilustrasi Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4**

5a. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat

Didefinisikan ada jika ketidakberaturan kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau (lihat **Gambar 2.11**). pengecekan ketidakberaturan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat, didapatkan hasil bahwa tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 5a pada struktur yang ditinjau.



**Gambar 2. 10 Ilustrasi Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5a dan 5b**

5b. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan

Kuat lateral tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau (lihat **Gambar 2.11**). didasari oleh pengecekan tidak beraturan diskontinuitas dalam tidak beraturan kuat lateral tingkat yang berlebihan, hasil yang didapatkan adalah tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 5b pada struktur yang ditinjau.

### 2.5.3 Menentukan Fleksibilitas Difragma

Dalam menentukan struktur yang mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal, diafragma harus dimodelkan sebagai *semi-rigid*. Dalam pekerjaan ini,

struktur gedung Museum Gempa Yogya 2006 tidak memiliki ketidakberaturan struktur horizontal sehingga diafragma dimodelkan sebagai diafragma rigid.

## 2.6. Perencanaan Pembebanan Struktur

### 2.6.1 Beban Gravitasi

Menurut SNI 1727:2013, Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain, beban gravitasi dalam desain struktur terdiri dari berat sendiri struktur/beban mati (DL), beban mati tambahan/beban mati tambahan (ADL), dan beban hidup/beban hidup (LL).

#### a. Beban Mati Sendiri (DL)

Berat sendiri struktur/*dead load* merupakan berat dari masing-masing komponen struktur yang berupa pelat lantai, balok, kolom, dll yang menjadi bagian dari struktur utama sebuah bangunan. Dalam pemodelan struktur yang dalam hal ini menggunakan software, berat struktur akan dihitung langsung oleh *software* berdasarkan data berat jenis material yang digunakan dan dimensi komponen struktur yang diinputkan ke dalam *software*.

#### b. Beban Hidup (LL)

Beban hidup/*live load* adalah beban yang terjadi akibat penggunaan struktur bangunan. Beban hidup tersebut merupakan beban yang berasal dari orang/barang yang dapat berpindah tempat.

#### c. Beban Hidup (SIDL)

Beban mati tambahan/*additional dead load* adalah beban tambahan akibat penggunaan komponen non-struktural (arsitekural dan MEP) yang melekat dan membebani struktur utama bangunan. Berikut merupakan beban mati tambahan pada struktur bangunan :

#### 1. Beban Mati Tambahan pada pelat lantai

a. Berat sendiri	= 6 kN/m <sup>2</sup>
b. Beban finishing	= 0,41 kN/m <sup>2</sup>
c. Plafond	= 0,2 kN/m <sup>2</sup>
d. MEP	= 0,2 kN/m <sup>2</sup>
e. Spesi ( 3cm )	= 0,69 kN/m <sup>2</sup>
f. Keramik	= 0,48 kN/m <sup>2</sup>

$$\text{Total Beban Mati Tambahan} = 9,16 \text{ kN/m}^2$$

## 2.6.2 Beban Gempa

Beban gempa ditetapkan berdasarkan SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Dalam perhitungan beban gempa, disajikan Langkah-langkahnya sebagai berikut:

### 1. Menentukan kategori risiko bangunan (I-IV)

Kategori risiko bangunan ditentukan berdasarkan fungsi operasional/jenis pemanfaatan dari suatu bangunan. Dalam SNI 1726:2019, kategori risiko bangunan dibedakan menjadi 4 jenis yaitu kategori risiko I, II, III, dan IV (lihat gambar 2.12). Dalam pekerjaan ini, struktur museum gempa yogyakarta 2006 termasuk dalam kategori gedung perkantoran sehingga ditetapkan sebagai kategori risiko bangunan IV.

**Tabel 2.6 Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung**

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan.</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <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
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> </ul>	III

<ul style="list-style-type: none"> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <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</li> </ul>	IV



Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	
---	--

2. Menentukan faktor keutamaan gempa ( $I_e$ )

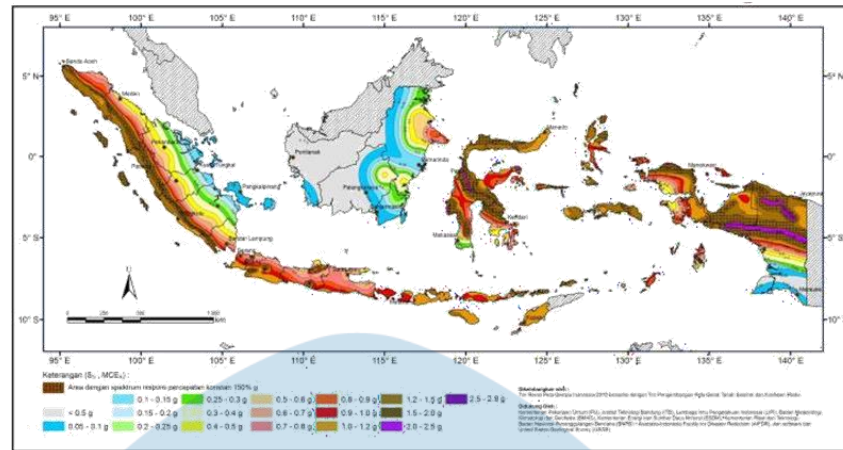
Faktor keutamaan gempa ditentukan berdasarkan kategori risiko bangunan. Dalam Tabel 4 disajikan faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) sesuai dengan SNI 1726:2019. Dalam pekerjaan ini, struktur museum yaitu museum gempa 2006 diklasifikasikan dalam risiko bangunan IV sehingga faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) ditetapkan sebesar 1,50.

**Tabel 2.7 Faktor keutamaan gempa ( $I_e$ )**

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ )
I atau II	1,00
III	1,25
<b>IV</b>	<b>1,50</b>

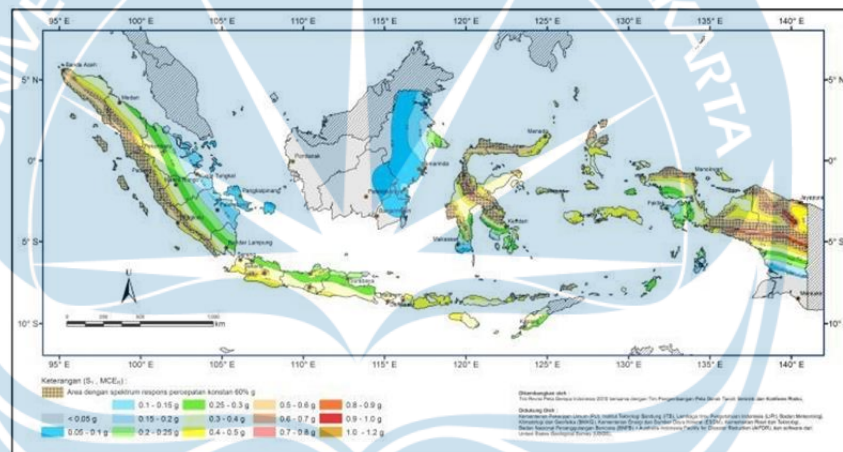
3. Menentukan parameter percepatan tanah  $S_s$  dan  $S_1$

Properti tanah di lokasi proyek memengaruhi parameter percepatan tanah  $S_s$  dan  $S_1$ . Untuk menghitung respons spektral percepatan gempa MCER (Maximum Considered Earthquake) di permukaan tanah, nilai  $S_s$  dan  $S_1$  digunakan. Parameter  $S_s$  dan  $S_1$  adalah parameter respons spektral percepatan gempa MCER (Maximum Considered Earthquake) yang ditetapkan selama periode pendek dan 1,0 detik. Gambar 2.1 dan 2.2 menunjukkan nilai  $S_s$  dan  $S_1$  untuk gempa maksimal yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) pada batuan dasar. Dalam pekerjaan ini, lokasi bangunan berada di Kota Yogyakarta sehingga digunakan nilai  $S_s = 1,1070$  dan  $S_1 = 0,5070g$ .



**Gambar 2. 11 Ss, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget MCER**

Pada batuan dasar untuk periode pendek (0,2 detik) (Sumber: SNI 1726:2019)



**Gambar 2.12 Ss, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget MCER**

Pada batuan dasar untuk periode 1 detik (Sumber: SNI 1726:2019)

4. Menentukan klasifikasi situs SA-SF

Selama proses perencanaan, karakteristik lokasi proyek, terutama yang berkaitan dengan aspek geoteknik, harus diidentifikasi dengan baik melalui kegiatan penyelidikan lokasi proyek, yang dapat berupa penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium. Hasil penyelidikan lokasi proyek juga akan digunakan sebagai dasar untuk menentukan klasifikasi situs. SNI 1726:2019 mendefinisikan klasifikasi situs menjadi enam kategori: batuan keras (SA), batuan (SB), tanah keras (SC), tanah sedang (SD), tanah lunak (SE), dan tanah khusus (SF). yang dapat dilihat pada gambar 2.15.

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
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	$\geq 100$
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 0)	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		

**CATATAN:** N/A = tidak dapat dipakai

**Gambar 2.13 Tabel Klasifikasi Situs**

**Tabel 2.8 Uji N-SPT**

Kedalaman di permukaan tanah	Ni	Kedalaman (di)	di/Ni
0 sd 2	6	2	0,3333
2 sd 4	21	4	0,0952
4 sd 6	27	6	0,0740
6 sd 8	41	8	0,0487
8 sd 10	43	10	0,0465
10 sd 12	45	12	0,0444
12 sd 14	17	14	0,1176
14 sd 16	16	16	0,1250
16 sd 18	26	18	0,0769
18 sd 20	30	20	0,0666
20 sd 22	24	22	0,0833
22 sd 24	52	24	0,0384
24 sd 26	55	26	0,0363
26 sd 28	55	28	0,0363
28 sd 30	57	30	0,0350
30 sd 32	58	32	0,0344

32 sd 34	60	34	0,3333
34 sd 36	60	36	0,3333
36 sd 38	60	38	0,3333
38 sd 40	60	40	0,3333

Berdasarkan hasil uji N-SPT di lapangan, didapatkan nilai  $N = 28,0496$  dengan hasil tersebut, proyek ini termasuk dalam klasifikasi situs tanah sedang (SD). Data N-SPT selengkapnya dapat dilihat dalam laporan penyelidikan tanah. Rumus mencari nilai N-SPT adalah  $N = (\sum di) / (\sum Ni)$

5. Menentukan koefisien situs ( $F_a$  dan  $F_v$ )

Faktor amplifikasi pada periode 0,2 detik ( $F_a$ ) dan 1 detik ( $F_v$ ) diperlukan untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan di permukaan tanah. Faktor amplifikasi pada periode 0,2 detik ( $F_a$ ) ditentukan oleh kelas situs dan parameter percepatan tanah untuk periode 0,2 detik ( $S_s$ ), sedangkan faktor amplifikasi pada periode 1 detik ( $F_v$ ) ditentukan oleh kelas situs dan parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1 detik ( $S_s$ ). Penentuan koefisien situs ( $F_a$  dan  $F_v$ ) didasarkan pada tabel 2.10.

**Tabel 2.9 Koefisien situs  $F_a$**

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_{R_s}$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Catatan:

- a. Untuk nilai-nilai antara  $S_s$ , dapat dilakukan interpolasi linier

- b. SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat
- c. Untuk nilai- nilai antara S1,dapat dilakukan interpolasi linear
- d. SS= situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon situs- spesifik

**Tabel 2.10 Koefisien situs  $F_v$**

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE <sub>r</sub> ) ditetapkan pada periode 1 detik, $S_1$					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS <sup>(a)</sup>					

Sumber: SNI 1726:2019

Berdasarkan tabel 2.10 dan tabel 2.11, untuk kelas situs SD (tanah sedang) didapatkan nilai  $F_a$  dan  $F_v$  berturut-turut 1,51 dan 2,05. Selanjutnya nilai  $F_a$  dan  $F_v$  tersebut digunakan untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) yang dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

- 1)  $SMS = F_a \times S_s = 1,170g$
- 2)  $SM1 = F_v \times S1 = 0,761g$  (pers 7 & 8 SNI 1726:2019)

6. Menghitung parameter percepatan desain (SDS dan SD1)

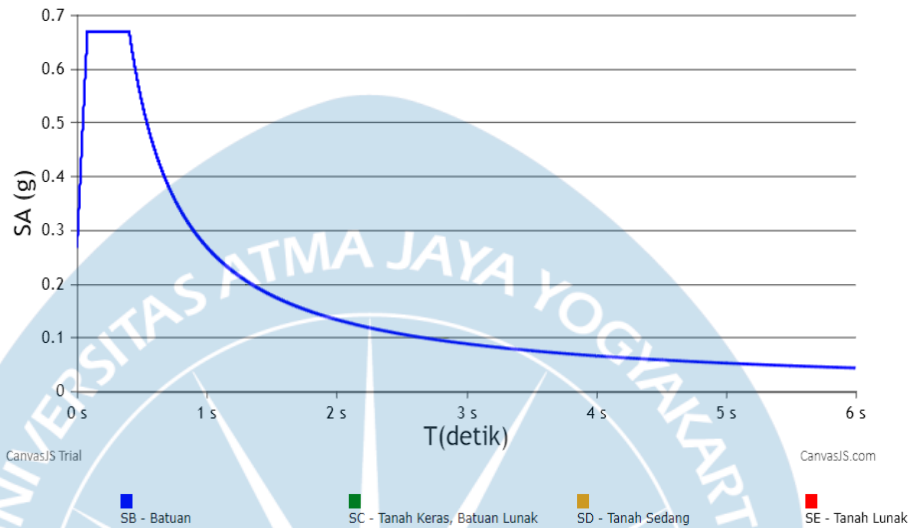
Pada langkah sebelumnya sudah didapatkan nilai SMS dan SM1. Selanjutnya berdasarkan nilai SMS dan SM1 tersebut, parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek 0,2 detik (SDS) dan periode 1 detik (SD1) perlu ditetapkan untuk menyusun kurva respons spektra. Nilai SDS dan SD1 dihitung menggunakan persamaan berikut :

- a.  $SDS = 2/3 \times SMS = 0,78g$
- b.  $SD1 = 2/3 \times SM1 = 0,5073g$  (pers 9 & 10 SNI 1726:2019)

7. Menyusun kurva respon desain

Berdasarkan parameter respon *spectra* yang dihitung pada tahap sebelumnya, kurva respon spectra dapat disusun sebagai berikut :

### Spektrum Respon Desain



Tabel 2.11 Nilai periode dan percepatan respons spectra

T (detik)	Keterangan	Sa (g)	Keterangan
SD1	0	0.268	0.4 SDS
0.08	T0	0.67	SDS
0.4	TS	0.67	SDS
0.4	TS+0	0.675	$S_a = SD1/T$
0.5	TS + 0,1	0.540	$S_a = SD1/T$
0.6	TS + 0,2	0.450	$S_a = SD1/T$
0.7	TS + 0,3	0.386	$S_a = SD1/T$
0.8	TS+0,4	0.338	$S_a = SD1/T$
0.9	TS+0,5	0.300	$S_a = SD1/T$
1	TS+0,6	0.270	$S_a = SD1/T$
1.1	TS+0,7	0.245	$S_a = SD1/T$
1.2	TS+0,8	0.225	$S_a = SD1/T$



1.3	TS+0,9	0.208	Sa = SD1/T
1.4	TS+1	0.193	Sa = SD1/T
1.5	TS+1,1	0.180	Sa = SD1/T
1.6	TS+1,2	0.169	Sa = SD1/T
1.7	TS+1,3	0.159	Sa = SD1/T
1.8	TS+1,4	0.150	Sa = SD1/T
1.9	TS+1,5	0.142	Sa = SD1/T
2	TS+1,6	0.135	Sa = SD1/T
2.1	TS+1,7	0.129	Sa = SD1/T
2.2	TS+1,8	0.123	Sa = SD1/T
2.3	TS+1,9	0.117	Sa = SD1/T
2.4	TS+2	0.113	Sa = SD1/T
2.5	TS+2,1	0.108	Sa = SD1/T
2.6	TS+2,2	0.104	Sa = SD1/T
2.7	TS+2,3	0.100	Sa = SD1/T
2.8	TS+2,4	0.096	Sa = SD1/T
2.9	TS+2,5	0.093	Sa = SD1/T
3	TS+2,6	0.090	Sa = SD1/T
3.1	TS+2,7	0.087	Sa = SD1/T
3.2	TS+2,8	0.084	Sa = SD1/T
4.4	TS+4	0.061	Sa = SD1/T

8. Menentukan kategori desain seismik (KDS: A-F)

Struktur yang didesain harus ditetapkan termasuk dalam kategori desain seismik (KDS) sesuai dengan Tabel 8 SNI 1726:2019. Dalam tabel 2.12 dan tabel 2.13 disajikan kategori desain seismik yang didasarkan pada hubungan SDS dan SD1 dengan KDS.

**Tabel 2.12 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Nilai SDS**

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	B
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	C
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

**Tabel 2.13 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Nilai SDI**

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

Dalam pekerjaan ini, berdasarkan tabel 2.12 dan tabel 2.13 didapatkan kategori desain seismik KDS tipe D pada kategori risiko IV.

9. Menentukan sistem dan parameter struktur ( $R$ ,  $C_d$ ,  $\Omega_0$ )

Sistem struktur penahan gaya gempa diizinkan untuk ditetapkan berbeda pada masing-masing sumbu ortogonal struktur. Parameter  $R$ ,  $C_d$ ,  $\Omega_0$  untuk setiap tipe sistem struktur penahan gaya gempa disajikan dalam Tabel 2.14.

**Tabel 2.14  $R$ ,  $C_d$ ,  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa**

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^b$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^c$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>d</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
<b>C. Sistem rangka pemikul momen</b>								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>k</sup>	TI <sup>k</sup>	TI <sup>k</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>l</sup>	TI <sup>l</sup>	TI <sup>l</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus <sup>m</sup>	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan <sup>n</sup>	3½	3 <sup>o</sup>	3½	10	10	10	10	10
<b>D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan</b>								

1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus <sup>9,h</sup>	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa <sup>9</sup>	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB

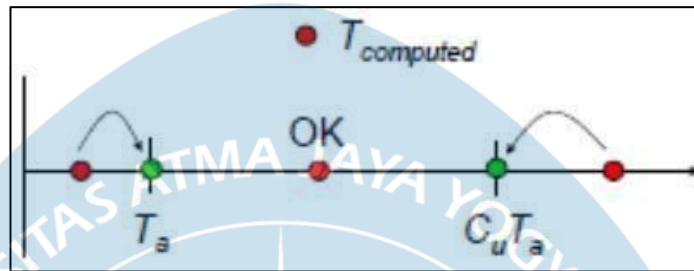
Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^b$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^c$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>d</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
<b>E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan</b>								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus <sup>p</sup>	6	2½	5	TB	TB	10	TI	TI
2. Dinding geser beton bertulang khusus <sup>9,h</sup>	6½	2½	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2½	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5½	2½	4½	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3½	2½	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
8. Dinding geser beton bertulang biasa <sup>9</sup>	5½	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
<b>F. Sistem interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa<sup>9</sup></b>	4½	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
<b>G. Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk :</b>								
1. Sistem kolom baja dengan kantilever khusus	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1¼	1¼	1¼	10	10	TI'	TI'	TI'
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus <sup>m</sup>	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1½	1¼	1½	10	10	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1¼	1	10	TI	TI	TI	TI
6. Rangka kayu	1½	1½	1½	10	10	10	TI	TI
<b>H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilever</b>	3	3	3	TB	TB	TI	TI	TI

Sistem struktur penahan gaya gempa yang digunakan pada struktur rumah tinggal adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sehingga diperoleh parameter struktur sebagai berikut:

$$R = 8, C_d = 5,5, \text{ dan } \Omega_0 = 3$$

#### 10. Menentukan Periode Fundamental Alami Struktur (T)

Nilai koefisien respons seismik ( $C_s$ ) dan gaya geser dasar seismik (VELF) dipengaruhi oleh periode fundamental alami struktur. Periode struktur yang digunakan dapat diambil sebesar  $T_a$  jika periode struktur yang lebih akurat ( $T_c$ ) tidak ada. Nun, jika periode struktur yang lebih akurat ( $T_c$ ) diperoleh melalui pemodelan struktur, periode struktur yang digunakan harus ditetapkan dengan mengikuti ketentuan berikut:



**Gambar 2.15 Penentuan periode struktur yang digunakan**  
(Sumber: FEMA 481)

Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) ditentukan dengan berdasarkan persamaan:  $T_a = C_t \cdot h_n^x$ . Dimana  $h_n$  adalah ketinggian struktur (dalam m), sedangkan koefisien  $C_t$  dan  $x$  ditentukan berdasarkan Tabel 2.15

**Tabel 2.15 Penentuan Koefisien  $C_t$  dan  $x$**

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

Untuk mendapatkan nilai koefisien batas atas periode struktur yang dihitung ( $C_u$ ) ditetapkan berdasarkan Tabel 2.16

**Tabel 2.16 Nilai Koefisien Cu**

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

Pada perancangan ini, struktur yang digunakan adalah rangka pemikul momen khusus sehingga didapatkan nilai  $C_t = 0,0466$  dan  $x = 0,9$  di dapatkan dari Tabel 2.16. Selanjutnya nilai  $SD1 = 0,507$  g didapatkan koefisien  $C_u = 1,4$ . Sehingga didapatkan nilai  $T_a = 0,703$  detik dan  $C_u.T_a = 0,984$  detik, sehingga periode struktur yang digunakan dalam analisis beban gempa dengan prosedur ELF adalah 0,703 detik.

11. Menentukan Koefisien Respons Seismik ( $C_s$ )

Koefisien respons seismik ( $C_s$ ) ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$C_s = SDS / (R / I_e)$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung sesuai dengan persamaan di atas tidak perlu melebihi nilai  $C_s$  yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_s < SD1 / (T \times R / I_e)$$

Namun nilai  $C_s$  harus tidak boleh kurang dari  $C_s$  yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_s > 0,044 SDS \quad I_e \geq 0,01$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana  $S1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka  $C_s$  harus tidak kurang dari :

$$C_s > (0,5 \times S1) / (R / I_e)$$

Pada pekerjaan ini, hasil perhitungan koefisien respons seismik ( $C_s$ ) didapatkan hasil :

**Tabel 2.17 Perhitungan Koefisien Respons Seismik ( $C_s$ )**

Rumus	Hasil Perhitungan
$C_s = SDS / (R / I_e)$	0,1462
$C_s < SD1 / (T \times (R / I_e))$	0,1351
$C_s < SD1 T_L / T^2 (R / I_e)$	0,7690
$C_s > 0,044 SDS \quad I_e \geq 0,01$	0,0514
$C_s > 0,5 S1 / (R / I_e)$	0,0475



## 2.7. Kombinasi Beban Rencana

Berdasarkan Pasal 4.2.2 SNI 1726:2012 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, kombinasi beban ultimit ditetapkan yaitu sebagai berikut:

1.  $1,4DL$
2.  $1,2DL + 1,6DL + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
3.  $1,2 + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (0,1L \text{ atau } 0,5W)$
4.  $1,2DL + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
5.  $1,2DL + 1,0E + 1,0LL$
6.  $0,9DL + 1,0W$
7.  $0,9DL + 1,0E$

Kombinasi beban nomor 5 dan 7 merupakan kombinasi beban gempa yang diatur secara khusus dalam Pasal 7.4 SNI 1726:2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung, yaitu sebagai berikut:

1.  $(1,2+0,2 \text{ SDS}) DL + 1,0LL \pm 0,3\rho Ex \pm 1,0\rho Ey$
2.  $(1,2+0,2 \text{ SDS}) DL + 1,0LL \pm 1,0\rho Ex \pm 0,3\rho Ey$
3.  $(0,9-0,2 \text{ SDS}) DL \pm 0,3\rho Ex \pm 1,0\rho Ey$
4.  $(0,9-0,2 \text{ SDS}) DL \pm 1,0\rho Ex \pm 0,3\rho Ey$

Kombinasi beban layan ditetapkan berdasarkan Pasal 4.2.3 SNI 1726:2012 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, yaitu sebagai berikut:

1.  $DL$
2.  $DL + LL$
3.  $DL + (Lr \text{ atau } R)$
4.  $DL + 0,75LL + 0,75(Lr \text{ atau } R)$
5.  $DL + (0,6W \text{ atau } 0,7E)$
6.  $DL + 0,75(0,6W \text{ atau } 0,7E) + 0,75LL + 0,75(Lr \text{ atau } R)$
7.  $0,6DL + 0,6W$
8.  $0,6DL + 0,7E$

dimana keterangannya sebagai berikut,

$DL$  = Beban mati (berat sendiri struktur dan beban mati tambahan)

$LL$  = Beban hidup

$Lr$  = Beban hidup pada struktur atap



R = Beban hujan  
W = Beban angin  
Ex = Beban gempa arah x  
Ey = Beban gempa arah y  
P = Faktor Redudansi  
SDs = Parameter kecepatan spectral desain untuk periode pendek 0,2 detik

Untuk mendapatkan nilai kombinasi beban ultimit yang digunakan dapat dilihat pada tabel 2.18.

**Tabel 2.18 Kombinasi Beban Ultimit**

Nomor	DL	SIDL	LL	L <sub>r</sub>	R	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>	E <sub>x</sub>	E <sub>y</sub>
1	1,1	1,4	1,4						
2	2,1	1,2	1,2	1,6	0,5				
	2,2	1,2	1,2	1,6		0,5			
3	3,1	1,2	1,2	1	1,6				
	3,2	1,2	1,2		1,6	0,5			
	3,3	1,2	1,2		1,6		0,5		
	3,4	1,2	1,2		1,6	0,375	0,375		
	3,5	1,2	1,2	1	1,6				
	3,6	1,2	1,2		1,6	0,5			
	3,7	1,2	1,2		1,6		0,5		
	3,8	1,2	1,2		1,6	0,375	0,375		
4	4,1	1,2	1,2	1	0,5	1			
	4,2	1,2	1,2	1	0,5		1		
	4,5	1,2	1,2	1	0,5	0,75	0,75		
	4,3	1,2	1,2	1		0,5	1		
	4,4	1,2	1,2	1		0,5		1	
	4,6	1,2	1,2	1		0,5	0,75	0,75	
5	5,1	0,9	0,9			1			
	5,2	0,9	0,9				1		
	5,3	0,9	0,9			0,75	0,75		
6	6,1	1,3570	1,3570	1				1	0,3
	6,2	1,3570	1,3570	1				1	-0,3
	6,3	1,3570	1,3570	1				-1	0,3
	6,4	1,3570	1,3570	1				-1	-0,3
	6,5	1,3570	1,3570	1				0,3	1
	6,6	1,3570	1,3570	1				-0,3	1
	6,7	1,3570	1,3570	1				0,3	-1
	6,8	1,3570	1,3570	1				-0,3	-1
7	7,1	0,7430	0,7430					1	0,3
	7,2	0,7430	0,7430					1	-0,3
	7,3	0,7430	0,7430					-1	0,3
	7,4	0,7430	0,7430					-1	-0,3
	7,5	0,7430	0,7430					0,3	1
	7,6	0,7430	0,7430					-0,3	1
	7,7	0,7430	0,7430					0,3	-1
	7,8	0,7430	0,7430					-0,3	-1

## 2.8. Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur dilakukan untuk mengidentifikasi gaya dalam yang terjadi pada

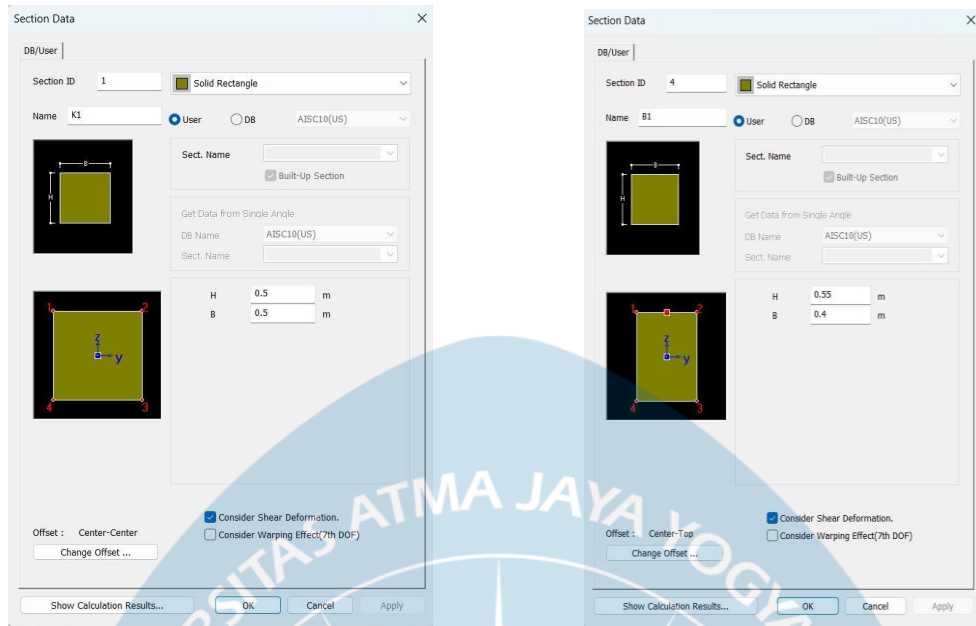
komponen struktur dan bagaimana beban yang bekerja memengaruhinya. Untuk mendesain dimensi penampang elemen struktur yang diperlukan, hasil pemodelan struktur akan digunakan sebagai dasar. Beberapa idealisasi digunakan untuk menghasilkan model struktur. Misalnya, pelat lantai dianggap sebagai komponen shell, sedangkan balok dan kolom dianggap sebagai komponen frame. Melalui pengurangan momen inersia penampang elemen struktur, pemodelan struktur dapat melihat bagaimana kerusakan beton terjadi selama gempa. Untuk menyeimbangkan nilai penurunan terhadap inersia elemen struktur, momen inersia elemen struktur balok dikurangi menjadi 35% dari momen inersia awal, dan momen inersia pelat lantai dikurangi menjadi 25%. Namun, momen inersia pada kolom dikurangi menjadi 70% dari momen inersia awal.

Struktur gedung didesain dengan menggunakan sistem struktur berupa struktur rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Struktur tersebut dimodelkan dalam model 3 dimensi (*3D Models*) menggunakan bantuan *software* seperti pada gambar 2.17. Material struktur juga diinputkan langsung di *software* seperti pada gambar 2.16. Material yang digunakan dalam analisis struktur adalah sebagai berikut :

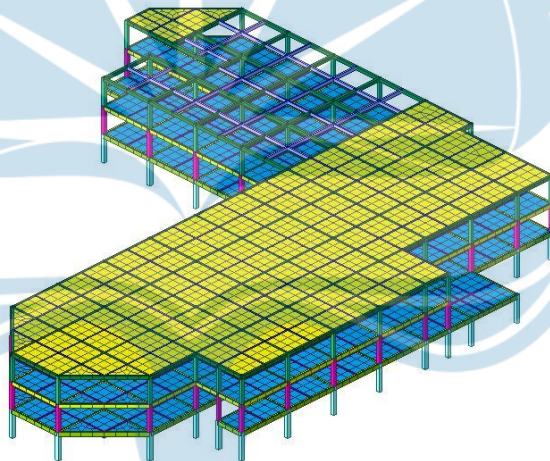
Baja : B 37  
Beton :  $f_c'$  30 Mpa

### **2.8.1 Profil Balok dan Kolom**

Perancangan profil kolom dan balok serta pemodelan struktur dilakukan pada *software Midas Gen* dapat dilihat dari gambar 2.19 dan 2.20.



**Gambar 2.16 Properti Kolom dan Balok**



**Gambar 2.17 Pemodelan Struktur Menggunakan Midas Gen**

## 2.9. Perencanaan Atap

Perencanaan menggunakan kuda-kuda baja (frame) dengan bentuk atap limasan dan untuk penutup atap digunakan genteng metal.

### 2.9.1. Gording Atap

#### 1. Perhitungan Gording

Data yang diketahui :

Baja 37 dengan Spesifikasi,

$F_u$  : 370 Mpa

Fy : 240 Mpa

E : 200.000 Mpa

G : 80.000 Mpa

Gording kanal C dengan dimensi 100x50x20 (t: 2,8 mm) dengan spesifikasi,

A : 5,59 cm<sup>2</sup>

Unit Weight:

I<sub>x</sub> : 87 cm<sup>4</sup>

I<sub>y</sub> : 20 cm<sup>4</sup>

Z<sub>x</sub> : 17,3 cm<sup>4</sup>

Z<sub>y</sub> : 6,5 cm<sup>4</sup>

Jarak antar gording : 1 m

Sudut : 35°

Sinα : 0,573576436

Cosα : 0,819152044

Jarak Antar kuda-kuda : 4 m

Massa atap : 5,5 kg/m<sup>2</sup> (Genteng Metal Galvalum)

: 0,055 kN/m<sup>2</sup>

### 1. Rencana Pembebanan Gording

*Dead Load Gording* : Berat sendiri : 0,04 kN/m<sup>2</sup>

Berat atap : 0,067 kN/m<sup>2</sup>

Berat plafond : 0,20 kN/m<sup>2</sup>

: Berat sendiri + Berat atap + Berat plafond

= 0,311 kN/m<sup>2</sup>

*Live Load Gording* : 0,96 = 1 kN/m<sup>2</sup>

Jumlah gording : 22

### 2. Perencanaan Sagrod

Jumlah Gording = 22

Rencana Pembebanan pada Sag Rod

$$F_t, \text{ Dead Load} : n \times \left( \frac{\text{jarak antar kuda-kuda}}{2} \times \text{dead load gording} \times \sin \alpha \right)$$

$$: 22 \times \left( \frac{4}{3} \times 0,311 \times \sin 35^\circ \right) = 7,8499 \text{ kN}$$

$$F_t, \text{ Live Load} : \frac{n}{2} \times \text{live load gording} \times \sin \alpha$$

$$: \frac{22}{2} \times 1 \times \sin 32^\circ = 6,0570$$

Kombinasi beban untuk Sag Rod

$$1,4 D \quad : 10,9899 \text{ kN}$$

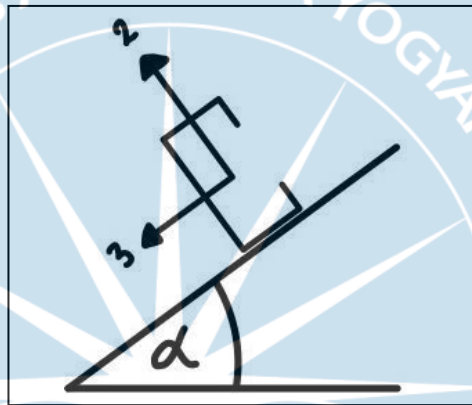
$$1,2 D + 1,6 L \quad : 19,1110 \text{ kN}$$

$$\text{A Sag Rod} \quad : 11,092 \times \frac{10^3}{240}$$

$$: 46,2 \text{ kN}$$

Diameter Sag Rod : 10 mm

## 2. Perhitungan Momen pada Gording



**Gambar 2.18 Skesta Momen pada Gording**

Beban Gording yang ditinjau dari arah Sumbu 2 seperti padagambar 2.21 adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} M3, D & : 1/8 q \cos \alpha L^2 \\ & : 0,5096 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M2, L & : 1/4 P \cos \alpha L \\ & : 0,7864 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$1,4 M3, D \quad : 0,7134 \text{ kNm}$$

$$1,2 M3,D + 1,6 M3, L: 1,8697 \text{ kNm}$$

Beban Gording arah sumbu 3

$$M2, D \quad : 0,0396 \text{ kNm}$$

$$M2, L \quad : 0,1835 \text{ kNm}$$

$$1,4 M2, D \quad : 0,0555 \text{ kNm}$$

$$1,2 M2, D + 1,6 M3, L: 0,3412 \text{ kNm}$$

## 3. Cek Tegangan pada gording

$$\begin{aligned}
 W_3 = Z_x & : 17.300 \text{ mm}^3 \\
 W_w = Z_y & : 6.500 \text{ mm}^3 \\
 F_b & : 45,2 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

#### 4. Cek Defleksi Gording

$$\begin{aligned}
 I_3 = I_x & : 870.00 \text{ mm}^4 \\
 I_2 = I_y & : 200.000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \alpha L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \alpha L^3}{EI} = 5,39 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q \sin \alpha \left(\frac{L}{3}\right)^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \sin \alpha \left(\frac{L}{3}\right)^3}{EI} = 0,20321 \text{ mm}$$

$$\delta = \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} = 5,395848022 \text{ mm}$$

### 2.9.2. Kuda-Kuda Atap

Kuda-kuda menggunakan *frame* baja dengan perencanaan dan pembebanan seperti pada gambar 2.22

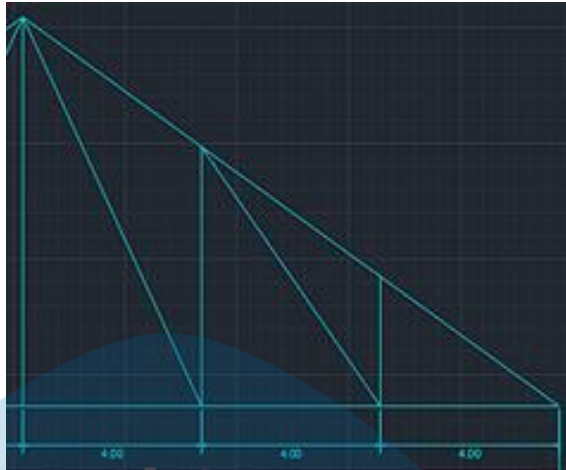
#### 1. Perhitungan Kuda-kuda

Data yang diketahui

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antar kuda-kuda} & : 1\text{m} \\
 \text{Massa plafond} & : 20\text{kg/m}^2 \\
 \text{Jarak antar kuda-kuda} & : 4\text{m} \\
 \text{Berat gording} & : 4,87\text{kg/m} \\
 \text{Berat kuda-kuda} & : 13,7\text{kg/m} \\
 & : 0,14\text{kN/m} \\
 F_y \text{ Baja} & : 240\text{Mpa} \\
 \text{Tekanan Angin} & : 100\text{kg/m}^2
 \end{aligned}$$

#### 2. Rencana Pembebanan pada Kuda-kuda





**Gambar 2.19 Sketsa Pembebanan pada Kuda-kuda**

a. Beban P1

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri kuda-kuda} &: \frac{a}{2} \times \text{berat kuda kuda} \\ &: \frac{2}{2} \times 0,42 \\ &: 0,212 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat gording} &: \text{Jarak antar kuda - kuda} \times \\ &\text{berat gording/m}' \\ &: 4 \times 0,04 \\ &: 0,176 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat atap} &: \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times \text{Jarak antar kuda -} \\ &\text{kuda} \times \text{massa atap} \\ &: \frac{\left(\frac{4}{2} + 2\right)}{\cos 35} \times 4 \times 0,0611 \\ &: 1,193 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat plafond} &: \left(\frac{a}{2} + b\right) \times \text{Jarak antar kuda -} \\ &\text{kuda} \times \text{massa plafond} \\ &: \left(\frac{4}{2} + 2\right) \times 4 \times 0,2 \\ &: 3,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban P1} &: 0,212 + 0,176 + 1,193 + 3,2 \\ &: 4,781 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Beban P2

Berat sendiri kuda-kuda :  $a \times \text{berat kuda} - \text{kuda}$   
 :  $4 \times 0,42$   
 : 1,695 kN

Berat gording :  $\text{Jarak antar kuda} - \text{kuda} \times$   
*berat gording/m*  
 :  $4 \times 0,04$   
 : 0,176 kN

Berat atap :  $\frac{a}{\cos \alpha} \times \text{Jarak antar kuda} - \text{kuda} \times$   
*massa atap*  
 :  $\frac{4}{\cos 35} \times 4 \times 0,0611$   
 : 1,193 kN

Berat plafond :  $a \times \text{jarak antar kuda} - \text{kuda} \times$   
*berat plafond*  
 :  $4 \times 4 \times 0,2$   
 : 3,2 kN

Beban P2 :  $1,695 + 0,176 + 1,193 + 3,2$   
 : 6,264 kN

c. Beban P3

Berat sendiri kuda-kuda :  $a \times \text{berat kuda-kuda}$   
 :  $4 \times 0,42$   
 : 1,695 kN

Berat gording :  $2 \times \text{Jarak antar kuda} - \text{kuda} \times$   
*berat gording/m*  
 :  $2 \times 4 \times 0,04$   
 : 0,4 kN

Berat atap :  $\frac{(a+b)}{\cos \alpha} \times \text{jarak antar kuda} -$   
*kuda} \times \text{berat atap}*  
 :  $\frac{(4+2)}{\cos 35} \times 4 \times 0,0611$   
 : 1,790 kN

Berat plafond :  $a \times \text{jarak antar kuda} - \text{kuda} \times$   
*berat plafond*  
 :  $4 \times 4 \times 0,2$

$$\begin{aligned}
 & : 4,8 \quad \text{kN} \\
 \text{Beban P3} & : 1,695 + 0,351 + 1,790 + 4,8 \\
 & : 8,636 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

### 3. Perhitungan Beban Angin



**Gambar 2.20 Sketsa Pembebanan Angin**

Data yang diketahui:

$$\begin{aligned}
 h & : 8,4 \quad \text{m} \\
 L & : 24 \quad \text{m} \\
 h/L & : 0,35 \quad \text{m} \\
 C_{ti} & : -0,47 \\
 C_{is} & : -0,38
 \end{aligned}$$

a. Beban Angin yang ditinjau dari arah kanan

$$\text{Beban W1} : \text{Jarak antar gording} / 2 \times \cos \alpha \times C_{ti} \times$$

$$\text{Jarak antar kuda - kuda} \times \frac{h}{L}$$

$$: \frac{1}{2} \times \cos 35 \times -0,47 \times 4 \times 0,35$$

$$: -3,199 \quad \text{kN}$$

$$\text{Beban W2} : \text{Jarak antar gording} / \cos \alpha \times C_{ti} \times \text{Jarak antar kuda -}$$

$$\text{kuda} \times \frac{h}{L}$$

$$: \frac{2}{\cos 35} \times -0,47 \times 4 \times 0,35$$

$$: -3,199 \quad \text{kN}$$

$$\text{Beban W3} : \frac{1}{2} \times \text{Jarak antar gording} / \cos\alpha \times C_{ti} \times$$

$$\text{Jarak antar kuda - kuda} \times \frac{h}{L}$$

$$: \frac{1}{2} \times 2 / \cos 35 \times (-0,47) \times 4 \times 0,35$$

$$: -1,6 \quad \text{kN}$$

$$\text{Beban W4} : \frac{1}{2} \times (\text{Jarak antar gording} + b) / \cos\alpha \times C_{is} \times$$

$$\text{Jarak antar kuda - kuda} \times \frac{h}{L}$$

$$: \frac{1}{2} \times \frac{1+2}{\cos 35} \times (-0,38) \times 4 \times 0,35$$

$$: -1,299 \quad \text{kN}$$

$$\text{Beban W5} : \frac{a}{\cos\alpha} \times C_{is} \times \text{Jarak antar kuda - kuda} \times \frac{h}{L}$$

$$: \frac{1}{\cos 35} \times (-0,38) \times 4 \times 0,35$$

$$: -0,649 \quad \text{kN}$$

$$\text{Beban W6} : \frac{\frac{a}{2} + b}{\cos\alpha} \times C_{is} \times \text{Jarak antar kuda - kuda} \times \frac{h}{L}$$

$$: \frac{\frac{1}{2} + 2}{\cos 35} \times -0,38 \times 4 \times 0,35$$

$$: -1,623 \quad \text{kN}$$

$$\text{Live Load} : 1 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\text{Beban Hujan: } 20 \text{ kg/m}^2 \times \text{Jarak gording}$$

$$: 20 \text{ kg/m}^2 \times 4$$

$$: 0,2 \quad \text{kN/m}^2$$

### 2.9.3. Profil Kuda-Kuda Atap

#### 1. Penggunaan profil baja 2L

Dimensi baja yang digunakan,

$$H : 120 \quad \text{mm}$$

$$B : 120 \quad \text{mm}$$

$$t : 12 \quad \text{mm}$$

$$r1 : 13 \quad \text{mm}$$

$$r2 : 6,5 \quad \text{mm}$$

$$I_x = I_y : 367.000 \quad \text{cm}^4$$

$$i_x = i_y : 3,65 \quad \text{mm}$$

$$C_x = C_y : 34 \quad \text{mm}$$

$$T_p : 10 \quad \text{mm}$$

Spesifikasi Baja 37

Fu : 370 Mpa

Fy : 240 Mpa

E : 200.000 Mpa

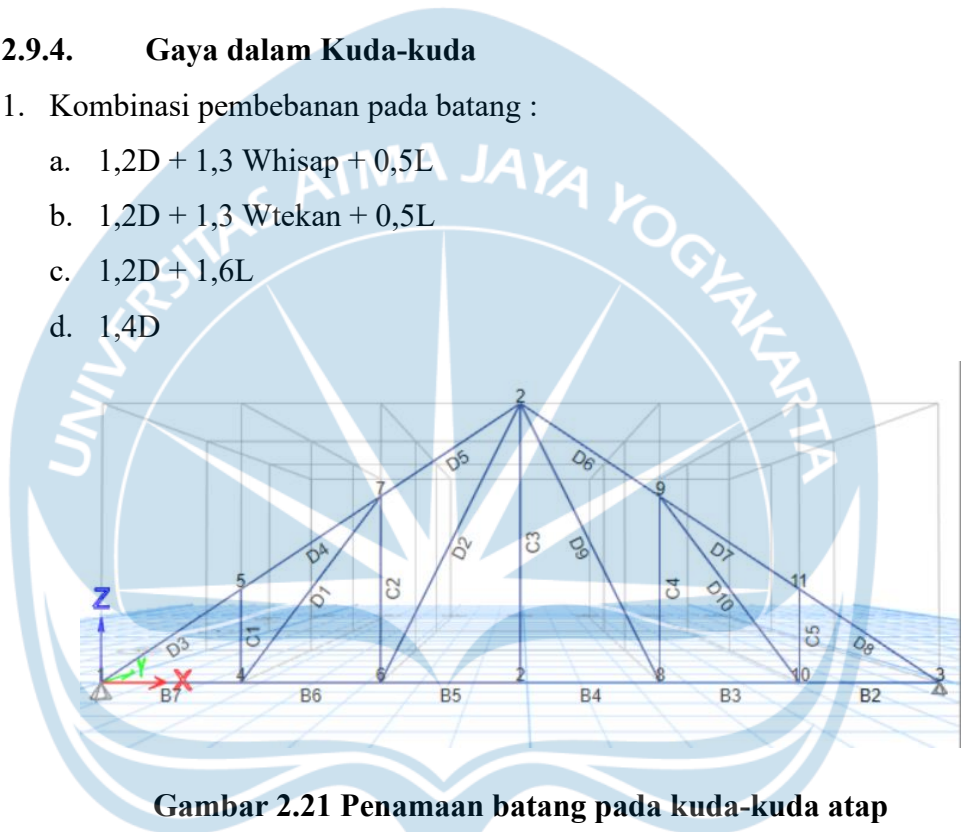
K teoritis : 1

K Desain : 1

**2.9.4. Gaya dalam Kuda-kuda**

1. Kombinasi pembebanan pada batang :

- a. 1,2D + 1,3 Whisap + 0,5L
- b. 1,2D + 1,3 Wtekan + 0,5L
- c. 1,2D + 1,6L
- d. 1,4D



**Gambar 2.21 Penamaan batang pada kuda-kuda atap**

**Tabel 2.19 Gaya dalam kuda-kuda**

Batang Eksterior					
GAYA		BATANG	PANJANG		
TARIK	65,8188 kN	B2	L	4000	mm
TEKAN	-1128,146 kN	D8	L	4807,6	mm
Batang Interior					
GAYA		BATANG	PANJANG		
TARIK	399,7479 kN	D9	L	8944,3	mm
TEKAN	-43,0593 kN	D10	L	6662,1	mm

2. Perhitungan Batang Interior

Dilakukan pengecekan pada batang tekan interior

a. Pemeriksaan tekuk lentur

$$\lambda = 10$$

$$\lambda r = 12,9$$

b. Tekuk lentur torsi (terhadap sumbu x-x)

$$\frac{KL}{r_x} = 182,523$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 59,2506$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,9659$$

$$\frac{KL}{r_x} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ maka OK}$$

Jika OK,

$$F_{cr} = 0,887 F_e = 52,5553 \text{ Mpa}$$

c. Pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi

$$\frac{a}{r} = 182,523$$

$$\frac{a}{r} > 40, \text{ maka OK}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} = 258,127$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 29,6253$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ maka OK}$$

$$F_{cry} = 0,887 F_e = 26,277 \text{ Mpa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0^2} = 519,468 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = 25,9751 \text{ Mpa}$$

d. Kekuatan Tekan Desain

$$F_{cr} = 52,555 \text{ Mpa (pemeriksaan tekuk lentur)}$$

$$F_{cr} = 25,975 \text{ Mpa (pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi)}$$

$$\text{Dipilih} = 25,975 \text{ Mpa}$$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 128,7640 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n > P_u = \text{Aman}$$

Dilakukan pengecekan pada batang tarik interior



a.  $\lambda = \frac{L}{r} < 300$

$$\lambda = \frac{L}{r} = 245,0493$$

245,0493 < 300, maka OK

b. Pemeriksaan leleh tarik

$$\phi P_n = 0.9 * F_y A_g = 1189,728 \text{ Mpa}$$

c. Pemeriksaan kondisi faktur

$$D \text{ lubang} = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$A_n = 5292 \text{ mm}^2$$

$$A_e = 4498,2 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 1664,334 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,75 \times \phi P_n = 1248,2505 \text{ kN}$$

Diambil  $\phi P_n$  terkecil dari leleh tarik dan kondisi faktur

$$\text{Dipilih } \phi P_n = 1189,728 \text{ Mpa}$$

$$\phi P_n > P_u = \text{aman}$$

3. Perhitungan batang eksterior

Dilakukan pengecekan pada batang tekan eksterior

a. Pemeriksaan tekuk lentur

$$\lambda = 10$$

$$\lambda_r = 12,9$$

b. Tekuk lentur torsi (terhadap sumbu x-x)

$$\frac{KL}{r_x} = 127,276$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 121,8532$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,9659$$

$$\frac{KL}{r_x} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ maka OK}$$

Jika OK,

$$F_{cr} = 0,887 F_e = 108,0838 \text{ Mpa}$$

c. Pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi

$$\frac{a}{r} = 131,7150$$

$$\frac{a}{r} > 40, \text{ maka OK}$$

Jika OK,

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_{ia}}{r_i}\right)^2} = 183,161$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 58,8387$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ maka OK}$$

Jika OK,

$$F_{cry} = 0,887 F_e = 52,1899 \text{ Mpa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0} = 519,4684 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = 50,9633 \text{ Mpa}$$

d. Kekuatan Tekan Desain

$$F_{cr} = 108,0838 \text{ Mpa} \quad (\text{pemeriksaan tekuk lentur})$$

$$F_{cr} = 50,9633 \text{ Mpa} \quad (\text{pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi})$$

$$\text{Dipilih} = 50,9633 \text{ Mpa}$$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 252,6353 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n > P_u = \text{Aman}$$

Dilakukan pengecekan pada batang tarik eksterior

$$\text{a. } \lambda = \frac{L}{r} < 300$$

$$\lambda = \frac{L}{r} = 245,0493$$

$$245,0493 < 300, \text{ maka OK}$$

b. Pemeriksaan leleh tarik

$$\phi P_n = 0,9 * F_y A_g = 1189,728 \text{ Mpa}$$

c. Pemeriksaan kondisi faktor

$$D \text{ lubang} = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$A_n = 3348 \text{ mm}^2$$

$$A_e = 2845,8 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 1052,946 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,75 \times \phi P_n = 789,7095 \text{ kN}$$

Diambil  $\phi P_n$  terkecil dari leleh tarik dan kondisi faktor

$$\text{Dipilih } \phi P_n = 789,7095 \text{ Mpa}$$

$$\phi P_n > P_u = \text{aman}$$

### 2.9.5. Perhitungan Sambungan Baut

Dimensi pelat

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$b = 120 \text{ mm}$$

Lubang baut, Baut A307

$$D_b = 16 \text{ mm}$$

$$B_j = 37$$

$$F_y = 188 \text{ Mpa}$$

$$F_u = 310 \text{ Mpa}$$

$$A_{g_{\text{baut}}} = 201,0619 \text{ mm}^2$$

$$A_{g_{\text{pelat}}} = 1200 \text{ mm}^2$$

$$A_n = A_e = 840 \text{ mm}^2$$

$$0,85A_n = 1020 \text{ mm}^2$$

Baut diletakkan dalam satu baris

#### 1. Menghitung Leleh

$$\phi P_n = 203040 \text{ N}$$

$$= 203,040 \text{ kN}$$

#### 2. Menghitung Fraktur

$$\phi P_n = 195300 \text{ N}$$

$$= 195,300 \text{ kN}$$

#### 3. Kuat Geser Baut

Double Shear Cut

$$\phi R_n = 56699,4642 \text{ N}$$

$$= 56,6995 \text{ kN}$$

#### 4. Kuat Tumpu Baut

$$S_{\text{pasi}} = 3d_b = 48 \rightarrow 50 \text{ mm}$$

$$l_c = 25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2l_c \times t \times F_u$$

$$= 93000 \text{ N} = 93 \text{ kN}$$

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

$$= 142080 \text{ N} = 142,08 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 106,56 \text{ kN}$$

Dipilih terkecil yaitu 56,6995 kN

## 5. Perhitungan Jumlah Baut

Komponen struktur mengalami gaya tarik sebesar 195,3 kN

$$\begin{aligned}\text{Jumlah baut} &= 195,3/56,6995 \\ &= 3,4445 \rightarrow 4 \text{ baut}\end{aligned}$$

Digunakan 4 baut

## 2.10. Perencanaan Tangga

### 1. Preliminary Desain Tangga

Diketahui:

$$\begin{aligned}\text{Panjang Tangga} &= 4000 \text{ mm} \\ \text{Lebar bordes} &= 1300 \text{ mm} \\ \text{Optrede (O)} &= 200 \text{ mm} \\ \text{Antrede (A)} &= 300 \text{ mm} \\ \text{Tebal pelat tangga (htg)} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Tinggi antar lantai (het)} &= 4000 \text{ mm} \\ \text{Tebal pelat bordes} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Kemiringan tangga} &= 34^\circ \\ \text{Tinggi beban merata tangga}\end{aligned}$$

$$t' = \frac{(0,5 \cdot O \cdot A)}{\sqrt{O^2 \cdot A^2}} = \frac{(0,5 \cdot 200 \cdot 300)}{\sqrt{200^2 \cdot 300^2}} = 83,21 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}h &= \text{htg} + t' \\ &= 150 + 83,21\end{aligned}$$

$$= 233,21 \text{ mm}$$

$$h' = 280,28 \text{ mm}$$

### 2. Pembebanan Tangga

$$\text{Berat volume beton} = 24$$

$$\text{Berat volume ubin} = 21$$

Maka didapatkan hasil:

Beban qtg:

$$\text{Berat pelat + anak tangga} = \frac{280,28}{1000} \times 20 = 5,61 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat spesi} = 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat ubin} = 0,01 \times 20 = 0,20 \text{ kN/m}^2$$

Berat railing (diperkirakan)  $= 1 \text{ kN/m}^2$

$$\sum \text{Beban } qtg = 7,23 \text{ kN/m}^2$$

Beban qbd :

Berat pelat + anak tangga  $= 0,15 \times 20 = 3,00 \text{ kN/m}^2$

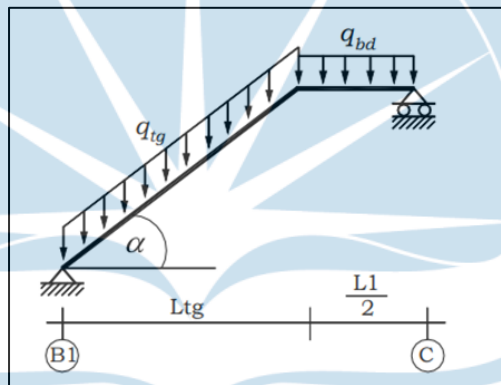
Berat spesi  $= 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$

Berat ubin  $= 0,01 \times 20 = 0,20 \text{ kN/m}^2$

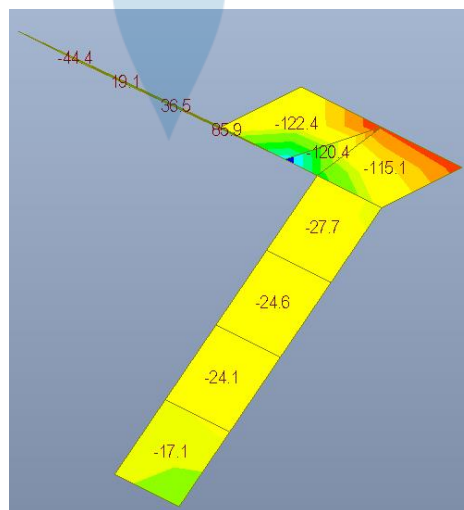
Berat railing (diperkirakan)  $= 1 \text{ kN/m}^2$

$$\sum \text{Beban } qbd = 4,62 \text{ kN/m}^2$$

Beban hidup  $= 4,79 \text{ kN/m}^2$



**Gambar 2.22 Beban Merata Tangga**



**Gambar 2. 23 Pemodelan tangga dengan midas gen**

## 1. Penulangan Tangga

### Penulangan Tangga 1

Berdasarkan kombinasi beban terbesar

$$Mu1 = 94,30 \quad \text{kNm}$$

$$Mu2 = 118,00 \quad \text{kNm}$$

Dipilih 118,00 kNm

$$Vu1 = 45,30 \quad \text{kN}$$

$$Vu2 = 59,30 \quad \text{kN}$$

Dipilih 59,30 kN

Direncanakan tulangan pokok D16,  $A_s = 201,06 \text{ mm}^2$

Direncanakan tulangan susut P8,  $A_s = 50,27$

$f_y$  tulangan pokok = 420 Mpa

$f_y$  tulangan susut = 280 Mpa

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

$$d = h_{\text{tg}} - p - \left(\frac{1}{2}, \varnothing\right)$$

$$= 150 - 25 - (0,5, 16) = 117 \text{ mm} = 0,117 \text{ m}$$

Rencana Penulangan Tumpuan

$$Mu_x = 0,5 \times 118,00 = 94,40 \text{ kNm} = 94400000 \text{ Nmm}$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7 \cdot \varnothing \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right)$$
$$= \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 94400000}{1,7 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 1000 \cdot 117^2}}\right)$$

$$= 0,0118819$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0203239 \times 1000 \times 117 = 1449,60 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_s} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot 1000}{1449,60} = 138,70 \text{ mm}$$

Digunakan D16 - 100

Cek gaya geser :

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 117 = 103,70 \text{ kN}$$

$$\varnothing V_c = 0,75 V_c = 0,75 \times 103,70 = 77,78 \text{ kN}$$

Tulangan Susut

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



$$S = \frac{50,27 \cdot 1000}{300} = 167,55 \text{ mm}$$

Tulangan susut P8-150

Rencana Penulangan Lapangan

$$M_{u_x} = 0,5 \times 118,00 = 94,40 \text{ kNm} = 94400000 \text{ Nmm}$$

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

$$= \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 94400000}{1,7 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 1000 \cdot 117^2}} \right)$$

$$= 0,0203239$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0203239 \times 1000 \times 117 = 2520,17 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_s} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot 1000}{2520,17} = 44,88 \text{ mm}$$

Digunakan D12 - 150

Cek gaya geser :

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 117 = 103,70 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 V_c = 0,75 \times 105,40 = 79,05 \text{ kN}$$

Tulangan Susut

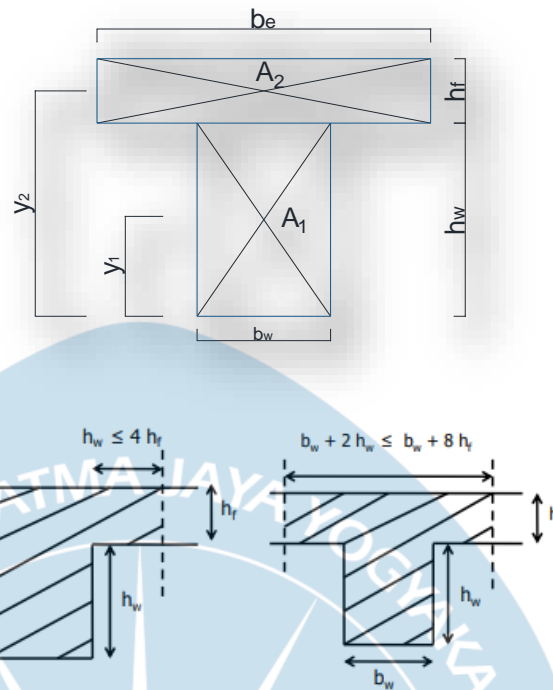
$$A_{s \text{ min}} = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{50,27 \cdot 1000}{300} = 167,55 \text{ mm}$$

Tulangan susut P8-150

## 2.11. Perencanaan Pelat

Perencanaan Pelat dilakukan berdasarkan SNI 2847-2019 dan PBI 1971 untuk menghitung momen, Pada BAB ini disajikan langkah-langkah perhitungan/desain pelat lantai tipe A (tebal 200 mm), Desain pelat lantai tipe yang lainnya dilakukan dengan langkah perhitungan yang sama Preliminary Design



**Gambar 2.24** Keterangan balok dan pelat dalam *Preliminary Design*

Material:

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \cdot \sqrt{30}$$

$$= 25,743 \text{ Mpa}$$

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

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

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

$$h_f = 200 \text{ mm}$$

$$h_w = h_t - h_f$$

$$= 550 - 200$$

$$= 350 \text{ mm}$$

$$b_{e1} = b_w + 2 \times h_w$$

$$= 400 + 2 \times 350$$

$$= 1100 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = b_w + 8 \times h_f$$

$$= 400 + 8 \times 200$$

$$= 2000 \text{ mm}$$

$$b_{e \text{ use}} = 1100 \text{ mm}$$

1. Identifikasi dan Kontrol Ketebalan Pelat

$$L_x = 8000 \text{ mm}$$

$$L_y = 8000 \text{ mm}$$

$$L_y/L_x = 8000/8000$$

$$= 1$$

$$L_y/L_x \leq 2 \text{ maka pelat 2 arah}$$

$$L_n x = L_x - b_w$$

$$= 8000 - 400$$

$$= 7600 \text{ mm}$$

$$L_n y = L_y - b_w$$

$$= 8000 - 400$$

$$= 7600 \text{ mm}$$

$$I_n = 7600 \text{ mm}$$

$$I_{\text{pelat } x} = 1/12 \times L_x \times h_f^3$$

$$= 1/12 \times 8000 \times 200^3$$

$$= 5333333333 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{pelat } y} = 1/12 \times L_y \times h_f^3$$

$$= 1/12 \times 9250 \times 200^3$$

$$= 5333333333 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_1 = I_{\text{balok}}/I_{\text{pelat } x}$$

$$= 8632638889/5333333333$$

$$= 1,618619792 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_2 = I_{\text{balok}}/I_{\text{pelat } y}$$

$$= 8632638889/5333333333$$

$$= 1,618619792 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_{fm} = (\alpha_1 + \alpha_2)/2$$

$$= (1,618619792 + 1,618619792)/2$$

$$= 1,618619792 \text{ } (\alpha_{fm} < 2)$$

$$\beta = L_n y / L_n x$$

$$= 7600 / 7600$$

$$= 1$$

$$h_{\text{min}} = 143,7329722 \text{ mm}$$

$$h_{\text{min}} < h_f$$

$$143,7329722 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

(Aman)

Pelat Tipe C

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

$$L_y = 8000 \text{ mm}$$

$$L_y/L_x = 8000/4000$$

$$= 2$$

$L_y/L_x \geq 2$  maka pelat 1 arah

$$L_n x = L_x - b_w$$

$$= 4000 - 400$$

## 2. Desain Pelat Lantai

Desain pelat lantai dilakukan berdasarkan SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung. Pada bab ini disajikan prosedur perhitungan/desain pelat lantai tipe II (tebal 200 mm). Selanjutnya desain pelat lantai tipe lainnya dilakukan dengan prosedur perhitungan yang sama. Perhitungan Tebal Plat dan Tulangan Negatif.

**Tabel 2.20 Data Pelat Lantai**

Bentang	$L_y$ (m)	$L_x$ (m)	$L_y/L_x$	$F_c$ (MPa)	$F_y$ (MPa)	Jenis Plat	Tebal Plat asumsi (mm)
A	8,00	8,00	1	25	420	Plat 2 Arah	200
C	8,00	4,00	2	25	420	Plat 1 Arah	200

Bentang	$b_w$ (mm)	$h_b$ (mm)	$h_a$ (mm)	$b_w+2h_b$	$b_w+8h_a$
A	400	143,73	200	687,46	2000
C	400	152	200	704	2000

Momen inersia panjang I (mm <sup>4</sup> )	$\alpha_{fd}$	Momen inersia pendek I (mm <sup>4</sup> )	$\alpha_{fs}$	$\alpha_{fm}$	$\beta$	h min	H dipakai
53333333 33	1,618619792	5333333333	1,618619792	1,618619792	1	143,732972 2	200
26666666 67	2,427929688	5333333333	3,237239583	1,618619792	2	152	200

### Perhitungan Pelat Lantai 2 arah

Tabel 2.21 Pelat Lantai A

Ly	8000	Mlx
Lx	8000	Mtx
ht	200	Mly
Ly/Lx	1	Mty

### Beban Plat Lantai

Berat Sendiri Plat Lantai	= 6 kN/m <sup>2</sup>
Berat Finishing Lantai	= 0,41 kN/m <sup>2</sup>
Berat Keramik	= 0,48 kN/m <sup>2</sup>
Berat Spesi	= 0,69 kN/m <sup>2</sup>
Berat Plafon	= 0,2 kN/m <sup>2</sup>
Berat Instalasi ME	= 0,2 kN/m <sup>2</sup>
Total Beban Mati	= 7,98 kN/m <sup>2</sup>

### Pembebanan Plat

qd (beban mati)	= 7,98 kN/m <sup>2</sup>
ql (beban hidup)	= 4,79 kN/m <sup>2</sup>
qu	= 17,24 kN/m <sup>2</sup>

Tebal Minimum Pelat :	
Mutu beton kolom dan balok ( $f_c$ ) =	25 Mpa
Mutu beton pelat ( $f_{cs}'$ ) =	25 Mpa
Mutu baja tulangan ( $F_y$ ) =	420 Mpa
Modulus Elastisitas Beton ( $E_c$ ) =	23500 Mpa
Modulus Elastisitas Pelat ( $E_{cs}$ ) =	23500 Mpa
Koefisien $F_y$ =	0,8
Tebal Pelat =	120 mm
Tebal Selimut ( $t_s$ ) =	20 mm
Diameter tulangan lentur =	10 mm
Diameter tulangan susut =	8 mm

Gambar 2. 28 Syarat Minimum Pelat

Tabel 2.22 Koefisien Lajur Kolom dan Lajur Tengah

Arah Memanjang	
L2/L1	1
$\alpha_{fm}$	1,62
$\alpha_{fm} \cdot l_2/l_1$	1,61861972

$a_1 l_2 / l_1$	$l_2 / l_1$		
	0,5	1,0	2,0
0	0,75	0,75	0,75
$\geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Catatan: Interpolasi linier harus dilakukan antara nilai-nilai yang ditunjukkan

### Perhitungan Koefisien

Koefisien (+ & -)      0,75 ( lajur kolom)  
    0,25 (lajur tengah)

Pada Lajur Kolom

$$-0,65 \times \text{Mol} \times \text{Koef} + \text{M}+ = 485,44392 \text{ kNm}$$

$$-0,65 \times \text{Mol} \times \text{Koef} - \text{M}- = 161,81464 \text{ kNm}$$

Pada Lajur Tengah

$$-0,35 \times \text{Mol} \times \text{Koef} + \text{M}+ = 261,39288 \text{ kNm}$$

$$-0,35 \times \text{Mol} \times \text{Koef} - \text{M}- = 87,13096 \text{ kNm}$$

Tabel 2.23 Bagian Momen Lajur Kolom Mu pada Balok

$a_1 l_2 / l_1$	Koefisien distribusi
0	0
$\geq 1,0$	0,85

Catatan: Interpolasi linier harus dilakukan antara nilai-nilai yang ditunjukkan.



Digunakan Koefisien Distribusi sebesar 0,85

Keterangan	Negatif	Positif	Satuan
M balok	484,0188612	567,635955	kNm
M pelat (lk)	85,415	100,171	kNm
M balok + pelat	569,4339544	667,8070059	kNm
M lajur tengah	151,826	151,826	kNm

Arah Memendek	
L2/L1	1,156
$\alpha_{fm}$	1,51
$\alpha_{fm.l2/11}$	1,745074463

Koefisien (+ & -)     0,70 ( lajur kolom)  
                                   0,30 ( lajur tengah)

Pada Lajur Kolom

$$-0,65 \times M_{ol} \times \text{Koef} + M^+ = 569,4339544 \text{ kNm}$$

$$-0,65 \times M_{ol} \times \text{Koef} - M^- = 569,4339544 \text{ kNm}$$

Pada Lajur Tengah

$$-0,35 \times M_{ol} \times \text{Koef} + M^+ = 129,4610529 \text{ kNm}$$

$$-0,35 \times M_{ol} \times \text{Koef} - M^- = 129,4610529 \text{ kNm}$$

Digunakan Koefisien Distribusi sebesar 0,85

Keterangan	Negatif	Positif	Satuan
M balok	137,542444	412,627332	kNm
M pelat (lk)	24,272	72,817	kNm
M balok + pelat	161,81464	485,44392	kNm
M lajur tengah	87,131	261,393	kNm

**Perhitungan Tulangan Pelat Arah Memanjang pada Lajur Tengah (-)**

$$b \text{ pelat} = 1000 \text{ mm}$$

$$t \text{ pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$D. \text{ Tulangan} = 19 \text{ mm}$$

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

$$d_y = 151,5 \text{ mm}$$

$$f'c = 30 \text{ Mpa}$$

$$Fy = 420 \text{ Mpa}$$

$$Mu \text{ (lt-)} = 87,13 \text{ kNm}$$

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

$$= 0,0110480$$

$$As = 1673,77 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min 1} = 360 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min 2} = 280 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min use} = 360 \text{ mm}^2$$

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

$$= 169,40 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} = 170 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} < 3h$$

$$170 < 600 \text{ (AMAN)}$$

### Perhitungan Tulangan Pelat Arah Memanjang pada Lajur Tengah (+)

$$b \text{ pelat} = 1000 \text{ mm}$$

$$t \text{ pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$D. \text{ Tulangan} = 19 \text{ mm}$$

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

$$dy = 151,5 \text{ mm}$$

$$f'c = 30 \text{ Mpa}$$

$$Fy = 420 \text{ Mpa}$$

$$Mu \text{ (lt+)} = 261,39 \text{ kNm}$$

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

$$= 0,0554445$$

$$As = 8399,84 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min 1} = 360 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min 2} = 280 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min use} = 360 \text{ mm}^2$$

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

$$= 33,75 \text{ mm}$$

$$S_{\text{use}} = 40 \text{ mm}$$

$$S_{\text{use}} < 3h$$

$$40 < 600 \text{ ( AMAN )}$$

#### Perhitungan Tulangan Pelat Arah Memendek Lajur Tengah (-)

$$b_{\text{pelat}} = 1000 \text{ mm}$$

$$t_{\text{pelat}} = 200 \text{ mm}$$

$$D_{\text{tulangan}} = 19 \text{ mm}$$

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

$$d_x = 170,5 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

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

$$M_u \text{ (lt-)} = 87,13 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7 \phi f'_c b d^2}} \right]$$
$$= 0,0086725$$

$$A_s = 1313,89 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 1} = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 2} = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min use}} = 360 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s}$$
$$= 215,79 \text{ mm}$$

$$S_{\text{use}} = 220 \text{ mm}$$

$$S_{\text{use}} < 3h$$

$$220 < 600 \text{ ( AMAN )}$$

#### Perhitungan Tulangan Pelat Arah Memendek pada Lajur Tengah (+)

$$b_{\text{pelat}} = 1000 \text{ mm}$$

$$t_{\text{pelat}} = 200 \text{ mm}$$

$$D_{\text{tulangan}} = 19 \text{ mm}$$

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

$$d_x = 170,5 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$M_u \text{ (lt-)} = 87,13 \text{ kNm}$$

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

$$= 0,0086725$$

$$A_s = 1313,89 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min 1} = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min 2} = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min use} = 360 \text{ mm}^2$$

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

$$= 215,79 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} = 220 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} < 3h$$

$$220 < 600 \text{ ( AMAN )}$$

### **Perhitungan Tulangan Pelat Arah Memanjang pada Lajur Kolom (-)**

$$b \text{ pelat} = 1000 \text{ mm}$$

$$t \text{ pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$D. \text{ Tulangan} = 28 \text{ mm}$$

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

$$d_y = 151,5 \text{ mm}$$

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$Mu \text{ (lk-)} = 24,27 \text{ kNm}$$

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

$$= 0,0032677$$

$$A_s = 495,06 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min 1} = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min 2} = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min use} = 360 \text{ mm}^2$$

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

$$= 572,72 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} = 580 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} < 3h$$

$$580 < 600 \text{ ( AMAN )}$$

### Perhitungan Tulangan Pelat Arah Memanjang pada Lajur Kolom (+)

$$b \text{ pelat} = 1000 \text{ mm}$$

$$t \text{ pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$D. \text{ Tulangan} = 19 \text{ mm}$$

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

$$d_y = 151,5 \text{ mm}$$

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$M_u \text{ (lk-)} = 72,82 \text{ kNm}$$

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

$$= 0,0092359$$

$$A_s = 1399,24 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min 1} = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min 2} = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min use} = 360 \text{ mm}^2$$

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

$$= 202,63 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} = 210 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} < 3h$$

$$210 < 600 \text{ ( AMAN )}$$

### Perhitungan Tulangan Pelat Arah Memendek pada Lajur Kolom (-)

$$b \text{ pelat} = 1000 \text{ mm}$$

$$t \text{ pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$D. \text{ Tulangan} = 19 \text{ mm}$$

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

$$d_x = 170,5 \text{ mm}$$

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$M_u \text{ (lk-)} = 72,82 \text{ kNm}$$

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

$$= 0,0071288$$

$$A_s = 1080,01 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min 1} &= 360 \text{ mm}^2 \\ A_s \text{ min 2} &= 280 \text{ mm}^2 \\ A_s \text{ min use} &= 360 \text{ mm}^2 \\ S &= S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} \\ &= 262,52 \text{ mm} \\ S \text{ use} &= 270 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S \text{ use} < 3h$$

$$270 < 600 \text{ ( AMAN )}$$

### Perhitungan Tulangan Pelat Arah Memendek pada Lajur Kolom (+)

$$b \text{ pelat} = 1000 \text{ mm}$$

$$t \text{ pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$D. \text{ Tulangan} = 19 \text{ mm}$$

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

$$d_x = 170,5 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$M_u \text{ (lk-)} = 72,82 \text{ kNm}$$

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

$$= 0,0071288$$

$$A_s = 1080,01 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min 1} = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min 2} = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min use} = 360 \text{ mm}^2$$

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

$$= 262,52 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} = 270 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} < 3h$$

$$270 < 600 \text{ ( AMAN )}$$



**Tabel 2.24 Perhitungan Pelat Lantai 1 Arah**

Rekap	Arah Memanjang				Arah Memendek			
	Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom	
	M -	M +	M -	M +	M -	M +	M -	M +
Mu	87.131	261.39 3	24.272	72.817	87.131	87.131	72.817	72.817
$\rho$	0.0110 480	0.0554 445	0.0032 677	0.0092 359	0.0086 725	0.0086 725	0.0071 288	0.0071 288
As	1673.7 7	8399.8 4	495.06	1399.2 4	1313.8 9	1313.8 9	1080.0 1	1080.0 1
As min	360	360	360	360	360	360	360	360
S	170	40	580	210	220	220	270	270
Digunakan	D19 - 150	D19 - 150	D19 - 150	D19 - 150	D19 - 150	D19 - 150	D19 - 200	D19 - 200

**Tabel 2.25 Pelat Lantai C**

Ly	8000	Mlx
Lx	4000	Mtx
ht	200	Mly
Ly/Lx	2	Mty

**Analisis Beban Plat Lantai**

Berat Sendiri	= 3,648 kN/ m <sup>2</sup>
Berat Finishing	= 1,1 kN/m <sup>2</sup>
Berat Plafon	= 0,2 kN/m <sup>2</sup>
Berat Instalasi ME	= 0,5 kN/m <sup>2</sup>
Total Beban Mati	= 5,448 kN/m <sup>2</sup>
qd (beban mati)	= 5,448 kN/m <sup>2</sup>
ql (beban hidup)	= 4,79 kN/m <sup>2</sup>
qu	= 14,2016 kN/m <sup>2</sup>
LL	= 4,79 kN/m <sup>2</sup>
LL < 3DL (Aman)	
qu 1	= 1,4 x Total DL
	= 1,4 x 5,448
	= 7,6272 kN/m <sup>2</sup>

$$\begin{aligned}
 q_u 2 &= 1,2 \times \text{Total DL} + 1,6 \times \text{LL} \\
 &= 1,2 \times 5,448 + 1,6 \times 4,79 \\
 &= 14,2016 \text{ kN/m}^2 \\
 q_u \text{ (dipilih)} &= 14,2016 \text{ kN/m}^2 \\
 M - &= 1/11 \times q_u \times l_n^2 \\
 &= -16732066,91 \text{ Nmm (Tumpuan)} \\
 M + &= 1/16 \times q_u \times l_n^2 \\
 &= 115003296 \text{ Nmm (Lapangan)} \\
 V_u &= 1,15 \times q_u \times l_n/2 \\
 &= 29397,312 \text{ N}
 \end{aligned}$$

### Kuat Geser Beton

$$\begin{aligned}
 b \text{ pelat} &= 1000 \text{ mm} \\
 h \text{ pelat} &= 200 \text{ mm} \\
 \text{selimut beton} &= 20 \text{ mm} \\
 D. \text{ tulangan} &= 10 \text{ mm} \\
 f'_c &= 30 \text{ MPa} \\
 F_y &= 420 \text{ MPa} \\
 D_s &= 175 \text{ mm} \\
 \phi V_c &= 122210,5956 \text{ kN} \\
 \phi V_c > V_u \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

### Keofisien Tahanan Lentur

$$\begin{aligned}
 K_1 &= 0,607 \text{ (Tumpuan)} \\
 K_2 &= 0,417 \text{ (Lapangan)} \\
 \text{Rasio Penulangan} \\
 \beta_1 &= 0,85 \\
 \rho \text{ (tumpuan)} &= 0,001463 \\
 \rho \text{ maks} &= 0,018579 \\
 \rho \text{ (Lapangan)} &= 0,001002 \\
 \rho \text{ maks} &= 0,018579
 \end{aligned}$$

### **Kebutuhan Tulangan- Tumpuan**

$$\text{As} = 256,026 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min 1} = 315 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min 2} = 245 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min use} = 315 \text{ mm}^2$$

$$S = 249,33 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} = 250 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} < 3h \text{ Aman}$$

Digunakan D10 – 350 Tulangan Tarik

$$S = 249,33 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} = 250 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} < 3h \text{ Aman}$$

Digunakan D10 – 350 Tulangan Bagi

### **Kebutuhan Tulangan- Lapangan**

$$\text{As} = 175,344 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min 1} = 315 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min 2} = 245 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min use} = 315 \text{ mm}^2$$

$$S = 249,33 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} = 250 \text{ mm}$$

$$S \text{ use} < 3h \text{ Aman}$$

Digunakan D10 – 350 Tulangan Tarik

Rekap	Tumpuan ki	Lapangan	Tumpuan ka
k	0.607	0.417	0.607
Mu	-16732066.91	11503296	-16732067
$\rho$	0.001463	0.001002	0.001463
As	256.026	175.344	256.026
As min	315	315	315
S	250	250	250
Digunakan (tarik)	D10 - 350	D10 - 350	D10 - 350
Digunakan (bagi)	D10 - 350	-	D10 - 350

## 2.12. Perencanaan Balok

### 2.12.1. Perencanaan Balok Induk 1

Desain penulangan balok direncanakan berdasarkan SNI 2847:2013 dan SNI 2847:2019 dengan gaya dalam dari hasil pemodelan struktur pada software.

Contoh perhitungan menggunakan Balok Induk 1 dengan data:

1. Panjang balok (L) : 8000 mm
2. Lebar balok (b) : 450 mm
3. Tinggi balok (h) : 550 mm
4. Panjang tumpuan :  $2 \times \frac{1}{4}L = 2 \times \frac{1}{4} \times 8000 = 4000$  mm
5. Diameter Tul Longitudinal (db) : 22 mm
6. Diameter Tul Pinggang (dbt) : 12 mm
7. Diameter Tul Sengkang (ds) : 12 mm
8. Selimut bersih (cc) : 40 mm
9. Tinggi efektif balok (d) :  $h - cc - ds - db/2 = 550 - 40 - 12 - 22/2 = 487$  mm
10. Kuat tekan beton ( $f_c'$ ) : 30 MPa
11. Kuat Leleh Tul Longitudinal ( $f_y$ ) : 420 MPa
12. Kuat Leleh Tul Transversal ( $f_y$ ) : 280 MPa
13.  $\beta_1$  : 0,85
14. Panjang kolom (c1) : 500 mm
15. Lebar Kolom (c2) : 500 mm
16. Ln : 7500 mm
17.  $\lambda$  : 1, karena tidak menggunakan beton ringan

Gaya dalam *output*, dari *software MidasGen*

1.  $M_u$ , tumpuan (-) : -467,19 kN-m
2.  $M_u$ , tumpuan (+) : 438,62 kN-m
3.  $M_u$ , lapangan (-) : -164,94 kN-m
4.  $M_u$ , lapangan (-) : 193,04 kN-m
5.  $V_u$ , tumpuan : 241,520 kN
6.  $V_u$ , lapangan : 241,520 kN
7.  $V_g$  : 214,92 Kn

## Penulangan Lentur Balok Daerah Tumpuan

### Tumpuan Negatif

$$M_u^- = 467,19 \quad \text{kNm}$$

$$a = 119,0534193 \quad \text{mm}$$

$$c = 140,0628462 \quad \text{mm}$$

$$c_{\max} = 182,625 \quad \text{mm}$$

Menggunakan  $\phi = 0.9$

$$e_s = e_t = 0,007$$

$e_t > 0,005$ , maka terkendali tarik

### Menghitung kebutuhan tulangan:

$$A_s \text{ perlu} = 2891,297325 \quad \text{mm}^2$$

$$n = 7,606020847 \quad \text{buah}$$

$$\text{(Dibulatkan)} = 8 \quad \text{buah}$$

$$\text{Digunakan} \quad 8D22$$

### Cek terhadap as min dan as max:

$$A_s \text{ pakai} = 3041,061689 \quad \text{mm}^2$$

$A_s \text{ pakai} \geq A_s \text{ perlu}$ , maka OK

$$A_s \text{ min 1} = 635,0973464 \quad \text{mm}^2$$

$$A_s \text{ min 2} = 649,3333333 \quad \text{mm}^2$$

$A_s \text{ pakai} \geq A_s \text{ min}$ , maka OK

$$A_s \text{ max} = 4870 \quad \text{mm}^2$$

$A_s \text{ pakai} \leq A_s \text{ max}$ , maka OK

$$M_n = 545988511,4 \quad \text{Nmm}$$

$$= 545,9885114 \quad \text{kNm}$$

$$\phi M_n = 491,38966 \quad \text{kNm}$$

$\phi M_n \geq M_u$ , maka OK

### Tumpuan Positif

$$M_u^+ = 438,62 \quad \text{kNm}$$

$$a = 110,69017 \quad \text{mm}$$

$$c = 130,22373 \quad \text{mm}$$

$$c_{\max} = 182,625 \quad \text{mm}$$

Menggunakan  $\phi = 0.9$

$$e_s = e_t = 0,008$$

$e_t > 0,005$ , maka terkendali tarik

**Menghitung kebutuhan tulangan:**

$$A_s \text{ perlu} = 2688,1899 \text{ mm}^2$$

$$n = 7,0717142 \text{ buah}$$

$$\text{(Dibulatkan)} = 8 \text{ buah}$$

$$\text{Digunakan} = 8D22$$

**Cek terhadap as min dan as max:**

$$A_s \text{ pakai} = 3041,0617 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ pakai} \geq A_s \text{ perlu}$ , maka OK

$$A_s \text{ min 1} = 635,09735 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min 2} = 649,33333 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ pakai} \geq A_s \text{ min}$ , maka OK

$$A_s \text{ max} = 4870 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ pakai} \leq A_s \text{ max}$ , maka OK

$$M_n = 5513294735,5 \text{ Nmm}$$

$$= 551,32947355 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 496,1965262 \text{ kNm}$$

$\phi M_n \geq M_u$ , maka OK

**Penulangan Lentur Balok Daerah Lapangan**

**Lapangan Negatif**

$$M_u^- = 164,94 \text{ kNm}$$

$$a = 38,4085 \text{ mm}$$

$$c = 45,1864 \text{ mm}$$

$$c \text{ max} = 182,625 \text{ mm}$$

Menggunakan  $\phi = 0.9$

$$e_s = e_t = 0,029$$

$e_t > 0,005$ , maka terkendali tarik

**Menghitung kebutuhan tulangan:**

As perlu = 932,777 mm<sup>2</sup>  
 n = 2,45382 buah  
 (Dibulatkan) = 3 buah  
 Digunakan 3D22

**Cek terhadap as min dan as max:**

As.pakai = 1140,4 mm<sup>2</sup>  
 As.pakai ≥ As.perlu, maka OK  
 As min 1 = 635,097 mm<sup>2</sup>  
 As min 2 = 649,333 mm<sup>2</sup>  
 As.pakai ≥ As.min, maka OK  
 As max = 4870 mm<sup>2</sup>  
 As pakai ≤ As max, maka OK  
 Mn = 224058834,9 Nmm  
 = 224,059 kNm  
 φMn = 201,653 kNm  
 φMn ≥ Mu, maka OK

**Lapangan Positif**

Mu = 193,04 kNm  
 a = 45,2848 mm  
 c = 53,2762 mm  
 c max = 182,625 mm  
 Menggunakan φ = 0.9  
 es = et = 0,024  
 et > 0,005, maka terkendali tarik

**Menghitung kebutuhan tulangan:**

As perlu = 1099,77 mm<sup>2</sup>  
 n = 2,89313 buah  
 (Dibulatkan) = 3 buah  
 Digunakan 3D22

**Cek terhadap as min dan as max:**



$$A_s.pakai = 1140,4 \quad \text{mm}^2$$

$A_s.pakai \geq A_s.perlu$ , maka OK

$$A_s \text{ min } 1 = 635,097 \quad \text{mm}^2$$

$$A_s \text{ min } 2 = 649,333 \quad \text{mm}^2$$

$A_s.pakai \geq A_s.min$ , maka OK

$$A_s \text{ max} = 4870 \quad \text{mm}^2$$

$A_s.pakai \leq A_s \text{ max}$ , maka OK

$$M_n = 222412077 \quad \text{Nmm}$$

$$= 222,412 \quad \text{kNm}$$

$$\phi M_n = 200,171 \quad \text{kNm}$$

$\phi M_n \geq M_u$ , maka OK

Perhitungan Momen Probabilitas

#### **Momen ujung tumpuan kiri kanan negatif**

$$\text{Tulangan} \quad 8D22$$

$$A_s.tulangan = 3041,06 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{pr} = 156,525234 \quad \text{mm}$$

$$M_{pr} = 652572688 \quad \text{Nmm}$$

$$= 652,573 \quad \text{kNm}$$

#### **Momen ujung tumpuan kiri kanan positif**

$$\text{Tulangan} \quad 8D22$$

$$A_s.tulangan = 3041,06 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{pr} = 156,525234 \quad \text{mm}$$

$$M_{pr} = 652572688 \quad \text{Nmm}$$

$$= 652,573 \quad \text{kNm}$$

#### **Gaya Geser Akibat beban Gravitasi**

$$V_g = 214,920 \quad \text{kN}$$

#### **Gaya Geser Gempa Akibat Sendi Elastis:**

$$V_{e1} = V_{e2} = 174,0193835 \quad \text{kN}$$

#### **Gaya geser desain:**

$$V_e = 388,939 \quad \text{kN}$$

$$\frac{1}{2} V_e = 194,469692 \quad \text{kN}$$

Gaya geser gempa > 50% Gaya geser desain, maka OK. Dapat dilakukan perhitungan tulangan geser.

#### Perhitungan Tulangan Geser Tumpuan

$$\begin{aligned} V_c &= 0 \\ V_u &= 388,939 \quad \text{kN} \\ V_s &= 5188585446 \text{ N} = 518,5858446 \text{ kN} \end{aligned}$$

Asumsi menggunakan tulangan sengkang 2 kaki diameter 10

$$\begin{aligned} n &= 2 \\ A_v &= 2 \times 0,25\pi \times 10^2 = 61,9805493 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

#### Syarat:

$$\begin{aligned} d/4 &= 487/4 = 121,75 \text{ mm} \\ 6d_b &= 6 \times 22 = 132 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} & \end{aligned}$$

Digunakan sengkang pada tumpuan 2D10-100

#### Perhitungan Tulangan Geser Lapangan

$$\begin{aligned} V_c &= 177,827257 \quad \text{kN} \\ V_u &= 241,520 \quad \text{kN} \\ V_s &= \left( \frac{241,520}{0,75} \right) - 177,827 = 144,199 \text{ kN} \end{aligned}$$

Asumsi menggunakan tulangan sengkang 2 kaki diameter 10

$$\begin{aligned} n &= 2 \\ A_v &= 2 \times 0,25\pi \times 10^2 = 222,90 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

#### Syarat:

$$\begin{aligned} d/4 &= 487/4 = 121,75 \text{ mm} \\ 6d_b &= 6 \times 22 = 132 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} & \end{aligned}$$

Digunakan sengkang pada tumpuan 2D10-100

### 2.12.2. Perencanaan Balok Anak 1

Data-data yang diperlukan untuk perhitungan balok anak SRPMK:

Ukuran Balok Anak 1	= 300	x 450	mm
Bentang	= 8000	mm	
F' <sub>c</sub>	= 30	MPa	

Fy Tulangan Utama	= 420	MPa
Fy Tulangan Sengkang	= 280	MPa
Selimut beton	= 40	mm
Diameter Tulangan Utama	= 22	mm
Diameter Sengkang	= 10	mm
d	= 389	mm
$\beta$	= 0,85	
Mu Tumpuan	= 170,57	kNm
Mu Lapangan	= 65,21	kNm
Vu Tumpuan	= 193,84	kN
Vu Lapangan	= 193,84	kN

**a. Perhitungan Tulangan Longitudinal Tumpuan**

a	= 69,9817	mm
c	= 82,3314	mm
c max	= 145,8750	mm
$\emptyset$	= 0,9	
As perlu	= 1485,7461	mm <sup>2</sup>
n	= 3,9105	buah
(dibulatkan menjadi)	= 4	buah
As min	= 389,0000	mm <sup>2</sup>
Digunakan As	= 1485,7461	mm <sup>2</sup>
As Max	= 2550,7286	mm <sup>2</sup>
Digunakan As Perlu	= 1485,7461	mm <sup>2</sup>

**b. Perhitungan Tulangan Longitudinal Lapangan**

a	= 25,1616	mm
c	= 29,6019	mm
c max	= 145,8750	mm
$\emptyset$	= 0,9	
As perlu	= 461,0199	mm <sup>2</sup>
n	= 1,2134	buah
	= 2	buah
As min	= 389,0000	mm <sup>2</sup>
Digunakan As	= 461,0199	mm <sup>2</sup>

As Max	= 2550,7286	mm <sup>2</sup>
Digunakan As Perlu	= 461,0199	mm <sup>2</sup>

**c. Perhitungan Tulangan Geser Tumpuan**

$\emptyset V_c$	= 81497,009	N
$\emptyset V_c$	= 81,4970	kN
$\emptyset V_s$	= 112,3430	kN
$V_s$	= 149,7907	kN

Menghitung Batasan dimensi penampang:

$$V_s (N) < 0,66 \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$149790,6551 \text{ N} < 421866,8862 \text{ N (OK)}$$

Menghitung Spasi Sengkang:

$$s = 114,2204 \text{ mm}$$

Cek Spasi Sengkang di daerah tumpuan:

$$V_s (N) < 0,33 \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$149790,6551 \text{ N} < 210933,4341 \text{ N (OK)}$$

$$s < d/2$$

$$114,2204 \text{ mm} < 194,5 \text{ mm (OK)}$$

Ditetapkan sengkang 2D10-100

**d. Perhitungan Tulangan Geser Lapangan**

$\emptyset V_c$	= 81497,00864	N
$\emptyset V_c$	= 81,4970	kN
$\emptyset V_s$	= 112,34299	kN
$V_s$	= 149,79065	kN

Menghitung Batasan dimensi penampang:

$$V_s (N) < 0,66 \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$149790,6551 \text{ N} < 210933,4341 \text{ N (OK)}$$

Menghitung Spasi Sengkang:

$$s = 114,2204337 \text{ mm}$$

Cek Spasi Sengkang di daerah tumpuan:

$$V_s (N) < 0,33 \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$149790,6551 \text{ N} < 210933,4341 \text{ N (OK)}$$

$$s < d/2$$

114,2204 mm < 194,5 mm (OK)

Ditetapkan sengkang 2D10-100

### 2.12.3. Perencanaan Kolom 1

**Tabel 2.26 Data Kolom terhadap Balok Induk 1**

Parameter	Pasal Referensi	Nilai	Satuan
	SNI 2847:2019		
<b>Properti Material dan Penampang</b>			
Panjang/Tinggi Kolom, L		4000	mm
Sisi Pendek Kolom, b		500	mm
Sisi Panjang Kolom, h		500	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, $d_b$		25	mm
Diameter Tulangan Sengkang, $d_s$		10	mm
Selimut Bersih, $c_c$		40	mm
Kuat Tekan Beton, $f_c'$		30	MPa
Kuat Leleh Baja Tulangan, $f_y$		420	MPa
Tinggi Balok, $h_b$		550	mm
$L_n$		3450	mm

**Tabel 2.27 Design Longitudinal Syarat Gaya dan Geometri**

Parameter	Pasal Referensi	Nilai	Satuan
	SNI 2847:2019		

Syarat Gaya Aksial	Tidak <del>dipersyaratkan</del> Baca R18.7.1	OK	$P_u > 0.1 A_g f'_c ?$
Syarat Sisi Terpendek	18.7.2.1	OK	$b \geq 300 \text{ mm} ?$
Syarat Rasio Dimensi Penampang	18.7.2.1	OK	$b/h \geq 0.4 ?$

Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial-Lentur (Menggunakan PCA Column, atau SP Column, atau CSI Column, dll.)			
Parameter	Pasal Referensi	Nilai	Satuan
	SNI 2847:2019		
Jumlah Tulangan, n	Input	16	
Luas Tulangan Longitudinal, $A_s$	$n * \pi/4 * d_b^2$	7854	$\text{mm}^2$
Rasio Tulangan, $\rho$	$A_s / (b * h)$	3,14%	
Cek $\rho_{min}$ dan $\rho_{max}$	$1\% \leq \rho \leq 6\%$	OK	
Pengecekan Strong Column - Weak Beam (SCWB)			
Parameter	Pasal Referensi	Nilai	Satuan
	SNI 2847:2019		
Momen Nominal Kolom, $M_{nc}$		1016,453876	kN m
$M_n^-$ Tumpuan Balok		432,950	kN m
$M_n^+$ Tumpuan Balok		386,890	kN m
Cek SCWB	18.7.3.2	$2 * M_{nc} \geq 1.2 * (M_n^- + M_n^+)$	OK

**Tabel 2.28 Design Transversal**

Parameter	Pasal Referensi	Persamaan	Nilai	Satuan
	SNI 2847:2019			
<b>Properti Material dan Penampang</b>				
Panjang/Tinggi Kolom, L			4000	mm
Sisi Pendek Kolom, b			500	mm
Sisi Panjang Kolom, h			500	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, $d_b$			25	mm
Diameter Tulangan Sengkang, $d_s$			10	mm
Selimit Bersih, $c_c$			40	mm
Kuat Tekan Beton, $f_c'$			30	MPa
Kuat Leleh Baja Tulangan, $f_y$			420	MPa
Tinggi Balok, $h_b$			550	mm
$L_n$			3450	mm
<b>Panjang Zona Sendi Plastis</b>				
$l_{o1}$	18.7.5.1	h	500	mm
$l_{o2}$	18.7.5.1	$L_n / 6$	575,0	mm
$l_{o3}$	18.7.5.1	450 mm	450	mm
$l_o$	18.7.5.1	Max ( $l_{o1}$ ; $l_{o2}$ ; $l_{o3}$ )	575	mm

Parameter	Pasal Referensi	Persamaan	Nilai	Satuan
	SNI 2847:2019			
<b>Tulangan Transversal Zona Sendi Plastis/Tumpuan</b>				



Jumlah Kaki Sisi Pendek, n1			3	
Jumlah Kaki Sisi Panjang, n2			3	
Spasi, s			50	mm
Spasi Kaki Terbesar, $X_{i \max}$	R18.7.5.2		250	mm
$A_{sh \ 1}$		$n * \pi/4 * d_s^2$	235,619	mm <sup>2</sup>
$A_{sh \ 2}$		$n * \pi/4 * d_s^2$	235,619	mm <sup>2</sup>
$A_{sh} / s, 1$			4,712	mm <sup>2</sup> / mm
$A_{sh} / s, 2$			4,712	mm <sup>2</sup> / mm
<i>Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis</i>				
Lebar Penampang Inti Beton, $b_c$	R18.7.5.2	$b - 2c_c$	420	mm
Panjang Penampang Inti Beton, $h_c$	R18.7.5.2	$h - 2c_c$	420	mm
Luas Penampang Kolom, $A_g$		$b * h$	250000	mm <sup>2</sup>
Luas Penampang Inti Beton, $A_{ch}$		$b_c * h_c$	176400	mm <sup>2</sup>
<i>Sisi Pendek/Sumbu Lemah</i>				
$A_{sh}/s \text{ min, 1}$	18.7.5.4	$0.3 (b_c * f_c' / f_y) * (A_g / A_{ch} - 1)$	3,755	mm <sup>2</sup>
$A_{sh}/s \text{ min, 2}$	18.7.5.4	$0.09 * b_c * f_c' / f_y$	2,700	mm <sup>2</sup>
Cek $A_{sh}/s \ 1$		$A_{sh}/s \ 1 \geq A_{sh}/s \ \text{min} ?$	OK	
<i>Sisi Pendek/Sumbu Kuat</i>				
$A_{sh}/s \text{ min, 1}$	18.7.5.4	$0.3 (h_c * f_c' / f_y) * (A_g / A_{ch} - 1)$	3,755	mm <sup>2</sup>
$A_{sh}/s \text{ min, 2}$	18.7.5.4	$0.09 * h_c * f_c' / f_y$	2,700	mm <sup>2</sup>

Cek $A_{sh/s} 2$		$A_{sh/s} 2 \geq A_{sh/s} \min ?$	OK	
Cek Spasi				
$S_{max,1}$	18.7.5.3	$b / 4$	125	mm
$S_{max,2}$	18.7.5.3	$6 * d_b$	192	mm
$h_x$	18.7.5.3	$X_i \max$	235	mm
$S_{max,3} = S_o$	18.7.5.3	$100 \leq 100 + (350 - h_x) / 3 \leq 150$	138,333	mm
$S_{max}$	18.7.5.3	$\text{Min} (S_{max1}, S_{max2}, S_{max3})$	125,000	mm
Cek Spasi			OK	
Kuat Geser Zona Sendi Plastis				
Gaya Geser Desain (Perlu input dari SP Column dengan $f_{pr} = 1.25 f_y$ )				
$M_{pr}$ Kolom		Di ambil nilai terbesar)	1137,22	kN m
$V_{u1}$	18.7.6.1	$2 * M_{pr} \text{ Kolom} / L_n$	659257,2 9	N
Gaya Geser Hasil Analisis Struktur				
$V_{u2}$ , Sumbu Lemah	Gaya Dalam		167890	N
$V_{u2}$ , Sumbu Kuat	Gaya Dalam		243100	N
Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah				
$V_u$		$\text{Max} (V_{u1}, V_{u2})$	182650	N
$\phi$	Tabel 21.2.1		0,75	
$V_c$	22.5.6.1	$0.17 (1 + N_u / (14 A_g)) (f_c')^{0.5} h d;$ $d$	203684	N

		$= b - c_c - d_s - d_b / 2$		
V <sub>s</sub> Perlu	22.5.10.1	$V_u / \phi - V_c$	39849	N
A <sub>s/s</sub> Perlu	22.5.10.5.3	$V_s / (f_y * d); d = b - c_c - d_s - d_b / 2$	0,2169	mm <sup>2</sup> / mm
A <sub>s/s</sub> Min 1	10.6.2.2	$0.062 (f_c')^{0.5} h / f_y$	0,4043	mm <sup>2</sup> / mm
A <sub>s/s</sub> Min 2	10.6.2.2	$0.35 h / f_y$	0,4167	mm <sup>2</sup> / mm
Cek A <sub>s/s</sub>	A <sub>sh</sub> / s 1 >= Max (A <sub>s/s</sub> Perlu, A <sub>s/s</sub> Min) ?		OK	
Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat				
V <sub>u</sub>		Max (V <sub>u1</sub> , V <sub>u2</sub> )	243100	N
φ	Tabel 21.2.1		0,75	
V <sub>c</sub>	22.5.6.1	$0.17 (1 + N_u / (14 A_g)) (f_c')^{0.5} b d; d = h - c_c - d_s - d_b / 2$	203684	N
V <sub>s</sub> Perlu	22.5.10.1	$V_u / \phi - V_c$	120449	N
A <sub>s/s</sub> Perlu	22.5.10.5.3	$V_s / (f_y * d); d = h - c_c - d_s - d_b / 2$	0,1971	mm <sup>2</sup> / mm
A <sub>s/s</sub> Min 1	10.6.2.2	$0.062 (f_c')^{0.5} b / f_y$	0,4043	mm <sup>2</sup> / mm
A <sub>s/s</sub> Min 2	10.6.2.2	$0.35 b / f_y$	0,4167	mm <sup>2</sup> / mm
Cek A <sub>s/s</sub>	A <sub>sh</sub> / s 2 >= Max (A <sub>s/s</sub> Perlu, A <sub>s/s</sub> Min) ?		OK	

Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis/Lapangan				
Jumlah Kaki Sisi Pendek, n1			2	
Jumlah Kaki Sisi Panjang, n2			2	
Spasi, s			100	mm
A <sub>v</sub> Sumbu Lemah		$n \cdot \pi/4 \cdot d_s^2$	157,080	mm <sup>2</sup>
A <sub>v</sub> Sumbu Kuat		$n \cdot \pi/4 \cdot d_s^2$	157,080	mm <sup>2</sup>
Confinement/ Kekangan Luar Zona Sendi Plastis				
Spasi max 1	18.7.5.5	6 d <sub>b</sub>	150	mm
Spasi max 2	18.7.5.5	150 mm	150	mm
Cek Spasi	Spasi <= Spasi Max ?		OK	

Kuat Geser Luar Zona Sendi Plastis				
Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah				
V <sub>u</sub>		Gaya Dalam	167890	N
φ	Tabel 21.2.1		0,75	
V <sub>c</sub>	22.5.6.1	$0.17 (1 + N_u/(14 A_g)) (f_c')^{0.5} h d$ ; d = b - c <sub>c</sub> - d <sub>s</sub> - d <sub>b</sub> / 2	203684	N
V <sub>s</sub> Perlu	22.5.10.1	Max (V <sub>u</sub> /φ - V <sub>c</sub> ; 0)	20169	
A <sub>v</sub> /s Perlu	22.5.10.5.3	V <sub>s</sub> / (f <sub>y</sub> * d); d = b - c <sub>c</sub> - d <sub>s</sub> - d <sub>b</sub> / 2	0,1098	
A <sub>s</sub> /s Min 1	10.6.2.2	0.062 (f <sub>c</sub> ') <sup>0.5</sup> b / f <sub>y</sub>	0,4043	mm <sup>2</sup> / mm
A <sub>s</sub> /s Min 2	10.6.2.2	0.35 b / f <sub>y</sub>	0,4167	mm <sup>2</sup> / mm
Cek A <sub>s</sub> /s	A <sub>v</sub> /s >= A <sub>v</sub> /s Perlu ?		OK	
Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat				
V <sub>u</sub>		Gaya Dalam	243100	N

$\phi$	Tabel 21.2.1		0,75	
$V_c$	22.5.6.1	$0.17 (1 + N_u/(14 A_g)) (f_c')^{0.5}$ $b d; d = h - c_c - d_s - d_b / 2$	203684	N
$V_s$ Perlu	22.5.10.1	$\text{Max} (V_u/\phi - V_c; 0)$	120449	
$A_v/s$ Perlu	22.5.10.5.3	$V_s / (f_y * d); d = h - c_c - d_s -$ $d_b / 2$	0,6555	
$A_s/s$ Min 1	10.6.2.2	$0.062 (f_c')^{0.5} b / f_y$	0,4043	$\text{mm}^2 /$ mm
$A_s/s$ Min 2	10.6.2.2	$0.35 b / f_y$	0,4167	$\text{mm}^2 /$ mm
Cek $A_s/s$		$A_v/s \geq A_v/s$ Perlu ?	OK	

Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal	16 D25
Tulangan Transversal/Senggang Tumpuan	
Sumbu Lemah	3D10-50
Sumbu Kuat	3D10-50
Tulangan Transversal/Senggang Lapangan	
Sumbu Lemah	2D10-100
Sumbu Kuat	2D10-100

### Hubungan Balok Kolom

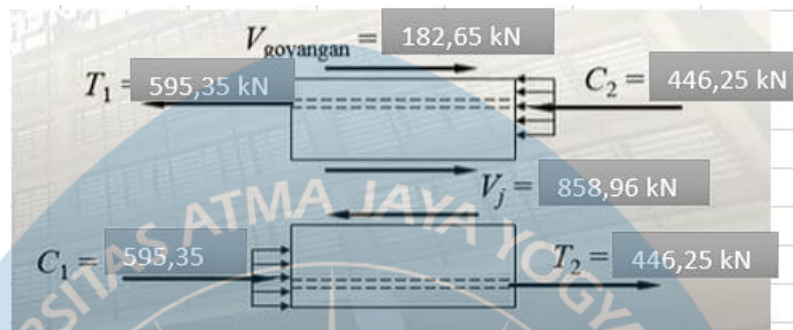
Ditinjau pada joint balok-kolom lantai 1 massa 1

Luas Efektif Joint, $A_j$		
Tinggi Joint, h	500	mm

Lebar balok, b	400	mm
x	50	mm
Lebar joint efektif, b 1	900	mm
Lebar joint efektif, b 2	500	mm
Lebar joint efektif, b	500	mm
Luas Joint efektif, $A_j$	250000	mm <sup>2</sup>
<b>Desain Transversal</b>		
Ash/s	1,8775	mm <sup>2</sup> / mm
spasi, s	150	mm
Ash perlu	281,63	mm <sup>2</sup>
Ash desain	339,292	mm <sup>2</sup>
Dipasang	3D12-100	OK
<b>Kuat Geser</b>		
$V_u$	182,65	kN
HBK kiri :		
Luas Tul.atas balok, $A_s$	1900,664	mm <sup>2</sup>
Gaya tarik, T 1	997,8483	kN
Gaya Tekan, C 1	997,8483	kN
HBK kanan :		
Luas Tul.atas balok, $A_s$	1520,531	mm <sup>2</sup>
Gaya tarik, T 2	798,2786	kN
Gaya Tekan, C 2	798,2786	kN
Geser pada joint, $V_j$	1613,48	kN
Kuat Geser HBK (di kekang empat sisi)		
Kuat geser nominal, $V_n$	2327,821	kN

$\phi V_n$	1978,647	kN
Cek kuat geser	OK	

Kesimpulan: Dipasang 3D12-100mm pada daerah Hubungan Balok-Kolom



Gambar 2.25 Geser dalam Hubungan Balok Kolom