

## **BAB II**

### **PERANCANGAN STRUKTUR ATAS**

#### **2.1 Penentuan Sistem Struktur**

Berdasarkan SNI 2847:2019, sistem struktur yang ada di sebuah bangunan dibedakan menjadi beberapa sistem, seperti beberapa sistem sebagai berikut.

1. Sistem pemikul gaya seismik (*Seismik-force-resisting system*). Sistem ini adalah bagian struktur yang didesain untuk menahan gaya gempa rencana yang diisyaratkan oleh tata cara bangunan gedung umum yang diadopsi secara legal menggunakan ketentuan yang sesuai dan kombinasi beban.
2. Sistem rangka pemikul momen (*Moment frame*). Rangka di mana komponen balok, pelat, kolom, dan *joint* menahan gaya melalui lentur, geser, dan gaya aksial.
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB). Rangka balok kolom atau rangka pelat kolom yang dicor di tempat atau pracetak dan memenuhi persyaratan. Persyaratan yang dimaksud adalah Kategori Desain Seismik yang dimiliki bangunan yang akan mengadaptasi sistem ini harus memiliki KDS B.
4. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Bangunan yang akan menggunakan sistem rangka ini memenuhi persyaratan pada beton yang bangunannya dikenakan KDS C, D, dan E.
5. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM). Sistem ini digunakan untuk rangka balok kolom atau rangka kolom dan pelat dua arah tanpa balok yang dicor di tempat.

Pada bangunan taman rekreasi umum pada bekas galian tambang batu bara di Kecamatan Sungai Kunjang, Kota Samarinda ini, sistem rangka yang digunakan adalah SRPMM dan KDS pada bangunan ini kategori tipe C.

## 2.2 Preliminary Design

### 2.2.1 Preliminary Design Pelat Lantai

Menurut Faqih (2011), secara umum pelat lantai dibedakan menjadi 2, yaitu:

1. Pelat 1 Arah: pelat yang didukung pada kedua sisinya, sehingga lenturan terjadi dalam 1 arah, memiliki perbandingan antara bentang panjang dibagi bentang yang lebih pendek lebih dari 2 atau  $\frac{L_y}{L_x} > 2$
2. Pelat 2 Arah: pelat yang didukung pada keempat sisinya, sehingga lenturan terjadi dalam dua arah memiliki perbandingan antara bentang panjang dibagi bentang pendek kurang dari dua atau  $\frac{L_y}{L_x} \leq 2$ .

Berdasarkan SNI 2847:2019, terdapat ketebalan minimum dari suatu pelat satu arah dan dua arah. Ketebalan tersebut harus memenuhi tabel berikut ini karena potensi pelat yang tidak bertumpu atau melekat pada konstruksi lain memiliki kemungkinan rusak akibat lendutan yang besar.

Tabel 2.1 Ketebalan Minimum Pelat Solid Satu Arah Nonprategang

Kondisi Tumpuan	$h^{[1]}$ minimum
Tumpuan sederhana	$\ell/20$
Satu ujung menerus	$\ell/24$
Kedua ujung menerus	$\ell/28$
Kantilever	$\ell/10$

<sup>[1]</sup> Angka ini berlaku untuk beton berat normal  
(Sumber: SNI 2847:2019 tabel 7.3.1.1 – Ketebalan minimum pelat solid satu arah non prategang)

Berdasarkan aturan-aturan di atas dan perletakan kolom struktur baik pada bangunan Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby* dan Gedung Serbaguna dirancang untuk memenuhi kebutuhan pelat lantai dengan jenis satu arah.

### A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Salah satu contoh perhitungan pelat lantai adalah pelat berjenis A pada gedung Kantor Pengelola dan *Lobby* dengan data:

$$L_y = 1000 \text{ cm} = 10 \text{ m}$$

$$L_x = 333,4 \text{ cm} = 3,4 \text{ m}$$

Identifikasi jenis pelat:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{10}{3,4} = 2,9 > 2$$

Hasil dari perhitungan  $\frac{L_y}{L_x}$  didapatkan nilainya 2,9 maka pelat A termasuk pelat dengan jenis 1 arah. Langkah selanjutnya yakni perhitungan tebal pelat. Tebal minimum pelat menurut SNI 2847:2019 adalah 120 mm. Kondisi perlekatan pelat ini adalah dua menerus, sehingga:

$$h = \frac{l}{28} = \frac{333,4}{28} = 11,93 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm}$$

Tabel 2.2 Rekapitulasi Pelat Lantai Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*

Tipe Pelat	A	B	C	D
<b>Kondisi Tumpuan</b>	Dua menerus	Dua menerus	Dua menerus	Dua menerus
<b>Lx (mm)</b>	3333,4	2666,7	2000	3333,4
<b>Ly (mm)</b>	10000	10000	5000	10000
<b>Ly/Lx</b>	2,9	3,75	2,5	3
<b>Jenis Pelat</b>	Satu arah	Satu arah	Satu arah	Satu arah
<b>Fungsi</b>	Kantor	Kantor	Kantor	Kamar mandi
<b>Tebal (cm)</b>	12	12	12	12

### B. Gedung Serbaguna

Dalam perencanaan pelat pada Gedung Serbaguna digunakan cara dan langkah-langkah yang sama seperti pada Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*. Berikut merupakan hasil rekapitulasi pelat pada Gedung Serbaguna

Tabel 2.3 Rekapitulasi Pelat Lantai Gedung Serbaguna

Tipe Pelat	1	2	3	4	5	6
<b>Kondisi Tumpuan</b>	Dua menerus			Satu menerus	Dua menerus	
<b>Lx (mm)</b>	3333,4	2000	3000	3000	2500	3333,4
<b>Ly (mm)</b>	10000	5000	10000	6000	10000	10000
<b>Ly/Lx</b>	2,9	2,5	3,3	2	4	2,9
<b>Jenis Pelat</b>	Satu arah	Satu arah	Satu arah	Satu arah	Satu arah	Satu arah
<b>Fungsi</b>	R. Peralatan, <i>Lounge</i>	Selasar	Musholla	Selasar	Gudang	Kamar mandi
<b>Tebal (cm)</b>	13	13	13	13	13	13

### 2.2.2 Preliminary Design Balok

Berdasarkan SNI 2847:2019, tinggi minimal balok yang tidak bertumpu atau melekat pada konstruksi lain harus memenuhi syarat berikut. Hal ini dikarenakan adanya kemungkinan untuk terjadinya lendutan yang besar.

Tabel 2.4 Tinggi Minimum Balok Nonprategang

Kondisi Perletakan	$h^{[1]}$ minimum
Perlekatan sederhana	$l/16$
Menerus satu sisi	$l/18,5$
Menerus dua sisi	$l/21$
Kantilever	$l/8$

<sup>[1]</sup> Angka ini berlaku untuk beton berat normal  
(Sumber: SNI 2847:2019 tabel 9.3.1.1 – Tinggi Minimum Balok Nonprategang)

#### A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Berikut merupakan salah satu contoh tinggi minimum pada Gedung Kantor Pengelola dan Lobby sebagai berikut.

Data-data:

Panjang bentang = 10 m = 10000 cm

- Balok 1 (B1) menerus 2 sisi

$$h = \frac{L}{21} = \frac{10000}{21} = 476,19 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

- Balok 2 (B2) menerus 1 sisi

$$h = \frac{L}{18,5} = \frac{10000}{18,5} = 540,54 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

## 3. Balok 3 (B3) kantilever

$$h = \frac{L}{8} = \frac{10000}{8} = 1250 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Setelah mengetahui tinggi minimum balok, mencari lebar balok. Perhitungan untuk menentukan lebar balok dengan rumus:

$$b = \frac{2}{3}h \quad (2.1)$$

Sehingga,

## 1. Balok 1 (B1) menerus 2 sisi

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 500 = 333,33 \text{ mm} \approx 350 \text{ mm}$$

## 2. Balok 2 (B2) menerus 1 sisi

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 600 = 400 \text{ mm}$$

## 3. Balok 3 (B3) kantilever

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 500 = 333,33 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Tabel 2.5 Rekap Perencanaan Ukuran Balok Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

	H	x	B
B1	500 mm	x	300 mm
B2	600 mm	x	400 mm
B3	250 mm	x	250 mm

Cek syarat dimensi penampang balok SRPMK untuk salah satu ukuran balok yakni B2.

B2 (600 mm x 400 mm)

Selimut beton = 40 mm

Diameter Sengkang (yang direncanakan) = 8 mm

Diameter tulangan utama (yang direncanakan) = 20 mm

Dimensi kolom (yang direncanakan) = 600 mm x 600 mm

Syarat:

1. Cek terhadap syarat  $l_n \geq 4d$

$$l_n \geq 4d$$

$$d = H - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ Sengkang} - \frac{\emptyset \text{ utama}}{2}$$

$$d = 600 - 40 - 8 - \frac{20}{2} = 542 \text{ mm}, 4d = 2168 \text{ mm}$$

$l_n$  = Panjang bentang – dimensi kolom

$$l_n = 10000 - 542 = 9400 \text{ mm} \geq 2168 \text{ mm (aman)}$$

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

$$B_w = 400 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm (aman)}$$

$$0,3 h = 0,3 \times 600 = 180 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm (aman)}$$

Setelah itu dilakukan pengecekan syarat dimensi penampang balok SRPMK pada B1 dan B3 dan didapatkan hasilnya aman.

## **B. Gedung Serbaguna**

Dalam perencanaan balok pada Gedung Serbaguna digunakan cara dan langkah-langkah yang sama seperti pada Gedung Kantor Pengelola dan Lobby. Selain itu, sudah dilakukan pengecekan syarat dimensi penampang balok SRPMK. Berikut merupakan hasil rekapitulasi balok Gedung Serbaguna.

Tabel 2.6 Rekap Perencanaan Ukuran Balok Gedung Serbaguna

	H	x	B
B1	400 mm	x	600 mm
B2	350 mm	x	500 mm

### **2.2.3 Preliminary Design Kolom**

Dalam menentukan dimensi kolom dengan cara dimensi terkecil kolom lebih dari atau sama dengan lebar balok ( $B_{\text{kolom}} \geq B_{\text{balok}}$ ).

Pada SNI 2847:2019 pasal 18.7.2.1 dijelaskan syarat perihal ukuran penampang kolom yang dapat memenuhi syarat:

1. Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300mm, dengan rumus:

$$B \geq 300 \text{ mm} \quad (2.2)$$

2. Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4, dengan rumus:

$$\frac{B}{H} > 0,4 \quad (2.3)$$

3. Dimensi lebar kolom tidak lebih besar atau sama dengan dimensi tinggi kolom, atau dengan rumus:

$$B \leq H \quad (2.4)$$

Setelah mengetahui syarat-syarat dimensi penampang kolom, maka direncanakan ukuran kolom 600 mm × 600 mm. Dimensi ini kemudian dicek menurut syarat di atas.

#### **A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby**

1. Cek terhadap syarat  $B \geq 300$  mm  
 $B = 600 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$  (aman)
2. Cek terhadap syarat  $\frac{B}{H} > 0,4$   
 $\frac{600}{600} = 1 > 0,4$  (aman)
3. Cek terhadap syarat  $B \leq H$   
 $B = 600 \text{ mm} \leq H = 600 \text{ mm}$  (aman)

Dalam perencanaan ukuran kolom 600 mm x 600 mm dan dilakukan pengecekan syarat menurut SNI. Didapatkan hasil untuk ukuran kolom 600 mm x 600 mm aman apabila akan digunakan ukuran tersebut dalam perencanaan Gedung Kantor Pengelola dan Lobby.

#### **B. Gedung Serbaguna**

1. Cek terhadap syarat  $B \geq 300$  mm  
 $B = 600 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$  (aman)
2. Cek terhadap syarat  $\frac{B}{H} > 0,4$   
 $\frac{600}{600} = 1 > 0,4$  (aman)

3. Cek terhadap syarat  $B \leq H$

$$B = 600 \text{ mm} \leq H = 600 \text{ mm} \text{ (aman)}$$

Dalam perencanaan ukuran kolom 600 mm x 600 mm dan dilakukan pengecekan syarat menurut SNI. Didapatkan hasil untuk ukuran kolom 600 mm x 600 mm aman apabila akan digunakan ukuran tersebut dalam perencanaan Gedung Serbaguna.

#### **A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby**

1. Cek terhadap syarat  $B \geq 300 \text{ mm}$

$$B = 600 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \text{ (aman)}$$

2. Cek terhadap syarat  $\frac{B}{H} > 0,4$

$$\frac{600}{600} = 1 > 0,4 \text{ (aman)}$$

3. Cek terhadap syarat  $B \leq H$

$$B = 600 \text{ mm} \leq H = 600 \text{ mm} \text{ (aman)}$$

Dalam perencanaan ukuran kolom 600 mm x 600 mm dan dilakukan pengecekan syarat menurut SNI. Didapatkan hasil untuk ukuran kolom 600 mm x 600 mm aman apabila akan digunakan ukuran tersebut dalam perencanaan Gedung Kantor Pengelola dan Lobby.

#### **B. Gedung Serbaguna**

1. Cek terhadap syarat  $B \geq 300 \text{ mm}$

$$B = 600 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \text{ (aman)}$$

2. Cek terhadap syarat  $\frac{B}{H} > 0,4$

$$\frac{600}{600} = 1 > 0,4 \text{ (aman)}$$

3. Cek terhadap syarat  $B \leq H$

$$B = 600 \text{ mm} \leq H = 600 \text{ mm} \text{ (aman)}$$

Dalam perencanaan ukuran kolom 600 mm x 600 mm dan dilakukan pengecekan syarat menurut SNI. Didapatkan hasil untuk ukuran kolom 600 mm x



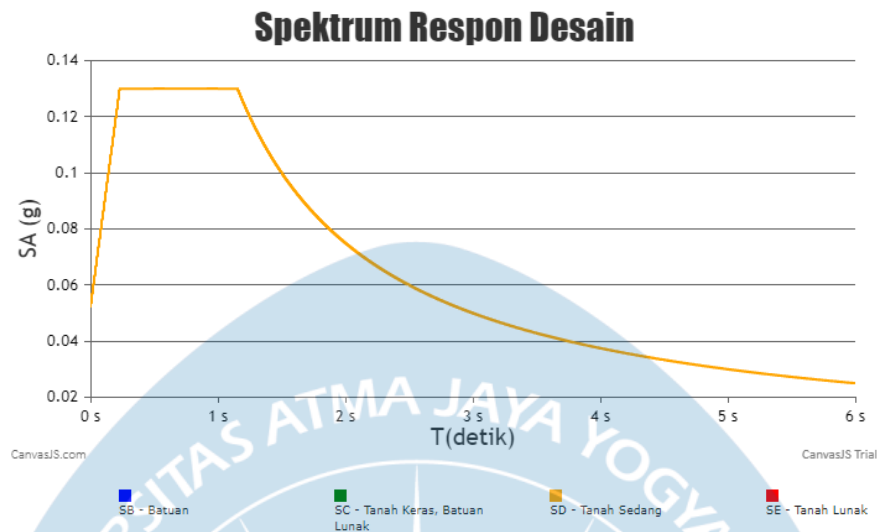
600 mm aman apabila akan digunakan ukuran tersebut dalam perencanaan Gedung Serbaguna.

### 2.3 Perencanaan Pembebanan Struktur

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan Gedung dan nongedung sesuai Tabel 3 – Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa pada SNI 1726: 2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (dapat dilihat pada lampiran), maka masing-masing bangunan dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Untuk Gedung Pengelola dan *Lobby*, maka difungsikan sebagai gedung perkantoran. Berdasarkan Tabel 3 (Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa), maka tergolong kategori risiko pada **tingkat II**.
2. Untuk Gedung Serbaguna, maka difungsikan sebagai gedung pertemuan. Berdasarkan Tabel 3 (Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa), maka tergolong kategori risiko pada **tingkat III**.

Spektrum Respon Desain adalah plot spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik yang parameternya pembandingnya berupa parameter respons spektra percepatan gempa MCER yang terpetakan pada periode pendek ( $S_s$ ) dan periode 1 detik ( $S_1$ ), faktor amplifikasi untuk percepatan pada periode pendek ( $F_a$ ) dan periode 1 detik ( $F_v$ ), parameter respons spektra percepatan pada periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ). Berikut hasil Spektrum Respon Desain pada Kota Samarinda yang didasarkan pada lokasi proyek yang ditunjukkan pada Gambar 1.



Gambar 2.1 Grafik Spektrum Respon Desain pada Kota Samarinda

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

Kelas	T0(detik)	Ts(detik)	Sds(g)	Sd1(g)
SD - Tanah Sedang	0.23	1.15	0.13	0.15

Rentang T(s) Value: 6  
 PGA MCEG: 0.0532 (g) bedrock  
 SS MCEr: 0.1197 (g) bedrock  
 S1 MCEr: 0.0974 (g) bedrock  
 TL: 16 Detik

Save

Gambar 2.2 Parameter untuk membuat Grafik Spektrum Respon Desain pada Kota Samarinda

Nilai Spektrum Respon Desain yang didapat dari website <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/yakni>:

- $S_{ds} = 0,13 \text{ g}$
- $S_{d1} = 0,15 \text{ g}$

Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

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

(Sumber: Tabel 8 pada SNI 1726: 2019  
Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

1. Pada gedung pengelola/*lobby* dengan kategori risiko tingkat II dan nilai SDS pada Spektrum Respon Desain yang didapatkan adalah 0.13 g, maka Kategori Desain Seismik tergolong pada kategori **risiko tingkat A**.
2. Pada gedung serbaguna dengan kategori risiko tingkat III dan nilai SDS pada Spektrum Respon Desain yang didapatkan adalah 0,13 g, maka Kategori Desain Seismik tergolong pada kategori **risiko tingkat A**.

Tabel 2.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,30$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber: Tabel 9 pada SNI 1726: 2019 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

3. Pada gedung pengelola/*lobby* dengan kategori risiko tingkat II dan nilai  $S_{D1}$  pada Spektrum Respon Desain yang didapatkan adalah 0.15 g, maka Kategori Desain Seismik tergolong pada kategori **risiko tingkat C**.
4. Pada gedung serbaguna dengan kategori risiko tingkat III dan nilai  $S_{D1}$  pada Spektrum Respon Desain yang didapatkan adalah 0.15 g, maka Kategori Desain Seismik tergolong pada kategori **risiko tingkat C**.

#### A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Pembebanan berat seismik efektif bangunan

Lebar bangunan = 10 meter

Panjang bangunan = 50 meter

1. Berat satuan lantai 2

$$\text{Berat sendiri pelat (tipe A, D)} = 0,14 \times 24 = 3,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat sendiri pelat (tipe B, C)} = 0,12 \times 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pasir 4 cm} = 0,04 \times 17 = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi 2 cm} = 0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Penutup lantai} = 0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

Partisi	= 1 kN/m <sup>2</sup>
<u>Plafon, MEP, dan lain-lain</u>	= 0,25 kN/m <sup>2</sup>
Total Dead load (Tebal pelat 12 cm)	= 5,45 kN/m <sup>2</sup>
Dead load (tanpa berat sendiri)	= 2,57 kN/m <sup>2</sup>
Live load (SNI 2847:2019 bangunan kantor)	= 4,8 kN/m <sup>2</sup>
2. Berat satuan atap	
Plafon, MEP, dan lain-lain	= 0,25 kN/m <sup>2</sup>
3. Balok Kolom	
Balok induk tipe 1 (400 mm x 600 mm)	
Pada pelat 12 cm	= $\left(\frac{400}{1000}\right) \times \left(\left(\frac{600}{1000}\right) - 0,12\right) \times 24 = 4,61 \text{ kN/m}^2$
Balok anak tipe 2 (350 mm x 500 mm)	
Pada pelat 12 cm	= $\left(\frac{350}{1000}\right) \times \left(\left(\frac{500}{1000}\right) - 0,12\right) \times 24 = 3,192 \text{ kN/m}^2$
Kolom tipe 3 (600 mm x 600 mm)	
Berat volume	= $\left(\frac{600}{1000}\right) \times \left(\frac{600}{1000}\right) \times 24 = 8,64 \text{ kN/m}^2$
4. Menghitung beban lantai (lantai 2)	
Luasan pelat 12 cm	= 93,34 m <sup>2</sup>
Pelat tebal 12 cm	= 5,45 x 93,34 = 508,703 kN
Balok induk 400 mm x 600 mm	
Panjang balok	= 4,608 x 28 = 129,024 kN
Balok anak tipe 2 (350 mm x 500 mm)	
Panjang balok	= 38 x 3,192 = 121,296 kN
Kolom 600 mm x 600 mm	
Tinggi lantai 1	= 4,75 m
Tinggi lantai 2	= 5 m
Jumlah kolom	= 26
	= $\left(4,75 + \left(\frac{5}{2}\right)\right) \times 26 \times 8,64$
	= 1628,64
Pelat selasar	= 204 x 5,45
	= 1111,8 kN

$$\begin{aligned} \text{Balok Lisplank} &= 142 \times 3,192 \\ &= 453,264 \text{ kN} \\ \text{Dinding} &= 250 \times 200 \times 3,375 \times \frac{9,81}{1000} = 1655,44 \text{ kN} \\ \text{Total W1} &= 13146,648 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 5. Menghitung beban atap

$$\begin{aligned} \text{Balok induk} &400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \\ \text{Panjang balok} &= 4,416 \times 270 = 1192,32 \text{ kN} \\ \text{Balok anak tipe 2 (350 mm} &\times 500 \text{ mm)} \\ \text{Panjang balok} &= 200 \times 3,024 = 604,8 \text{ kN} \\ \text{Kolom } 600 \text{ mm} &\times 600 \text{ mm} \\ \text{Tinggi} &= 5 \text{ m} \\ &= \frac{5}{2} \times 18 \times 8,64 \\ &= 38,8 \text{ kN} \\ \text{Total W2} &= 2185,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 6. Kuda-kuda

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar kuda-kuda} &= 2,5 \text{ m} \\ \text{Reaksi dari SAP2000} &= 37,48 \text{ kN} \\ \text{W atap} &= 37,48 \times 2 \times \left( \left( \frac{50}{2,5} \right) + 1 \right) \\ &= 1574,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

## Koefisien Respon Seismik

Data respon spektrum:

$$\begin{aligned} Sds &= 0,13 \text{ g} \\ Sd1 &= 0,15 \text{ g} \\ R &= 5 \text{ (Pemikul momen menengah)} \\ Ie &= 1 \text{ (kategori risiko tingkat II)} \\ T &= 0,23 \text{ s} \end{aligned}$$

$$C_s = \frac{Sds}{\left( \frac{R}{Ie} \right)} = \frac{0,13}{\left( \frac{5}{1} \right)} = 0,026$$

Nilai  $C_s$  tidak perlu lebih besar dari:

$$C_s = \frac{Sd1}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,15}{0,23 \left( \frac{5}{1} \right)} = 0,1304$$

Nilai  $C_s$  tidak kurang dari:

$$\begin{aligned} C_s \text{ min} &= 0,044 \times S_d s \times I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,13 \times 1 \\ &= 0,00572 \geq 0,01 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

Digunakan nilai  $C_s = 0,026$

1. Menghitung gaya geser Dasar ( $v$ )

$$V = C_s \times W$$

$$C_s = 0,026$$

$$W = 13146,6475 + 2185,92 + 1574,16 = 16906,728 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, gaya geser dasar (V)} &= C_s \times W \\ &= 0,026 \times 16906,7275 \\ &= 439,575 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Beban gempa statik ekuivalen

$$K = 0,5 T + 0,75 = 0,5 (0,23) + 0,75 = 0,865$$

Tabel 2.9 Rekapitulasi Beban Gempa Tiap Lantai Metode Statik Ekuivalen Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*

Lantai	Wx (kN)	Hx (m)	$Wx \times Hx^k$	Cvx	Fx (kN)
Lantai Atap + Kuda-kuda	3760,08	9	25154,568	0,3321	145,961
Lantai 2	13146,648	4,75	50600,5213	0,6679	293,614
<b>Jumlah</b>		13,75	75755,089		439,5749

## B. Gedung Serbaguna

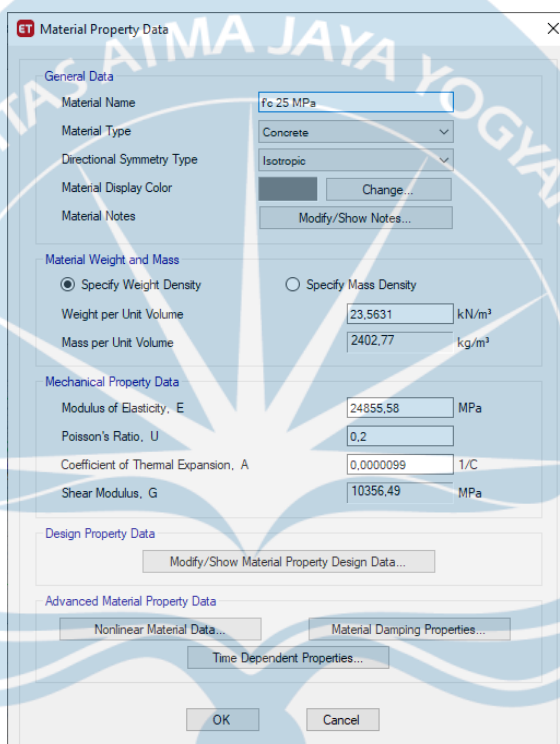
Dalam perencanaan pembebanan pada Gedung Serbaguna digunakan cara dan langkah-langkah yang sama seperti pada Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*. Berikut merupakan hasil rekapitulasi pembebanan pada Gedung Serbaguna.

Tabel 2.10 Rekapitulasi Beban Gempa Tiap Lantai Metode Statik Ekuivalen Gedung Serbaguna

Lantai	Wx (kN)	Hx (m)	$Wx \times Hx^k$	Cvx	Fx (kN)
Lantai Atap + Kuda-kuda	3841	7	20678,64	0,3945	171,922
Lantai 2	9566,518	4	31734,78	0,6055	263,842
<b>Jumlah</b>		11	52413,439		435,764

## 2.4 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur ini dilakukan 3 dimensi pada *software* ETABS 2018 dengan memasukkan beban-beban yang sudah dihitung. Tahap awal dalam pemodelan struktur yakni, pendefinisian properti dari material yang akan digunakan. Lalu pendefinisian ukuran-ukuran balok, kolom, pelat dan sebagainya. Setelah itu masukkan beban-beban yang telah dihitung. Lakukan pengecekan bangunan aman atau tidak.



Gambar 2.3 Properti Material Beton 25 MPa

Gambar 2.3 menjelaskan tampilan pada *software* ETABS 2018 untuk pendefinisian material properti yang akan digunakan. Untuk bangunan Gedung Kantor Pengelola dan Gedung Serbaguna sama-sama menggunakan material beton  $f_c$  25 Mpa.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in ETABS. The 'General Data' section is filled with the following information: Material Name is 'Tul. Utama fy = 420 MPa', Material Type is 'Rebar', Directional Symmetry Type is 'Uniaxial', and Material Display Color is blue. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected, with values of 76,9729 kN/m<sup>3</sup> and 7849,047 kg/m<sup>3</sup>. The 'Mechanical Property Data' section shows a Modulus of Elasticity (E) of 199947,98 MPa and a Coefficient of Thermal Expansion (A) of 0,0000117 1/C. The 'Design Property Data' and 'Advanced Material Property Data' sections are currently empty.

Gambar 2.4 Spesifikasi Tulangan Utama

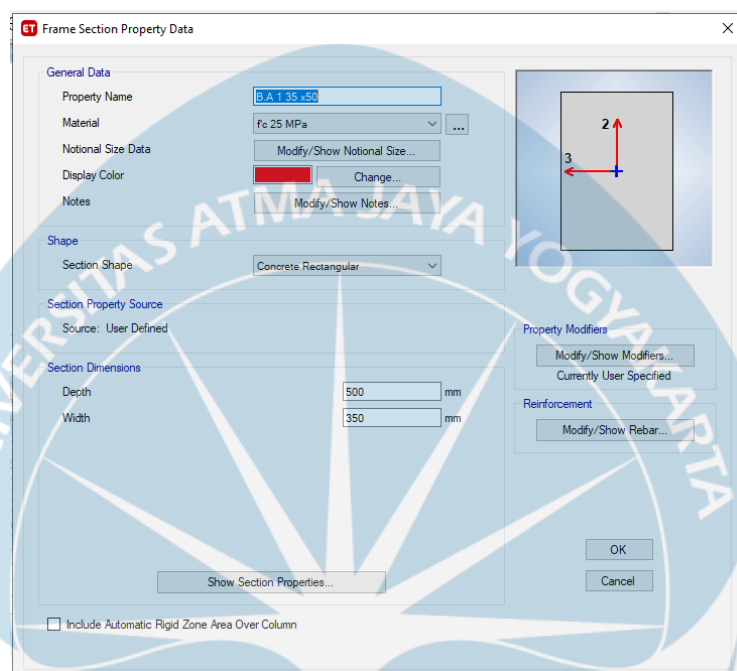
Gambar 2.4 menampilkan tampilan pada ETABS 2018 dengan material baja tulangan yang akan digunakan. Pada tulangan longitudinal baik Gedung Kantor Pengelola dan Gedung Serbaguna menggunakan baja tulangan dengan tegangan leleh ( $f_y$ ) 420 MPa.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in ETABS for a different material. The 'General Data' section is filled with: Material Name is 'Tul. Senggang Fy = 280 MPa', Material Type is 'Rebar', Directional Symmetry Type is 'Uniaxial', and Material Display Color is blue. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected, with values of 76,9729 kN/m<sup>3</sup> and 7849,047 kg/m<sup>3</sup>. The 'Mechanical Property Data' section shows a Modulus of Elasticity (E) of 199947,98 MPa and a Coefficient of Thermal Expansion (A) of 0,0000117 1/C. The 'Design Property Data' and 'Advanced Material Property Data' sections are currently empty.

Gambar 2.5 Spesifikasi Tulangan Senggang

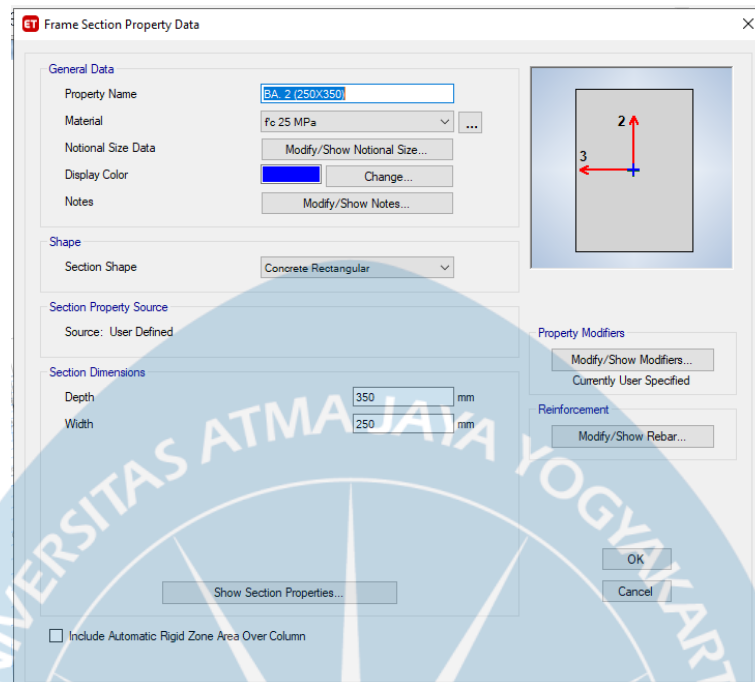


Gambar 2.5 menampilkan tampilan pada ETABS 2018 dengan material baja tulangan yang akan digunakan. Pada tulangan sengkang baik Gedung Kantor Pengelola dan Gedung Serbaguna menggunakan baja tulangan dengan tegangan leleh ( $f_y$ ) 280 MPa.



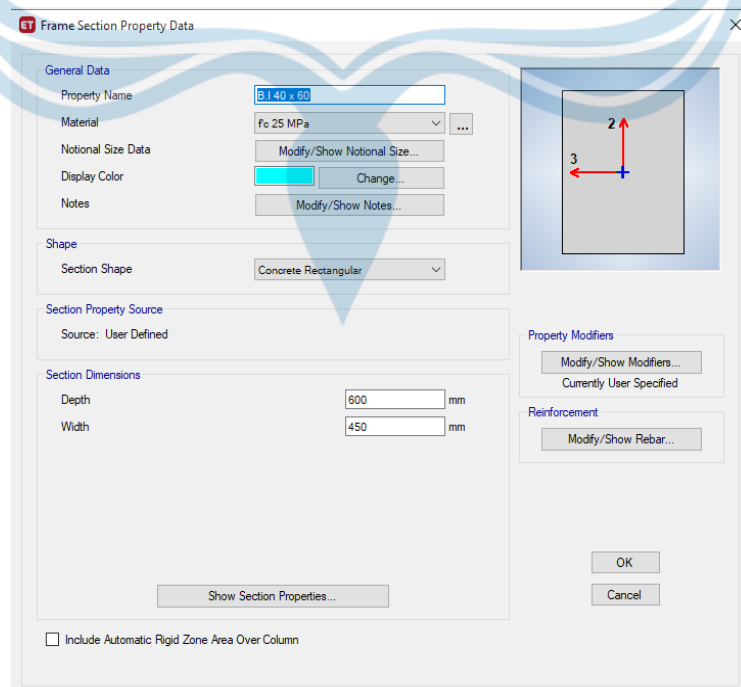
Gambar 2.6 Spesifikasi Balok Anak 1

Gambar 2.6 menampilkan tampilan pada ETABS 2018 salah satu ukuran balok anak 1. Baik balok anak Gedung Kantor Pengelola dan Gedung Serbaguna memiliki ukuran balok anak 1 (350 mm x 500 mm).



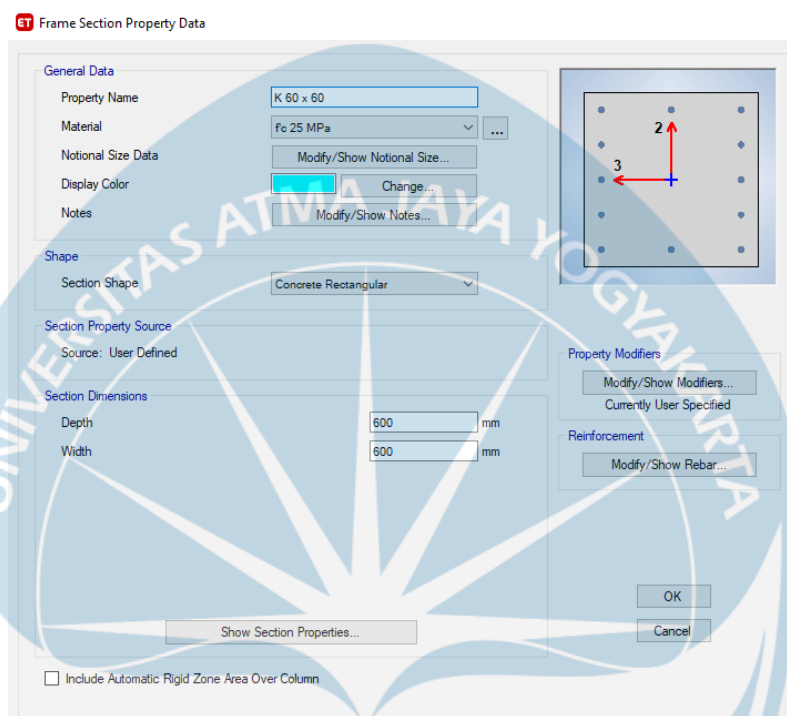
Gambar 2.7 Spesifikasi Balok Anak 2

Gambar 2.7 menampilkan tampilan pada ETABS 2018 salah satu ukuran balok anak 2. Baik balok anak Gedung Kantor Pengelola dan Gedung Serbaguna memiliki ukuran balok anak 2 (250 mm x 350 mm).



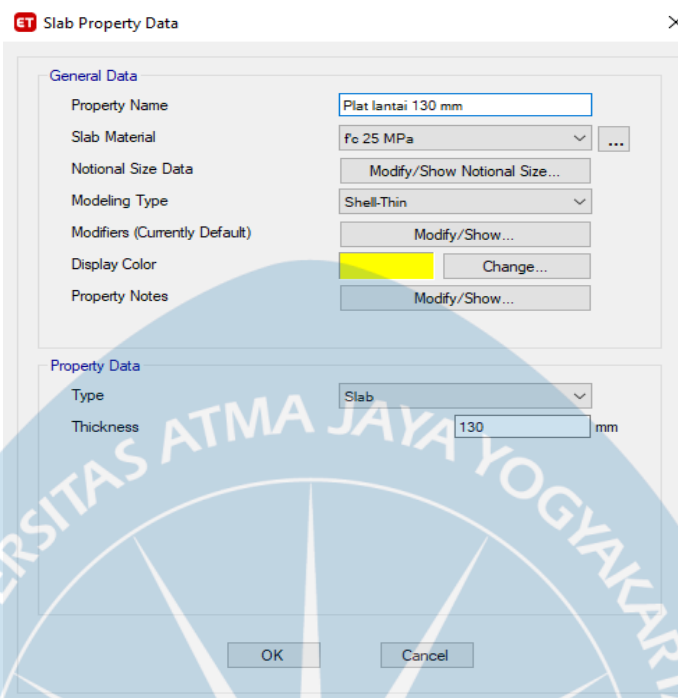
Gambar 2.8 Spesifikasi Balok Induk

Gambar 2.8 menampilkan tampilan pada ETABS 2018 salah satu ukuran balok induk, baik balok induk Gedung Kantor Pengelola dan Gedung Serbaguna memiliki ukuran balok induk (400 mm x 600 mm).



Gambar 2.9 Spesifikasi Kolom

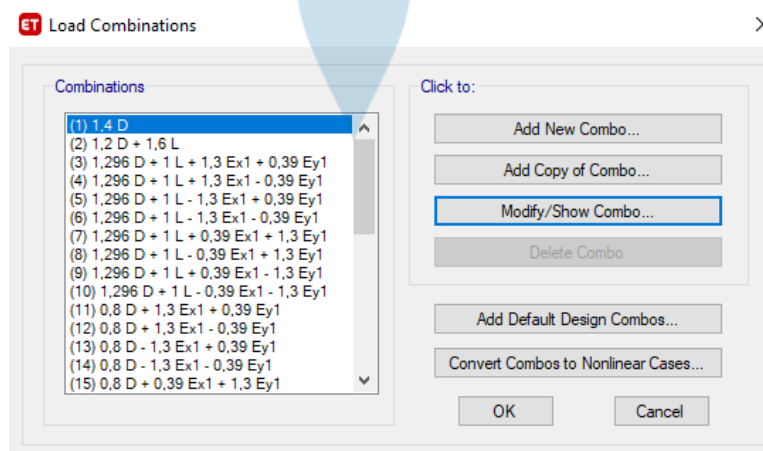
Gambar 2.9 menampilkan tampilan pada ETABS 2018 salah satu ukuran kolom. Baik kolom Gedung Kantor Pengelola dan Gedung Serbaguna memiliki ukuran kolom (600 mm x 600 mm).



Gambar 2.10 Spesifikasi Pelat Lantai

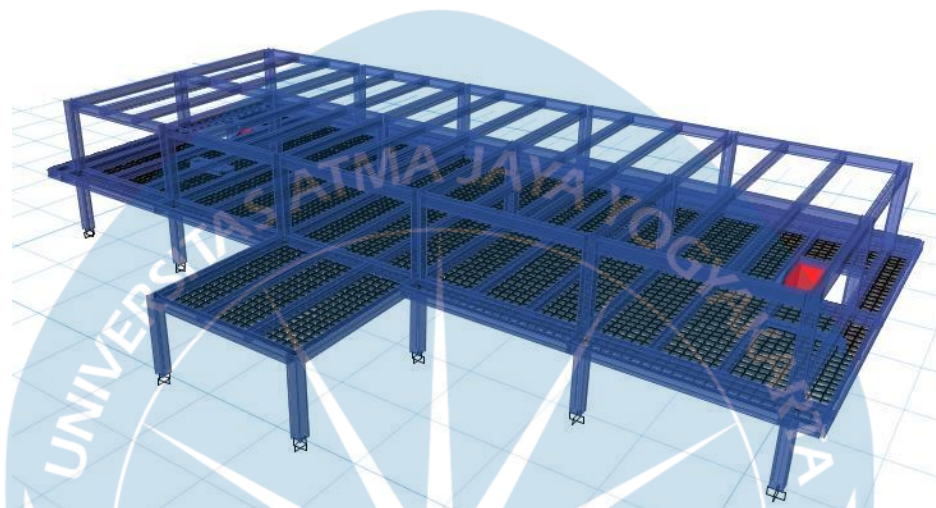
Gambar 2.10 menampilkan tampilan pada ETABS 2018 salah satu ukuran pelat lantai. Gedung Serbaguna memiliki ketebalan 130 mm.

Setelah pendefinisian material, ukuran dan penampang selanjutnya menginput beban yang telah dihitung sebelumnya dimasukkan ke dalam ETABS 2018. Kombinasi-kombinasi yang telah dibuat juga dimasukkan ke dalam ETABS 2018. Contoh input kombinasi pembebanan ini ditunjukkan sebagai berikut.



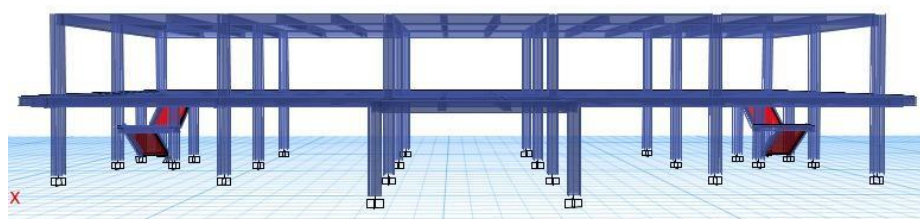
Gambar 2.11 Load Combination Data

Setelah itu, proses pemodelan struktur dalam aplikasi ETABS 2018 telah selesai. Berikut merupakan gambaran 3D model bangunan Gedung Kantor Pengelola dan Gedung Serbaguna.

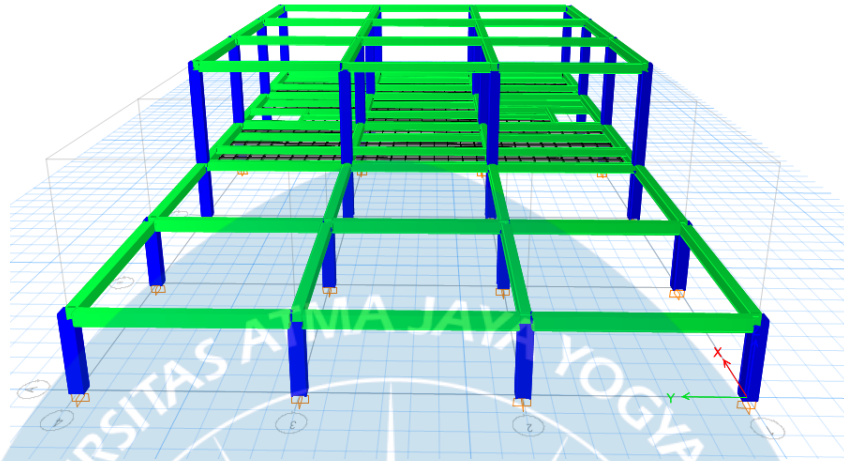


Gambar 2.12 Tampak Depan Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*

Gambar 2.12 dan 2.13 menampilkan tampilan pada ETABS 2018 setelah proses *running*. Gambar 3D Gedung Kantor Pengelola dan *lobby* sebagai acuan dalam menganalisis bentuk gedung yang akan direncanakan. Untuk bagian atap dikosongkan karena, sebelumnya sudah dilakukan pemodelan di *software* SAP. Pemodelan dilakukan secara 2D dengan tujuan untuk mencari nilai reaksi beban atap yang akan dirancang.

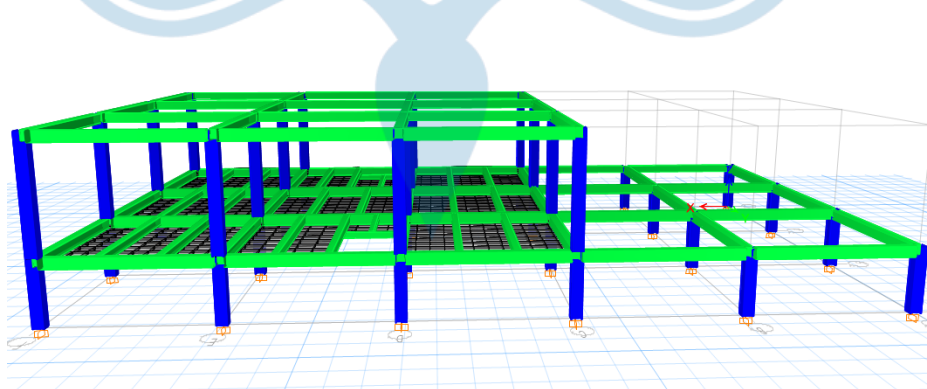


Gambar 2. 13 Tampak Samping Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*



Gambar 2.14 Tampak Depan Gedung Serbaguna

Gambar 2.14 dan 2.15 menampilkan tampilan pada ETABS 2018 setelah proses *running*. Gambar 3D Gedung Serbaguna sebagai acuan dalam menganalisis bentuk gedung yang akan direncanakan. Sama seperti rancangan 3D Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby* untuk bagian atap dikosongkan karena, sebelumnya sudah dilakukan pemodelan di *software* SAP. Pemodelan dilakukan secara 2D dengan tujuan untuk mencari nilai reaksi beban atap yang akan dirancang.



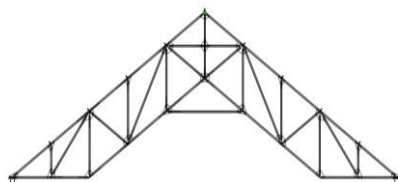
Gambar 2.15 Tampak Samping Gedung Serbaguna

## 2.5 Perancangan Struktur Atap

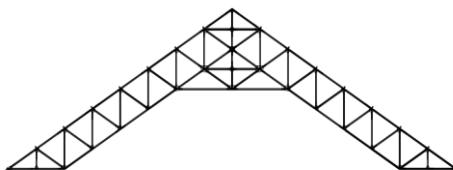
Struktur atap adalah bagian bangunan yang memiliki fungsi untuk menahan atau mengalirkan beban-beban yang berasal dari atap. Struktur rangka atap terbagi menjadi rangka atap dan penopang rangka atap. Rangka atap memiliki fungsi untuk menahan beban dari bahan penutup atap sehingga umumnya berupa susunan balok-balok, baik dari kayu, bambu atau baja yang disusun secara vertikal dan horizontal (kecuali pada struktur atap dak beton). Berdasarkan proses inilah maka muncul istilah gording dan reng. Susunan rangka atap dapat menghasilkan lekukan pada atap dan menciptakan bentuk atap tertentu. Penopang rangka atap adalah balok kayu yang disusun membentuk segitiga yang disebut dengan kuda-kuda. Kuda-kuda di bawah rangka atap berfungsi untuk menyangga rangka atap. Sebagai pengaku, bagian atas kuda-kuda disangkutkan pada balok bubungan, sementara kedua kakinya dihubungkan dengan kolom struktur untuk mengalirkan beban ke tanah.

Perencanaan analisis struktur pada kuda-kuda baja meliputi perencanaan gording, *sag rod*, dan beban kuda-kuda, penentuan kombinasi beban, perhitungan profil kuda-kuda baja, dan perhitungan sambungan. Dalam merencanakan gording, beban-beban yang mempengaruhi adalah sebagai berikut:

1. Beban mati (*Dead Load*), yang meliputi berat penutup atap, berat sendiri pada gording, penggantung, serta berat pada *sag rod*.
2. Beban hidup (*Live Load*), yang meliputi beban terpusat dan beban air hujan.
3. Beban angin (*Wind Load*), yang meliputi beban angin tekan dan beban angin hisap.



(a). Desain Rangka Atap Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby* menggunakan SAP2000



(b). Desain Rangka Atap Gedung Serbaguna menggunakan SAP2000  
Gambar 2.16 Desain Rangka Atap Gedung

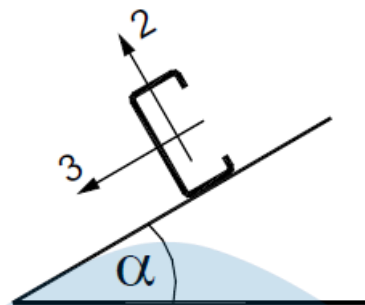
### 2.5.1 Perencanaan Gording

Rencana atap pada bangunan merupakan bagian yang sangat penting, mengingat fungsi dan estetika bangunan yang bersangkutan. Dalam perencanaan atap perlu dipertimbangkan lebih dulu perencanaan gording dari atap tersebut. Gording merupakan bagian dari atap yang diletakkan di atas beberapa kuda-kuda dengan tugas menahan beban atap dan perkayuannya. Menurut Haryanto (2008), untuk merencanakan gording perlu diperhatikan hal-hal sebagai berikut.

1. Jarak gording mendatar untuk atap genteng atau sirap antara 1800 mm sampai maksimum 2500 mm, sedang untuk atap seng atau asbes antara 1000 sampai 1300 mm.
2. Bentang gording ditentukan oleh jarak antar kuda-kuda, sebaiknya jarak kuda-kuda sama dengan jarak kolom struktur. Tetapi kalau tidak memungkinkan jarak kuda-kuda diambil antara 2500 mm sampai 4000 mm untuk atap genteng atau sirap. Untuk atap seng atau asbes jarak kuda-kuda bisa diambil sampai 6000mm.
3. Jumlah *sag rod* atau batang tarik penahan beban arah sumbu lemah gording ditentukan oleh bentang gording (jarak kuda-kuda). Jarak *sag rod* ini bisa diambil maksimum 2000 mm.
4. Batang ikatan angin dipasang dengan bentuk silang diantara kuda-kuda. Ikatan angin ini tidak perlu dipasang pada setiap kuda-kuda, tetapi dapat dipasang selang-seling.

Setelah denah rencana atap dibuat, kemudian direncanakan gording seperti dijelaskan gambar berikut.





Gambar 2.17 Beban Gording Arah Sumbu 2 dan 3

**Beban gording:**

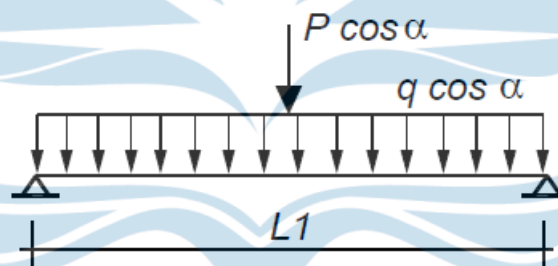
Berat sendiri = diperkirakan (dalam kN/m')

Berat atap =  $\frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$  (dalam kN/m')

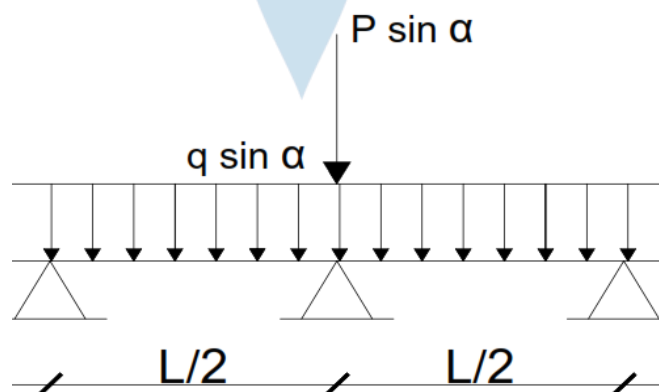
Berat plafon = jarak antar gording x berat plafond (dalam kN/m')

Dead Load (D) rencana gording  $q$  = (dalam kN/m')

Beban pekerja  $P$  diambil sebesar 1,0 kN sebagai beban Live (L)



Gambar 2.18 Beban Gording Arah Sumbu 3



Gambar 2.19 Beban Gording Arah Sumbu 2 dengan 3 Gording

### Rencana momen gording:

#### 1. Pembebanan Akibat Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Di mana : } q_x &= q \times \cos \alpha \\ q_y &= q \times \sin \alpha \end{aligned}$$

$$\text{Di mana : } M_x = \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2$$

$$M_y = \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{2}\right)^2$$

#### 2. Pembebanan Akibat Beban Hidup

$$\begin{aligned} \text{Di mana : } P_x &= P \cos \alpha \\ P_y &= P \sin \alpha \end{aligned}$$

Perhitungan momen arah sumbu 3 dapat menggunakan persamaan berikut ini.

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2 \quad (2.5)$$

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} \times P \times \cos \alpha \times L \quad (2.6)$$

Setelah itu, tentukan Mu dengan menggunakan persamaan berikut ini.

$$M_{3,U} = 1,4 M_{3,D} \quad (2.7)$$

$$M_{3,U} = 1,2 M_{3,D} + 1,6 M_{3,L} \quad (2.8)$$

Dari kedua persamaan kombinasi pembebanan di atas, dipilih  $M_{3,U}$  yang terbesar. Untuk perhitungan momen arah sumbu 2 dapat menggunakan persamaan berikut ini. Rumus di bawah ini digunakan untuk menghitung 4 gording dalam 1 sisi nok.

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 \quad (2.9)$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} \times P \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{2}\right) \quad (2.10)$$

Setelah itu, tentukan Mu dengan menggunakan persamaan berikut ini.

$$M_{2,U} = 1,4 M_{2D} \quad (2.11)$$

$$M_{2,U} = 1,2 M_{2D} + 1,6 M_{2L} \quad (2.12)$$

Dari kedua persamaan kombinasi pembebanan di atas, dipilih  $M_{2,U}$  yang terbesar. Kemudian pilih dimensi gording C, dan dari tabel profil diperoleh properti penampang antara lain:  $I_3 = I_x$  ( $\text{mm}^4$ );  $I_2 = I_y$  ( $\text{mm}^4$ );  $W_3 = W_x$  ( $\text{mm}^3$ ) dan  $W_2 = W_y$  ( $\text{mm}^3$ ).

Setelah menghitung momen dari gording, maka selanjutnya menghitung tegangan pada gording. Dalam elemen struktural pada perencanaan atap, tegangan akibat beban kerja harus diperhitungkan, namun beban kerja harus tidak melampaui tegangan ijin yang ditentukan. Rumus yang digunakan untuk mengontrol tegangan, yaitu sebagai berikut:

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_w} \leq F_y \quad (2.13)$$

Dengan nilai  $\phi=0,9$  untuk lentur dan geser (tabel 6.4-2 SNI 03-1729-2002). Jika  $f_b < f_y$  baja yang digunakan, maka perhitungan tegangan profil baja terhadap gording dianggap aman.

Setelah mengecek tegangan pada gording, maka dapat dilakukan untuk menghitung defleksi pada gording. Persamaan yang digunakan untuk mengontrol defleksi atau lendutan pada gording yang terjadi akibat beban terbagi rata adalah sebagai berikut:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q x \cos \alpha \times L^4}{EI} \quad (2.14)$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q x \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^4 \quad (2.15)$$

Sedangkan persamaan yang digunakan untuk mengontrol defleksi atau lendutan pada gording yang terjadi akibat beban terpusat adalah sebagai berikut:

$$\delta_2 = \frac{1}{48} \times \frac{P \times \cos \alpha \times L^3}{EI} \quad (2.16)$$

$$\delta_3 = \frac{1}{48} \times \frac{P \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^3 \quad (2.17)$$

Maka, dari rumus atau persamaan di atas, dapat dijabarkan sebagai berikut:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times \cos \alpha \times L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \times \cos \alpha \times L^3}{EI} \quad (2.18)$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{P \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^3 \quad (2.19)$$

Untuk total defleksi atau lendutan dapat dihitung sebagai berikut:

$$\delta = \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L \quad (2.20)$$

Sesuai batas lendutan maksimum (tabel 6.4-1 SNI 03-1729- 2002).

Setelah menghitung dan merencanakan gording, maka dapat menentukan dimensi pada *sag rod*. *Sag rod* berfungsi untuk menghubungkan gording yang satu dengan gording yang lainnya. Selain itu, *sag rod* memiliki fungsi untuk mencegah terjadinya pelengkungan pada gording. Untuk merencanakan *sag rod* dapat menggunakan persamaan berikut ini.

$$F_{t,u} = 1,4 F_{t,D} \quad (2.21)$$

$$F_{t,L} = \frac{n}{2} \times P \times \sin \alpha \quad (2.22)$$

Untuk kombinasi pembebanan menggunakan persamaan sebagai berikut:

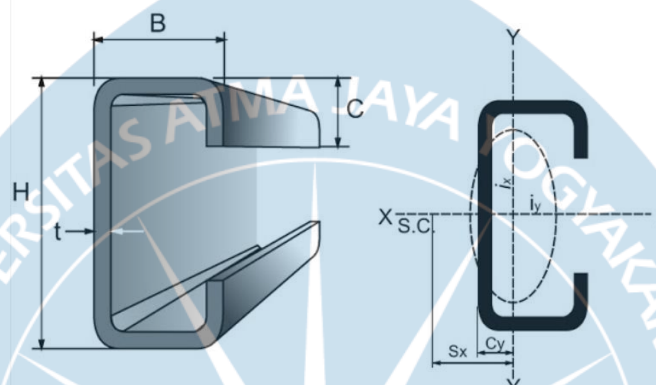
$$F_{t,D} = n \times \left(\frac{L}{2} \times q \times \sin \alpha\right) \quad (2.23)$$

$$F_{t,u} = 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} \quad (2.24)$$

Dari kedua persamaan di atas, maka pilih  $F_{t,u}$  yang paling terbesar. Untuk menghitung luas batang *sag rod*, dapat menggunakan rumus sebagai berikut.

$$A_{sr} = \frac{F_t \times 10^3}{\phi F_y} \quad (2.25)$$

Berikut merupakan perhitungan dalam penentuan dimensi gording dan *sag rod* yang digunakan pada 2 gedung, yaitu gedung kantor pengelola dan *lobby*, serta gedung serbaguna. Kedua gedung tersebut direncanakan menggunakan profil C dengan dimensi 200 x 75 x 20 mm dan tabel spesifikasi produk terlampir pada lampiran.



Gambar 2.20 Ilustrasi Profil Kanal C

#### A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Pada atap gedung 1, yaitu gedung kantor pengelola dan *lobby*, dipilih profil baja Kanal C Ringan (*Lipped Channel*) dengan dimensi 200 x 75 x 20 mm dengan spesifikasi berikut.

Tabel 2.11 Rekapitulasi Spesifikasi Kanal C dengan Dimensi 200 x 75 x 20 mm

Ketebalan ( <i>thickness / t</i> )	2,3 mm	
Berat jenis ( <i>Unit Weight</i> )	6,77 kg/m	
Luas penampang A ( <i>section area</i> )	8,62 cm <sup>2</sup>	
Momen inersia geometri pada sumbu x ( $I_x$ )	531 cm <sup>4</sup>	5310000 mm <sup>4</sup>
Momen inersia geometri pada sumbu y ( $I_y$ )	64 cm <sup>4</sup>	640000 mm <sup>4</sup>
Modulus penampang pada sumbu x ( $Z_x$ )	53,1 cm <sup>3</sup>	53100 mm <sup>3</sup>
Modulus penampang pada sumbu y ( $Z_y$ )	12 cm <sup>3</sup>	12000 mm <sup>3</sup>
Radius girasi pada sumbu x ( $r_x$ )	7,85 cm	78,5 mm

Tabel 2.11 (Lanjutan)

Radius girasi pada sumbu y ( $r_y$ )	2,72 cm	27,2 mm
Pusat gravitasi ( $C_y$ / <i>center of gravity</i> )	2,2 cm	22 mm
Pusat geser ( $X_o$ / <i>shear center</i> )	5,47 cm	54,7 mm

Atap harus didesain memiliki kemiringan yang cukup atau lawan-lendut untuk menjamin drainase yang cukup dengan memperhitungkan defleksi atap jangka-panjang akibat beban mati. Bila defleksi atap dapat menimbulkan genangan air yang disertai dengan defleksi tambahan dan genangan tambahan, desainnya harus menjamin bahwa proses ini dengan sendirinya menjadi pembatas. Pada gedung kantor pengelola dan *lobby*, direncanakan menggunakan software *AutoCAD*, sehingga didapatkan kemiringan pada atap  $\Theta = 35^\circ$ , dengan:

$$\Phi \text{ (faktor reduksi kekuatan)} = 0,9$$

$$L \text{ (jarak antar kuda-kuda)} = 2,5 \text{ m}$$

$$E \text{ (modulus elastisitas baja)} = 200.000 \text{ MPa}$$

$$\text{Jarak antar gording} = 2,44 \text{ m}$$

$$\text{Massa atap sirap} = 40 \text{ kg}$$

$$\text{Massa plafond} = 20 \text{ kg}$$

$$\text{Berat gording (asumsi)} = 6,77 \text{ kg/m'}$$

$$F_y \text{ (tegangan leleh) baja} = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor tiupan angin} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$F_u \text{ (tegangan tarik batas) baja} = 370 \text{ MPa}$$

Berdasarkan parameter yang diperoleh di atas, maka didapatkan:

$$\text{Berat sendiri gording} = \text{diperkirakan} = \frac{6,77 \text{ kg/m}}{100} = 0,0677 \text{ kN/m'}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat atap dengan menghitung} &= \frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap} \\
 &= \frac{2}{\cos 35^\circ} \times \frac{40}{100} \\
 &= 0,9766 \text{ kN/m}'
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat plafond} &= \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond} \\
 &= 2 \times \frac{20}{100} \\
 &= 0,4 \text{ kN/m}'
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati } \textit{Dead Load} \text{ (D)} &= \text{Berat sendiri gording} + \text{berat atap} + \text{berat} \\
 &\quad \text{plafond} \\
 &= 0,0677 + 0,9766 + 0,4 \\
 &= 1,444 \text{ kN/m}'
 \end{aligned}$$

$$\text{Beban hidup (L) P diasumsikan} = 1 \text{ kN/m}'$$

### Rencana Momen Gording

Maka, dari penjelasan di atas dapat dijabarkan dalam perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 M_{3,D} &= \frac{1}{8} \times q \times \cos \alpha \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 1,444 \times \cos (35^\circ) \times (2,5)^2 \\
 &= 0,9243 \text{ kNm}'
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{3,L} &= \frac{1}{4} \times P \times \cos \alpha \times L \\
 &= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos (35^\circ) \times (2,5) \\
 &= 0,512 \text{ kNm}'
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{3,U} &= 1,4 M_{3,D} \\
 &= 1,4 (0,9243)
 \end{aligned}$$

$$= 1,294 \text{ kNm'}$$

$$\begin{aligned} M_{3,U} &= 1,2 M_{3D} + 1,6 M_{3L} \\ &= 1,2 (0,9243) + 1,6 (0,512) \\ &= 1,928 \text{ kNm'} \end{aligned}$$

Dipilih  $M_{3,U}$  yang paling besar = 1,928 kNm'

### Beban gording arah sumbu 2

$$\begin{aligned} M_{2,D} &= \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1,444 \times \sin (35^\circ) \times \left(\frac{2,5}{2}\right)^2 \\ &= 0,1618 \text{ kNm'} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,L} &= \frac{1}{4} \times P \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{2}\right) \\ &= \frac{1}{4} \times 1 \times \sin (35^\circ) \times \left(\frac{2,5}{2}\right) \\ &= 0,1792 \text{ kNm'} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,4 M_{2D} \\ &= 1,4 (0,1618) \\ &= 0,227 \text{ kNm'} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,2 M_{2D} + 1,6 M_{2L} \\ &= 1,2 (0,1618) + 1,6 (0,1792) \\ &= 0,481 \text{ kNm'} \end{aligned}$$

Dipilih  $M_{2,U}$  yang paling besar = 0,481 kNm'

### Cek Tegangan Profil C

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

(tabel 6.4-2 SNI 03-1729-2002)



Jika tidak terpenuhi, maka harus memilih tipe profil baja yang lain.

$$\begin{aligned}
 f_b &= \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_w} \leq F_y \text{ (dengan nilai } \Phi = 0,9) \\
 &= \frac{1,928}{0,9 \times 53100} + \frac{0,481}{0,9 \times 12000} \\
 &= 0,0000848825 \text{ kN/mm}^2 \\
 &= 84,88245 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(karena  $f_b$  yang didapatkan adalah  $84,88245 \text{ MPa} < f_y \text{ baja} = 240 \text{ MPa}$  maka tegangan profil C Aman)

### Cek Defleksi Gording

$$\begin{aligned}
 \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \times \cos \alpha \times L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \times \cos \alpha \times L^3}{EI} \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{1,444 \times \cos(35^\circ) \times (2,5 \times 1000)^4}{200000 \times 5310000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos(35^\circ) \times (2,5 \times 1000)^3}{200000 \times 5310000} \\
 &= 0,5669 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{2}\right)^3}{EI} \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{1,444 \times \sin(35^\circ) \times \left(\frac{2,5 \times 1000}{2}\right)^4}{200000 \times 640000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin(35^\circ) \times \left(\frac{2,5 \times 1000}{2}\right)^3}{200000 \times 640000} \\
 &= 0,2059 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Untuk total defleksi atau lendutan dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \delta &= \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L \\
 &= \sqrt{(0,2059)^2 + (0,5669)^2} \leq \frac{1}{240} (2,5 \times 1000)
 \end{aligned}$$

$$\delta = 0,6031 \text{ mm} \leq 10,417 \text{ mm} \text{ (maka defleksi gording aman)}$$

### Rencana *sag rod* dan Kombinasi Pembebanan

Pada Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*, direncanakan jumlah gording di bawah nok = 5 baris, sehingga:

$$\begin{aligned}
 F_{t,D} &= n \times \left( \frac{L}{2} \times q \times \sin \alpha \right) \\
 &= 5 \times \left( \frac{2,5}{2} \times 1,444 \times \sin (35^\circ) \right) \\
 &= 5,178 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,L} &= \frac{n}{2} \times P \times \sin \alpha \\
 &= \frac{5}{2} \times 1 \times \sin (35^\circ) \\
 &= 1,434 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk kombinasi pembebanan, perhitungannya telah dijabarkan rumusnya dan diaplikasikan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 F_{t,u} &= 1,4 F_{t,D} \\
 &= 1,4 \times 5,178 \\
 &= 7,2487 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,u} &= 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} \\
 &= (1,2 \times 5,178) + (1,6 \times 1,434) \\
 &= 8,5075 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dipilih  $F_{t,u} = 8,5075 \text{ kN}$

### **Luas batang *sag rod* yang dibutuhkan**

Untuk menghitung luas batang *sag rod*, dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_{sr} &= \frac{F_t \times 10^3}{\phi F_y} \\
 &= \frac{8,5075 \times 10^3}{0,9 \times 240} \\
 &= 39,3866 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

## B. Gedung Serbaguna

Pada atap gedung 2, yaitu gedung serbaguna, dipilih profil baja Kanal C Ringan (*Lipped Channel*) dengan dimensi 200 x 75 x 20 mm dengan spesifikasi seperti pada tabel 2.11 dan direncanakan menggunakan software *AutoCAD*, sehingga didapatkan kemiringan pada atap  $\Theta = 28^\circ$ , dengan:

$$\Phi \text{ (faktor reduksi kekuatan)} = 0,9$$

$$L \text{ (jarak antar kuda-kuda)} = 2,5 \text{ m}$$

$$E \text{ (modulus elastisitas)} = 200.000 \text{ MPa}$$

$$\text{Jarak antar gording} = 2,13 \text{ m}$$

$$\text{Massa atap sirap} = 40 \text{ kg}$$

$$\text{Massa plafond} = 20 \text{ kg}$$

$$\text{Berat gording (asumsi)} = 6,77 \text{ kg/m'}$$

$$F_y \text{ (tegangan leleh) baja} = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor tiupan angin} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$F_u \text{ (tegangan tarik batas) baja} = 370 \text{ MPa}$$

Berdasarkan parameter yang diperoleh di atas, maka didapatkan:

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri gording} &= \text{diperkirakan} = \frac{6,77 \text{ kg/m}}{100} \\ &= 0,0677 \text{ kN/m'} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat atap} &= \frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap} \\ &= \frac{1,88}{\cos 28^\circ} \times \frac{40}{100} \\ &= 0,8517 \text{ kN/m'} \end{aligned}$$

$$\text{Berat plafond} = \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond}$$

$$= 1,88 \times \frac{20}{100}$$

$$= 0,376 \text{ kN/m'}$$

Beban mati *Dead Load* (D) = Berat sendiri gording + berat atap + berat plafond

$$= 0,0677 + 0,8517 + 0,376$$

$$= 1,295 \text{ kN/m'}$$

Beban hidup (L) P diasumsikan = 1 kN/m'

### Rencana Momen Gording

Maka, dari penjelasan di atas dapat dijabarkan dalam perhitungan sebagai berikut.

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

$$= \frac{1}{8} \times 1,295 \times \cos (28^\circ) \times (2,5)^2$$

$$= 0,8936 \text{ kNm'}$$

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

$$= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos (28^\circ) \times (2,5)$$

$$= 0,552 \text{ kNm'}$$

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

$$= 1,4 (0,8936)$$

$$= 1,251 \text{ kNm'}$$

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

$$= 1,2 (0,8936) + 1,6 (0,552)$$

$$= 1,955 \text{ kNm'}$$

Dipilih  $M_{3,U}$  yang paling besar = 1,955 kNm'

### Beban gording arah sumbu 2

$$\begin{aligned}
 M_{2,D} &= \frac{1}{8} \times q \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 1,295 \times \sin (28^\circ) \times \left(\frac{2,5}{2}\right)^2 \\
 &= 0,119 \text{ kNm}'
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{2,L} &= \frac{1}{4} \times P \times \sin \alpha \times \left(\frac{L}{2}\right) \\
 &= \frac{1}{4} \times 1 \times \sin (28^\circ) \times \left(\frac{2,5}{2}\right) \\
 &= 0,059 \text{ kNm}'
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{2,U} &= 1,4 M_{2,D} \\
 &= 1,4 (0,119) \\
 &= 0,166 \text{ kNm}'
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{2,U} &= 1,2 M_{2,D} + 1,6 M_{2,L} \\
 &= 1,2 (0,119) + 1,6 (0,059) \\
 &= 0,236 \text{ kNm}'
 \end{aligned}$$

Dipilih  $M_{2,U}$  yang paling besar = 0,236 kNm'

### Cek Tegangan Profil C

$$\begin{aligned}
 F_b &= \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_w} \leq F_y \text{ dengan nilai } \phi=0,9 \text{ untuk lentur dan geser} \\
 &\text{(tabel 6.4-2 SNI 03-1729-2002)}
 \end{aligned}$$

Jika tidak terpenuhi, maka harus memilih tipe profil baja yang lain.

$$\begin{aligned}
 f_b &= \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_w} \leq F_y \text{ (dengan nilai } \phi = 0,9) \\
 &= \frac{1,955}{0,9 \times 53100} + \frac{0,236}{0,9 \times 12000} \\
 &= 0,000062804491 \text{ kN/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$= 62,804491 \text{ MPa}$$

(karena  $f_b = 62,804491 \text{ MPa} < f_y \text{ baja} = 240 \text{ MPa}$  maka tegangan profil C Aman)

### Cek Defleksi Gording

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \times \cos \alpha \times L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \times \cos \alpha \times L^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{1,295 \times \cos(28^\circ) \times (2,5 \times 1000)^4}{200000 \times 5310000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos(28^\circ) \times (2,5 \times 1000)^3}{200000 \times 5310000} \\ &= 0,5481 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{P \times \sin \alpha}{EI} \times \left(\frac{L}{2}\right)^3 \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{1,295 \times \sin(28^\circ)}{200000 \times 640000} \times \left(\frac{2,5}{2} \times 1000\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \sin(28^\circ)}{200000 \times 640000} \times \\ &\quad \left(\frac{2,5}{2} \times 1000\right)^3 \\ &= 0,1512 \text{ mm} \end{aligned}$$

Untuk total defleksi atau lendutan dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \delta &= \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L \\ &= \sqrt{(0,5481)^2 + (0,1512)^2} \leq \frac{1}{240} (2,5 \times 1000) \end{aligned}$$

$$\delta = 0,5685 \text{ mm} \leq 10,417 \text{ mm} \text{ (maka defleksi gording aman)}$$

### Rencana Sag rod dan Kombinasi Pembebanan

Pada Gedung Serbaguna, direncanakan jumlah gording di bawah nok = 8 baris, sehingga:

$$\begin{aligned} F_{t,D} &= n \times \left(\frac{L}{2} \times q \times \sin \alpha\right) \\ &= 8 \times \left(\frac{2,5}{2} \times 1,295 \times \sin(28^\circ)\right) \\ &= 6,082 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,L} &= \frac{n}{2} \times P \times \sin \alpha \\
 &= \frac{8}{2} \times 1 \times \sin (28^\circ) \\
 &= 2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk kombinasi pembebanan, perhitungannya telah dijabarkan rumusnya dan diaplikasikan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 F_{t,u} &= 1,4 F_{t,D} \\
 &= 1,4 \times 6,082 \\
 &= 8,5141 \text{ kN} \\
 F_{t,u} &= 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} \\
 &= (1,2 \times 6,082) + (1,6 \times 2) \\
 &= 10,3024 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dipilih  $F_{t,u} = 10,3024 \text{ kN}$

### **Luas Batang *Sag rod***

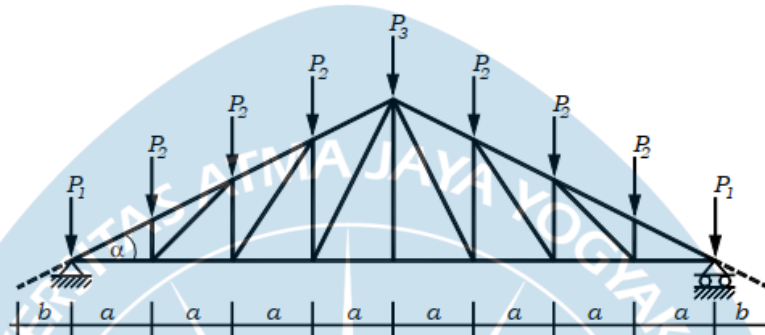
Untuk menghitung luas batang *sag rod*, dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_{sr} &= \frac{F_t \times 10^3}{\phi F_y} \\
 &= \frac{10,3024 \times 10^3}{0,9 \times 240} \\
 &= 47,6964 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

### **Perencanaan Beban Pada Kuda-Kuda**

Untuk merencanakan beban kuda-kuda dapat dilakukan setelah dimensi gording, *sag rod* dan lainnya ditentukan. Dengan melihat denah rencana atap dapat dibuat bagan kuda-kuda seperti ditunjukkan Gambar 5. Lebar tritisan diambil sebesar  $b$ , yang besarnya bervariasi antara 750 mm sampai dengan 1250 mm.

Beban-belan P1, P2 dan P3 dihitung sesuai dengan jarak gording (lebar atap yang didukung) dan panjang gording (jarak antara kuda-kuda), yang dijelaskan seperti berikut. Berat atap dan plafon diambil dari peraturan pembebanan yang berlaku, untuk berat sendiri kuda-kuda diperkirakan sebesar 0,20 kN/m'.



Gambar 2.21 Bagan Rencana Kuda-Kuda (Haryanto, 2008)

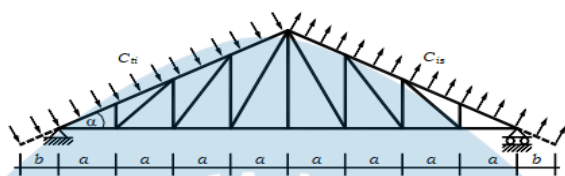
Tabel 2.12 Persamaan untuk Menentukan P1, P2, P3 pada Beban Kuda-Kuda

Beban P1	Berat sendiri kuda-kuda	$\frac{a}{2} \times \text{berat kuda-kuda}$
	Berat gording	$L \times \text{berat gording per m'}$
	Berat atap	$\left(\frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha}\right) \times L \times \text{berat atap}$
	Berat plafon	$\left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafon}$
Beban P2	Berat sendiri kuda-kuda	$a \times \text{berat kuda-kuda}$
	Berat gording	$L \times \text{berat gording per m'}$
	Berat atap	$\left(\frac{a}{\cos \alpha}\right) \times L \times \text{berat atap}$
	Berat plafon	$a \times L \times \text{berat plafon}$
Beban P3	Berat sendiri kuda-kuda	$a \times \text{berat kuda-kuda}$
	Berat gording	$2 \times L \times \text{berat gording per m'}$
	Berat atap	$\left(\frac{a}{\cos \alpha}\right) \times L \times \text{berat atap}$
	Berat plafon	$a \times L \times \text{berat plafon}$

Beban P1, P2 dan P3 tersebut adalah beban mati (D), beban hidup (L) diambil sesuai ketentuan dalam Peraturan Pembeban, dalam hal ini diambil sebesar 1,0 kN pada setiap *joint*.



Untuk beban angin ditentukan koefisien angin tiup ( $C_{ti}$ ) dan angin isap ( $C_{is}$ ) sesuai dalam Peraturan Pembebanan, dan dijelaskan pada gambar 6. Beban angin dikerjakan pada tiap *joint* atas kuda-kuda seperti dijelaskan berikut.



Gambar 2.22 Ilustrasi Angin Tiup ( $C_{ti}$ ) dan Angin Isap ( $C_{is}$ )  
(Sumber: Modul Praktik Rekayasa oleh Haryanto Yoso, 2008, Gambar 1.3 Bagan Rencana Kuda-Kuda)

Tabel 2.13 Koefisien Tekanan pada Atap

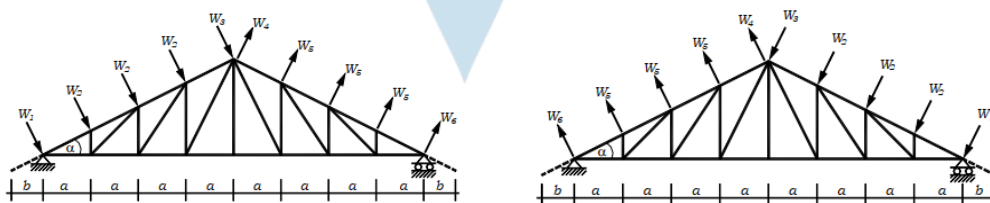
Di sisi angin datang										
Arah Angin	h/L	Sudut, $\Theta$ (derajat)								
		10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60$	
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\Theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,7	0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 <sup>a</sup>			0,01 $\Theta$
		-0,18	0,0 <sup>a</sup>	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4		
		-0,9	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	0,2	0,0 <sup>a</sup>		
	$0,5$	-0,18	-0,18	0,0 <sup>a</sup>	0,2	0,2	0,3	0,4	0,01 $\Theta$	
		-1,3 <sup>b</sup>	-1,0	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	0,0 <sup>a</sup>		
		-0,18	-0,18	-0,18	0,0 <sup>a</sup>	0,2	0,2	0,4		0,01 $\Theta$
$\geq 1,0$	-0,18	-0,18	-0,18	0,0 <sup>a</sup>	0,2	0,2	0,4	0,01 $\Theta$		
Arah Angin	h/L	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang $C_p$								

Tabel 2.13 (Lanjutan)

Di sisi angin pergi				
Arah Angin	h/L	Sudut, $\Theta$ (derajat)		
		10	15	$\geq 20$
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\Theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,3	-0,5	-0,6
	0,5	-0,5	-0,5	-0,6
	$\geq 1,0$	-0,7	-0,6	-0,6

(Sumber: SNI 1727:2013 “Beban minimum untuk perancangan bangunan Gedung dan struktur lain” Gambar 27.4-1)

Beban angin dibedakan menjadi 2, yaitu beban angin dari kiri dan kanan pada *joint*. Setiap beban angin memuat angin tiup ( $C_{ti}$ ) dan angin isap ( $C_{is}$ ). Beban angin diperhitungkan, baik dari tiupan ke arah kiri maupun tiupan ke arah kanan. Tiupan menimbulkan gaya tekan pada sisi kuda-kuda yang langsung terkena angin, dan gaya hisapan pada sisi kuda-kuda yang tidak langsung terkena angin. Gaya tekan dan gaya hisapan tersebut diperhitungkan memiliki arah tegak lurus dengan bidang atap. Untuk beban angin ditentukan koefisien angin tiup ( $C_{ti}$ ) dan angin isap ( $C_{is}$ ) sesuai dalam Peraturan Pembebanan, dan dijelaskan pada gambar 7.



(a). Beban Angin dari Kiri pada *Joint*      (b). Beban Angin dari Kanan pada *Joint*

Gambar 2.23 Ilustrasi Beban Angin dari Kiri dan Kanan pada *Joint*

(Sumber: Modul Praktik Rekayasa oleh Haryanto Yoso, 2008)

Besarnya  $W_1$ ,  $W_2$ ,  $W_3$ ,  $W_4$ ,  $W_5$  dan  $W_6$  dihitung sesuai dengan besar tiupan angin ( $Q_w$ ), koefisien beban angin ( $C_{ti}$  atau  $C_{is}$ ), jarak gording (lebar atap

yang didukung) dan panjang gording (jarak antara kuda-kuda), perhitungan beban-beban pada W1, W2, W3, W4, W5 dan W6 dijelaskan pada persamaan berikut.

Tabel 2.14 Persamaan untuk Menghitung Beban Angin

Beban W1	$\left(\frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha}\right) x C_{ti} x L x Q_w$
Beban W2	$\left(\frac{a}{\cos \alpha}\right) x C_{ti} x L x Q_w$
Beban W3	$\frac{1}{2} x \frac{a}{\cos \alpha} x C_{ti} x L x Q_w$
Beban W4	$\frac{1}{2} x \frac{a}{\cos \alpha} x C_{is} x L x Q_w$
Beban W5	$\frac{a}{\cos \alpha} x C_{is} x L x Q_w$
Beban W6	$\left(\frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha}\right) x C_{is} x L x Q_w$

Berikut adalah perhitungan beban kuda-kuda pada 2 gedung, yaitu gedung kantor pengelola dan *lobby*, serta gedung serbaguna.

#### **A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby**

$$a \text{ antar titik} = 2$$

$$b \text{ antar titik} = 1$$

#### **Beban P1**

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

$$= \frac{2}{2} x 0,25$$

$$= 0,25 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = L x \text{ berat gording per m'}$$

$$= 2,5 x 0,0677$$

$$= 0,17 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \left(\frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha}\right) x L x \text{ berat atap}$$

$$= \left( \frac{\frac{2}{2}+1}{\cos(35^\circ)} \right) \times 2,5 \times \frac{40}{100}$$

$$= 2,4415 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafon} = \left( \frac{a}{2} + b \right) \times L \times \text{berat plafon}$$

$$= \left( \frac{2}{2} + 1 \right) \times 2,5 \times 0,376$$

$$= 2 \text{ kN}$$

$$\text{Total Beban P1} = 4,8608 \text{ kN}$$

### **Beban P2**

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

$$= 2 \times 0,25$$

$$= 0,5 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = L \times \text{berat gording per m'}$$

$$= 2,5 \times 0,0677$$

$$= 0,17 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \left( \frac{a}{\cos \alpha} \right) \times L \times \text{berat atap}$$

$$= \left( \frac{2}{\cos(35^\circ)} \right) \times 2,5 \times \frac{40}{100}$$

$$= 2,4415 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafon} = a \times L \times \text{berat plafon}$$

$$= 2 \times 2,5 \times 0,376$$

$$= 2 \text{ kN}$$

$$\text{Total Beban P2} = 5,1107992 \text{ Kn}$$

### Beban P3

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

$$= 2 \times 0,25$$

$$= 0,5 \text{ kN}$$

Berat gording =  $2 \times L \times \text{berat gording per m'}$

$$= 2 \times 2,5 \times 0,0677$$

$$= 0,34 \text{ kN}$$

Berat atap =  $\left(\frac{a}{\cos \alpha}\right) \times L \times \text{berat atap}$

$$= \left(\frac{2}{\cos(35^\circ)}\right) \times 2,5 \times \frac{40}{100}$$

$$= 2,4415 \text{ kN}$$

Berat plafon =  $a \times L \times \text{berat plafon}$

$$= 2 \times 2,5 \times 0,376$$

$$= 2 \text{ kN}$$

Total Beban P3 = 5,2800492 kN

### Beban Angin

Untuk mencari koefisien angin tiup (Cti) dan angin isap (Cis), maka digunakan tabel 3 dengan ketentuan h merupakan tinggi atap dan L merupakan panjang dari atap, dan sudut didapatkan dari sudut kemiringan atap. Aturan ini berlaku untuk mencari koefisien angin tiup (Cti) maupun angin isap (Cis). Pada gedung *lobby* dan kantor pengelola didapatkan sudut pada kemiringan atap sebesar  $35^\circ$ , h (tinggi atap) = 7 m dan L (panjang atap) didapatkan 20 m, sehingga pada perhitungan akan dijabarkan sebagai berikut:

$$h/L = \frac{7}{20} = 0,35$$

Saat mencari koefisien angin tiup ( $C_{ti}$ ),  $h/L$  didapatkan 0,35 dan menginterpolasi dari tabel antara  $\leq 0,25$  dengan 0,5 pada koefisien  $x$ , dan untuk kemiringan atap dipilih sebesar  $35^\circ$  dan 0,4. Sedangkan saat mencari angin pergi atau angin tiup ( $C_{ti}$ ), maka karena kemiringan atap sebesar  $35^\circ$ , maka pada tabel 4 masuk ke dalam kategori  $\geq 20^\circ$ , sehingga diinterpolasi mendapatkan angka sebagai berikut:

$$\text{Koefisien} = C_{ti} \text{ (angin tiup)} = 0,4$$

$$C_{is} \text{ (angin isap)} = -0,6$$

$$Q_w = 0,25$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_1 &= \left( \frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha} \right) \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \left( \frac{\frac{2}{2} + 1}{\cos(35^\circ)} \right) \times 0,4 \times 2,5 \times 0,25 \\ &= 0,6104 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_2 &= \left( \frac{a}{\cos \alpha} \right) \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \left( \frac{2}{\cos(35^\circ)} \right) \times 0,4 \times 2,5 \times 0,25 \\ &= 0,6104 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_3 &= \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{2}{\cos(35^\circ)} \times 0,4 \times 2,5 \times 0,25 \\ &= 0,3052 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_4 &= \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{2}{\cos(35^\circ)} \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25 \\ &= -0,4578 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban } W5 &= \frac{a}{\cos \alpha} \times Cis \times L \times Qw \\
 &= \frac{2}{\cos (35^\circ)} \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25 \\
 &= -0,9156 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban } W6 &= \left( \frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha} \right) \times Cis \times L \times Qw \\
 &= \left( \frac{\frac{2}{2} + 1}{\cos (35^\circ)} \right) \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25 \\
 &= -0,9156 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### **B. Gedung Serbaguna**

$$\text{a antar titik} = 1$$

$$\text{b antar titik} = 1,88$$

### **Beban P1**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri} &= \frac{a}{2} \times \text{berat kuda-kuda} \\
 &= \frac{1,88}{2} \times 0,25 \\
 &= 0,235 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat gording} &= L \times \text{berat gording per m} \\
 &= 2,5 \times 0,0677 \\
 &= 0,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat atap} &= \left( \frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha} \right) \times L \times \text{berat atap} \\
 &= \left( \frac{\frac{1,88}{2} + 1}{\cos (28^\circ)} \right) \times 2,5 \times \frac{40}{100} \\
 &= 2,1972 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat plafon} &= \left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafon} \\
 &= \left(\frac{1,88}{2} + 1\right) \times 2,5 \times 0,376 \\
 &= 1,8236 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total Beban P1= 4,425 kN

### **Beban P2**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri} &= a \times \text{berat kuda-kuda} \\
 &= 1,88 \times 0,25 \\
 &= 0,47 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat gording} &= L \times \text{berat gording per m}' \\
 &= 2,5 \times 0,0677 \\
 &= 0,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat atap} &= \left(\frac{a}{\cos \alpha}\right) \times L \times \text{berat atap} \\
 &= \left(\frac{1,88}{\cos (28^\circ)}\right) \times 2,5 \times \frac{40}{100} \\
 &= 2,1292 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat plafon} &= a \times L \times \text{berat plafon} \\
 &= 1,88 \times 2,5 \times 0,376 \\
 &= 1,7672 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total Beban P2= 4,536 kN

### **Beban P3**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri} &= a \times \text{berat kuda-kuda} \\
 &= 1,88 \times 0,25
 \end{aligned}$$



$$= 0,47 \text{ kN}$$

Berat gording =  $2 \times L \times \text{berat gording per m'}$

$$= 2 \times 2,5 \times 0,0677$$

$$= 0,34 \text{ kN}$$

Berat atap =  $\left(\frac{a}{\cos \alpha}\right) \times L \times \text{berat atap}$

$$= \left(\frac{1,88}{\cos (28^\circ)}\right) \times 2,5 \times \frac{40}{100}$$

$$= 2,1292 \text{ kN}$$

Berat plafon =  $a \times L \times \text{berat plafon}$

$$= 1,88 \times 2,5 \times 0,376$$

$$= 1,7672 \text{ kN}$$

Total Beban P3= 4,705 kN

### **Beban Angin**

Untuk mencari koefisien angin tiup (Cti) dan angin isap (Cis), maka digunakan tabel 3 dengan ketentuan h merupakan tinggi atap dan L merupakan panjang dari atap, dan sudut didapatkan dari sudut kemiringan atap. Aturan ini berlaku untuk mencari koefisien angin tiup (Cti) maupun angin isap (Cis). Pada gedung serbaguna didapatkan sudut pada kemiringan atap sebesar  $28^\circ$ , h (tinggi atap) = 8 m dan L (panjang atap) didapatkan 30 m, sehingga pada perhitungan akan dijabarkan sebagai berikut:

$$h/L = \frac{8}{30} = 0,27$$

Saat mencari koefisien angin tiup (Cti), h/L didapatkan 0,27 dan masuk ke dalam kategori antara  $\leq 0,25$  dengan 0,5. Untuk kemiringan atap dipilih sebesar  $28^\circ$ , maka pada koefisien x dihitung sebesar 25 dan 30, sehingga untuk koefisien y didapatkan sebesar -0,3 dan -0,2. Sedangkan saat mencari angin pergi atau angin tiup (Cti),

maka karena kemiringan atap sebesar  $28^\circ$ , maka pada tabel 4 masuk ke dalam kategori  $\geq 20^\circ$ , sehingga diinterpolasi mendapatkan angka sebagai berikut:

$$\text{Koefisien} = C_{ti} (\text{angin datang}) = 0,24$$

$$C_{is} (\text{angin pergi}) = -0,6$$

$$Q_w = 0,25$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_1 &= \left( \frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha} \right) \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \left( \frac{\frac{1,88}{2} + 1}{\cos (28^\circ)} \right) \times 0,24 \times 2,5 \times 0,25 \\ &= 0,3296 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_2 &= \left( \frac{a}{\cos \alpha} \right) \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \left( \frac{1,88}{\cos (28^\circ)} \right) \times 0,24 \times 2,5 \times 0,25 \\ &= 0,3194 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_3 &= \left( \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos \alpha} \right) \times C_{ti} \times L \times Q_w \\ &= \left( \frac{1}{2} \times \frac{1,88}{\cos (28^\circ)} \right) \times 0,24 \times 2,5 \times 0,25 \\ &= 0,1597 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_4 &= \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{1,88}{\cos (28^\circ)} \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25 \\ &= -0,3992 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_5 &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \\ &= \frac{1,88}{\cos (28^\circ)} \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25 \\ &= -0,7985 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban } W_6 &= \left( \frac{\frac{a}{2} + b}{\cos \alpha} \right) \times C_{is} \times L \times Q_w \\
 &= \left( \frac{\frac{1,88}{2} + 1}{\cos (28^\circ)} \right) \times (-0,6) \times 2,5 \times 0,25 \\
 &= -0,8239 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### 2.5.2 Perencanaan Elemen Kuda-Kuda

Pada perencanaan elemen kuda-kuda ada dua hal yang perlu diperhatikan. Pertama adalah perencanaan elemen tarik (tanda positif), dan perencanaan elemen tekan (tanda negatif). Untuk merencanakan elemen kuda-kuda membutuhkan bantuan *software* SAP2000 untuk mendapatkan *output* pada gaya tekan dan gaya tarik pada tiap elemennya.

Hasil *running* pada SAP2000 akan menampilkan rasio kekuatan dan warna pada pemodelan struktur tersebut. Rasio tersebut merupakan hasil kemampuan penampang dengan gaya-gaya yang terjadi pada setiap elemen tersebut. Jika dinyatakan penampang tersebut tidak aman, maka disimbolkan dengan warna merah atau rasionya kurang dari 1, sehingga harus memilih dimensi penampang yang lain agar dihasilkan rasio yang aman serta lebih ekonomis. Berikut skala rasio hasil *running* pada SAP2000.

Biru = Sangat aman (memiliki skala 0,00-0,50)

Hijau = Aman (memiliki skala 0,50-0,70)

Kuning = Mendekati aman (memiliki skala 0,70-0,90)

Orange = Mendekati keruntuhan (memiliki skala 0,90-1,00)

Merah = Sangat tidak aman (memiliki skala 1,00)

Jika hasil *running* pada SAP2000 menunjukkan rasio yang aman (tidak menunjukkan adanya keruntuhan), maka gaya dalam tiap elemen pada batang kuda-kuda dapat direkapitulasi atau disajikan dalam bentuk tabel. Gaya batang tekan dan tarik yang terbesar, baik pada batang eksterior maupun interior dipilih untuk menghitung penampang langsing atau non langsing, tekuk lentur, tekuk torsi, dan

tekuk lentur torsi. Berikut ini pada tabel 2.15 dan 2.17 menunjukkan ada angka yang diberi tanda warna kuning. Tanda tersebut menunjukkan gaya dalam maksimum pada batang tekan dan tarik baik pada Gedung Pengelola dan Gedung Serba guna.

Tabel 2.15 *Output Gaya Dalam Gedung Kantor Pengelola dan Lobby (Hasil dalam Mendesain Struktur Atap Menggunakan ETABS)*

No.Bentang	Panjang (mm)	Beban Dead Load(kN)	Beban Live Load (kN)	Beban Angin (kN)	ENVELOPE (1,4D; 1,2D+1,6L; 1,2D+1,6L+0,5W; 0,9D+1W)	
					MAX	MIN
1.	2441,31	-56,13	-7,847	0,619	-49,898	-79,911
2.	2441,31	-56,13	-7,847	0,094	-50,423	-79,911
3.	2441,31	-66,754	-9,155	-1,572	-61,651	-95,539
4.	2441,31	-66,754	-9,155	-2,097	-62,176	-96,116
5.	2441,31	-27,632	-3,807	-1,013	-25,882	-39,756
6.	2441,31	-27,894	-3,807	-1,672	-26,777	-40,4
7.	2441,31	-67,016	-9,155	0,728	-59,586	-95,067
8.	2441,31	-67,016	-9,155	-0,065	-60,38	-95,1
9.	2441,31	-56,392	-7,847	1,883	-48,87	-80,226
10.	2441,31	-56,392	-7,847	1,09	-49,663	-80,226
11.	2441,31	50,711	6,975	5,469	74,748	51,109
12.	2441,31	77,042	10,463	8,389	113,385	77,727
13.	2441,31	22,547	3,023	3,781	33,785	24,073
14.	2441,31	22,285	3,023	0,579	31,869	20,636
15.	2441,31	76,779	10,463	5,188	111,47	74,289
16.	2441,31	50,449	6,975	0,667	72,033	46,071
17.	1400	-5,557	-1	-0,731	-5,732	-8,634
18.	2800	-28,066	-4	-3,137	-28,396	-41,647
19.	2800	-5,557	-1	-0,731	-5,732	-8,634
20.	2800	32,606	4,266	2,643	47,274	31,988
21.	2800	26,185	3,366	1,64	37,628	25,207
22.	2800	32,606	4,266	2,643	47,274	31,988
23.	2800	-5,557	-1	1,105	-3,896	-8,268
24.	2800	-28,066	-4	-0,383	-25,642	-40,27
25.	1400	-5,557	-1	1,105	-3,896	-8,268
26.	3440,93	8,269	1,229	0,898	12,338	8,34
27.	2441,31	16,174	2,18	1,779	23,786	16,335
28.	4651,88	-18,71	-2,492	-2,175	-19,014	-27,527
29.	2441,31	0,708	0,088	-0,851	0,992	-0,213
30.	2441,31	0,97	0,088	2,351	3,224	1,306
31.	4651,88	-19,497	-2,492	-5,225	-22,772	-29,996
32.	2441,31	16,436	2,18	1,779	24,1	16,571
33.	3440,93	7,745	1,229	-1,358	11,26	5,612
34.	2000	46,091	6,429	5,003	68,096	46,485
35.	2000	41,437	5,714	4,481	61,107	41,774
36.	2000	41,437	5,714	0,546	59,14	37,84
37.	2000	46,091	6,429	-0,243	65,595	41,239
39.	4000	44,643	6,095	3,776	65,211	43,955
40.	4000	-40,951	-5,525	-1,556	-38,412	-58,759

Tabel 2.16 Rekapitulasi Gaya Dalam Maksimum untuk Batang Tekan dan Tarik pada Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

REKAPITULASI	P (kN)	L (mm)
TEKAN	-96,116	2441,31
TARIK	113,385	2441,31

Tabel 2.17 Output Gaya Dalam Gedung Serbaguna (Hasil Dalam Mendesain Struktur Atap Menggunakan ETABS)

No.Bentang	Panjang (mm)	1,4D	1,2D + 1,6L	1,2D + 1,6L + 0,5W	0,9D+1W	ENVELOPE (1,4D; 1,2D+1,6L; 1,2D+1,6L+0,5W; 0,9D+1W)	
						MAX	MIN
1.	1875	7,989	8,29	10,217	8,988	7,989	10,217
2.	1875	7,989	8,29	10,062	8,679	7,989	10,062
3.	1875	-40,454	-41,892	-45,203	-32,268	-45,203	-32,268
4.	1875	-40,454	-41,892	-45,369	-32,959	-45,369	-32,959
5.	1000	23,906	24,519	27,053	20,436	20,436	27,053
6.	1875	-12,12	-13,373	-13,764	-8,573	-13,764	-8,573
7.	1875	-12,163	-13,421	-13,905	-8,789	-13,905	-8,789
8.	2125	-21,822	-23,796	-14,037	5,49	-23,796	5,49
9.	2125	27,037	27,421	40,456	43,452	27,037	43,452
10.	2125	67,398	69,661	85,496	74,998	67,398	85,496
11.	2125	99,216	102,876	121,028	100,086	99,216	121,028
12.	2125	44,783	46,465	55,59	47,039	44,783	55,59
13.	2125	7,699	8,006	11,423	11,784	7,699	11,784
14.	2125	13,87	15,274	15,567	9,503	9,503	15,567
15.	2125	21,997	23,942	24,249	14,757	14,757	24,249
16.	2125	-26,824	-27,236	-30,794	-24,36	-30,794	-24,36
17.	2125	-67,19	-69,481	-76,424	-57,08	-76,424	-57,08
18.	2125	-99,025	-102,714	-112,563	-83,357	-112,563	-83,357
19.	2125	-122,306	-126,911	-139,354	-103,167	-139,354	-103,167
20.	2125	-98,065	-101,691	-110,486	-80,633	-110,486	-80,633
21.	2125	-33,439	-34,651	-37,088	-26,37	-37,088	-26,37
22.	2125	-33,64	-34,823	-37,602	-27,184	-37,602	-27,184
23.	2125	-98,266	-101,863	-109,279	-78,003	-109,279	-78,003
24.	2125	-122,506	-127,083	-134,909	-94,406	-134,909	-94,406
25.	2125	-99,226	-102,886	-107,814	-73,644	-107,814	-73,644

Tabel 2.17 (Lanjutan)

No.Bentang	Panjang (mm)	1,4D	1,2D + 1,6L	1,2D + 1,6L + 0,5W	0,9D+1W	ENVELOPE (1,4D; 1,2D+1,6L; 1,2D+1,6L+0,5W; 0,9D+1W)	
						MAX	MIN
26.	2125	-67.391	-69.653	-72.436	-48.889	-72.436	-48.889
27.	2125	-27.025	-27.408	-28.801	-20.16	-28.801	-20.16
28.	2125	21.797	23.77	23.004	12.48	12.48	23.77
29.	2125	13.67	15.102	14.439	7.462	7.462	15.102
30.	1875	-12.12	-13.373	-12.481	-6.007	-13.373	-6.007
31.	1875	-12.163	-13.421	-12.431	-5.841	-13.421	-5.841
32.	2125	-21.822	-23.796	-21.928	-10.293	-23.796	-10.293
33.	2125	27.037	27.421	30.701	23.942	23.942	30.701
34.	2125	67.398	69.661	75.108	54.222	54.222	75.108
35.	2125	99.216	102.876	111.246	80.521	80.521	111.246
36.	2125	44.783	46.465	50.382	36.624	36.624	50.382
37.	2125	7.699	8.006	8.303	5.544	5.544	8.303
38.	1000	24.483	25.013	27.547	20.806	20.806	27.547
39.	1875	68.628	71.185	80.774	63.296	63.296	80.774
40.	1000	0.627	0.536	0.522	0.375	0.375	0.627

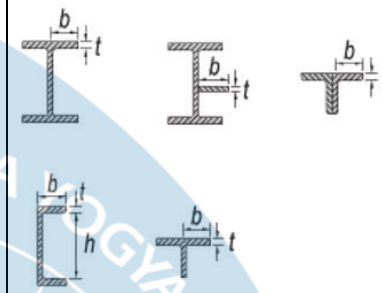
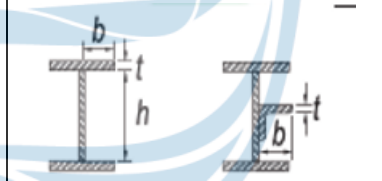
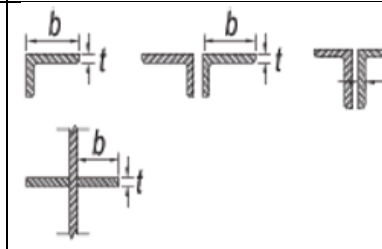

Tabel 2.18 Rekapitulasi Gaya Dalam Maksimum untuk Batang Tekan dan Tarik pada Gedung Serbaguna

REKAPITULASI	P (kN)	L(mm)
TEKAN	-139,354	2125
TARIK	121,028	2125


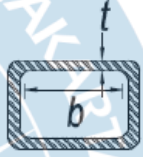
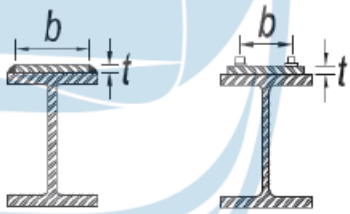
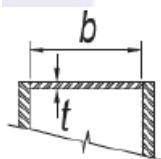
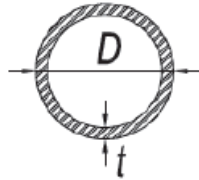
Pada SNI 1729: 2015, untuk kondisi tekan, penampang diklasifikasikan sebagai elemen nonlangsing atau penampang *elemen-langsing*. Untuk profil elemen nonlangsing, rasio tebal terhadap lebar dari elemen tekan tidak boleh melebihi dari  $\lambda_r$  dari tabel B4.1. Jika rasio tersebut melebihi  $\lambda_r$ , disebut penampang dengan *elemen-langsing*.

Untuk memeriksa kondisi tekuk lentur harus memenuhi suatu persyaratan Batasan rasio tebal terhadap lebar sesuai dengan SNI 1729:2015 Tabel B4.1a tentang Rasio Tebal-terhadap-Lebar: Elemen Tekan Komponen Struktur yang menahan Tekan Aksial.

Tabel 2.19 Rasio Tebal-terhadap-Lebar: Elemen Tekan Komponen Struktur yang Menahan Tekan Aksial

	Kasus	Deskripsi Elemen	Rasio tebal-terhadap-lebar	Batasan rasio tebal-terhadap-lebar	Contoh
Elemen tanpa pengaku	1	Sayap dari Profil I canai panas, pelat yang diproyeksikan dari profil I canai panas; kaki berdiri bebas dari sepasang siku disambung dengan kontak menerus, sayap dari kanal, dan sayap dari T	b/t	$0,56\sqrt{E/Fy}$	
	2	Sayap dari profil I tersusun dan pelat atau kaki siku yang diproyeksikan dari profil I tersusun	b/t	$0,64\sqrt{\frac{kcE}{Fy}}$ [a]	
	3	Kaki dari siku tunggal, kaki dari siku ganda dengan pemisah, dan semua elemen tak diperkaku lainnya.	b/t	$0,45\sqrt{\frac{E}{Fy}}$	
	4	Stem dari T	b/t	$0,75\sqrt{\frac{E}{Fy}}$	

Tabel 2.19 (Lanjutan)

	Kasus	Deskripsi Elemen	Rasio tebal-terhadap-ap-lebar	Batasan rasio tebal-terhadap-lebar	Contoh
Elemen yang diperkaku	5	Badan dari profil I simetris ganda dan kanal	b/t	$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Dinding PSB persegi dan boks dari ketebalan merata	b/t	$1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Pelat penutup sayap dan pelat diafragma antara deretan sarana penyambung atau las	b/t	$1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Semua elemen diperkaku lainnya	b/t	$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	PSB bulat	D/t	$0,11 \frac{E}{F_y}$	

(Sumber: SNI 1729:2015 Tabel B4.1a tentang Rasio Tebal-terhadap-Lebar: Elemen Tekan Komponen Struktur yang menahan Tekan Aksial)

Setelah menentukan apakah penampang tersebut masuk ke dalam kategori langsing dan non langsing, maka selanjutnya menghitung panjang tekuk yang



diperoleh dari panjang efektif dari sebuah kolom tersebut. Panjang efektif didefinisikan sebagai jarak antara dua titik belok dari suatu kelengkungan kolom. Untuk menentukan panjang efektif dari kolom, maka panjang komponen struktur harus dikalikan dengan faktor panjang tekuk ( $k$ ). Metode dalam penghitungan ini terdapat dalam perhitungan kelangsingan komponen pada struktur ( $\lambda = \frac{L}{r}$ ).


Menurut SNI 03-1729-2000 pada pasal 7.6.4 mengenai batas kelangsingan, untuk batang-batang yang direncanakan terhadap tekan, angka perbandingan kelangsingan  $\lambda = Lk/r$  dibatasi sebesar 200. Untuk batang-batang yang direncanakan terhadap tarik, angka perbandingan kelangsingan  $L/r$  dibatasi sebesar 300 untuk batang sekunder dan 240 untuk batang utama.

Untuk nilai faktor panjang tekuk ( $k_c$ ) menurut SNI 03-1729-2000, nilai faktor panjang tekuk ( $k_c$ ) bergantung pada kekangan rotasi dan translasi pada ujung-ujung komponen struktur. Untuk komponen struktur tak-bergoyang, kekangan translasi ujungnya dianggap tak-hingga. Pada gambar 8 untuk komponen struktur bergoyang, kekangan translasi ujungnya dianggap nol.

Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Nilai $k_c$ teoritis	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Nilai $k_c$ yang dianjurkan untuk kolom yang mendekati kondisi idril	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

Gambar 2.24 Nilai  $k_c$  untuk Kolom dengan Ujung-Ujung yang Ideal.

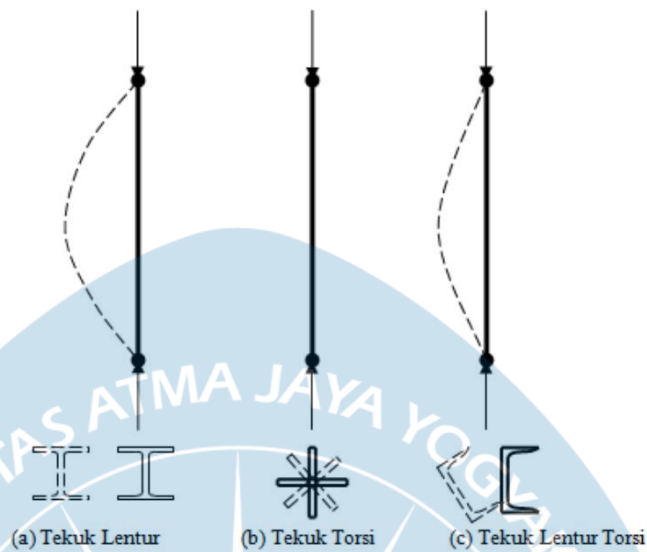
(Sumber: SNI 03-1729-2000 Gambar 7.6-1 Nilai  $k_c$  untuk Kolom dengan Ujung-Ujung yang Ideal)

Kode Ujung		<p>Jepit</p> <p>Sendi</p> <p>Roll tanpa putaran sudut</p> <p>Ujung bebas</p>
------------	---	--

Gambar 2.23 (Lanjutan)

Jika sebuah komponen struktur tekan dibebani beban aksial tekan sehingga terjadi tekuk terhadap keseluruhan elemen tersebut (bukan tekuk lokal), maka ada tiga macam potensi tekuk yang mungkin terjadi:

1. Tekuk lentur. Dapat terjadi pada semua penampang
2. Tekuk torsi. Tekuk torsi hanya terjadi pada elemen-elemen yang langsing dengan sumbu simetri ganda. Contoh: penampang cruciform
3. Tekuk lentur torsi. Tekuk lentur torsi dapat terjadi pada penampang – penampang dengan satu sumbu simetri saja seperti profil kanal, T, siku ganda dan siku tunggal sama kaki. Di samping itu juga dapat terjadi pada penampang – penampang tanpa sumbu simetri seperti profil siku tunggal tak sama kaki dan profil Z.



Gambar 2.25 Tekuk pada Komponen Struktur  
(Sumber: Modul Komponen Struktur Tekan Mata Kuliah Perancangan Struktur Baja Universitas Pembangunan Jaya)

Berdasarkan SNI 1729:2015, tekuk lentur dapat memengaruhi kekuatan tekan nominal ( $P_n$ ) dari suatu komponen struktur tekan.  $P_n$  ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk lentur. Rumus perhitungan  $P_n$  dapat dicermati sebagai berikut.

$$P_n = F_{cr} \times A_g \quad (2.26)$$

Nilai  $F_{cr}$  (tegangan kritis) ditentukan sebagai berikut:

Jika  $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  atau  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$ , maka persamaan yang digunakan adalah:

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] \times F_y \quad (2.27)$$

Jika  $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  atau  $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$ , maka persamaan yang digunakan adalah:

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (2.28)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (2.29)$$

Komponen struktur tekan tersusun yang terdiri dari dua buah profil yang disambungkan dengan menggunakan alat sambung baut ataupun las, ditentukan seperti ketentuan pada pemeriksaan tekuk lentur dan tekuk lentur torsi, dengan modifikasi pada nilai  $\frac{KL}{r}$  sebagai berikut:

Untuk sambungan yang dibaut kencang penuh

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

Untuk sambungan yang dilas atau disambung dengan baut pra Tarik

Bila  $a/ri \leq 40$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)$$

Bila  $a/ri > 40$

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

Dengan:

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$  = rasio kelangsingan dimodifikasi dari komponen struktur tersusun

$\left(\frac{KL}{r}\right)$  = rasio kelangsingan dari komponen struktur yang bekerja sebagai satu kesatuan pada arah tekuk yang diperhitungkan

$ki$  = 0,5 untuk profil siku yang disusun saling membelakangi

= 0,7 untuk profil kanal yang saling membelakangi

= 0,86 untuk semua kasus lainnya

$a$  = jarak antar penghubung (mm)

$ri$  = radius girasi minimum dari setiap komponen (mm)

Setelah menghitung  $F_{cr}$ , kekuatan tekan desain ( $\phi_c P_n$ ) dihitung dengan metode Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBK). Nilai  $\phi_c$  yang digunakan adalah 0,90.

Rumus kekuatan tekan desain dapat dilihat pada persamaan berikut.

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g \quad (2.30)$$

Pada SNI 1729:2015 Pasal E.4, terdapat persyaratan pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi untuk profil-profil simetris tunggal, asimetris, dan penampang simetris ganda tertentu. Menentukan tegangan kritis  $F_{cr}$  pada keadaan batas dari tekuk torsi dan tekuk lentur torsi untuk komponen struktur tekan siku ganda dan profil T dituliskan pada persamaan berikut.

$$F_{cr} = \left( \frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4x F_{cry} F_{crz} \times H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (2.31)$$

Dengan:

$$F_{crz} \text{ (tekuk lentur dalam arah sumbu z)} = \frac{GJ}{A x r_0} \quad (2.32)$$

$$r_0 = \frac{I_x + I_y}{A} + X_o^2 + Y_o^2 \quad (2.33)$$

$$H = 1 - \frac{X_o^2 + Y_o^2}{r_0} \quad (2.34)$$

Keterangan:

1.  $X_o, Y_o$  merupakan koordinat pusat geser terhadap titik berat,  $X_o=0$  untuk siku ganda dan profil T
2.  $G$  adalah modulus geser baja, diambil sebesar 77200 Mpa
3.  $J$  adalah konstanta punter,  $\frac{1}{3} \times b \times t^3$

Setelah menghitung batang tekan, dilakukan perhitungan pada batang tarik terhadap kondisi leleh tarik. Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik didapat melalui persamaan berikut.

$$P_n \text{ (kekuatan tekan nominal)} = F_y \cdot A_g \quad (2.35)$$

Dengan:

$A_g$  = luas gross atau bruto dari komponen struktur,  $\text{mm}^2$

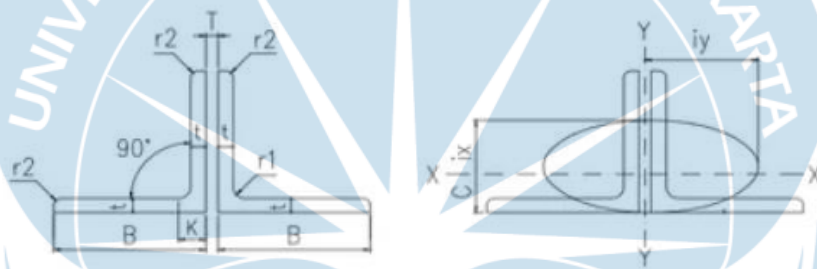
$F_y$  = tegangan leleh minimum yang disyaratkan, MPa

$\phi$  (faktor reduksi) pada  $\phi P_n$  untuk pemeriksaan kegagalan akibat deformasi berlebih (*yielding*) adalah 0,90. Sedangkan  $\phi$  (faktor reduksi) untuk pemeriksaan kegagalan akibat patah (*fracture*) adalah 0,75.

Berikut adalah perhitungan desain elemen kuda-kuda pada 2 gedung, yaitu gedung kantor pengelola dan *lobby*, serta gedung serbaguna.

#### A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Dipilih Profil Baja Kanal *Double Angle* dengan dimensi 80 x 80 x 8 mm (tabel spesifikasi produk terlampir pada lampiran).



Gambar 2.26 Ilustrasi Profil Baja *Equal Angle*

Diketahui :

Memiliki b (lebar sayap) sebesar = 80 mm

h (tinggi profil) = 80 mm

t (tebal badan) = 8 mm

Untuk 1 siku

$$\begin{aligned}
 A \text{ (section area)} &= \frac{24,60}{2} \text{ cm}^2 \\
 &= 12,3 \text{ cm}^2 \\
 &= 1230 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$I_x = I_y \text{ (geometrical moment of inertia)} = \frac{144,60}{2} \text{ cm}^4$$

$$= 72,30 \text{ cm}^4$$

$$= 723000 \text{ mm}^4$$

$$i_x = i_y \text{ (radius of gyration of area)} = 2,42 \text{ cm}$$

$$= 24,2 \text{ mm}$$

$$C_x = C_y = 2,26 \text{ cm}$$

$$= 22,6 \text{ mm}$$

$$T_p \text{ (Tebal pelat)} = 10 \text{ mm}$$

$$F_y \text{ (tegangan leleh) baja} = 240 \text{ MPa}$$

$$F_u \text{ (tegangan tarik batas) baja} = 370 \text{ MPa}$$

$$G \text{ (modulus geser baja)} = 77200 \text{ MPa}$$

$$J \text{ (konstanta torsi)} = \frac{1}{3} \times b \times t^3$$

$$= \frac{1}{3} \times 80 \times 8^3$$

$$= 13653,3333 \text{ mm}^4$$

$$\text{Angka rasio (Poisson Ratio)} \mu = 0,3$$

$$E \text{ (modulus elastisitas)} = 200.000 \text{ MPa}$$

$$A_g \text{ (luas bruto penampang)} = 2 \times A$$

$$= 2 \times 1230 \text{ mm}^2$$

$$= 2460 \text{ mm}^2$$

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

$$= 2 \times 723000$$

$$= 1446000 \text{ mm}^4$$

$$I_{yg} = (I_y + A_g (c_y + \frac{t_p}{2})^2)$$

$$\begin{aligned}
 &= (723000 + 2460 (22,6 + \frac{10}{2})^2) \\
 &= 2596929,600 \text{ mm}^4 \\
 r_{xg} &= i_x = 24,2 \text{ mm} \\
 r_{yg} &= \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_{profil}}} \\
 &= \sqrt{\frac{2596929,600}{2460}} \\
 &= 32,4910 \text{ mm} \\
 X_o &= 0 \text{ mm} \\
 Y_o &= C_Y - \frac{t}{2} \\
 &= 22,6 - \frac{8}{2} \\
 &= 18,6 \text{ mm} \\
 \bar{r}_0 &= \frac{I_x + I_y}{A} + X_o^2 + Y_o^2 \\
 &= \frac{1446000 + 2596929,6}{2460} + 0^2 + 18,20^2 \\
 &= 1989,4273 \text{ mm}^2 \\
 H &= 1 - \frac{X_o^2 + Y_o^2}{\bar{r}_0} \\
 &= 1 - \frac{0^2 + 18,20^2}{1989,4273} \\
 &= 0,8261
 \end{aligned}$$

Berdasarkan pemodelan rencana kuda-kuda menggunakan ETABS, maka didapatkan hasil batang tekan dan batang tarik adalah sebagai berikut:



Tabel 2.20 Rekapitulasi Batang Tekan dan Tarik pada Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Keterangan Batang dari Hasil ETABS			
Batang Tekan	96,116 kN	L	2,44131 m
Batang Tarik	113,385 kN	L	2,44131 m

### Pemeriksaan Batang Tekan

#### Klasifikasi Penampang

$$\begin{aligned}\lambda \text{ (rasio kelangsingan)} &= \frac{b}{t} \\ &= \frac{80}{8} \\ &= 10 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 12,9904 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kesimpulan: Karena  $\lambda = 10 \text{ mm} < \lambda_r = 12,9904 \text{ mm}$ , maka dikategorikan sebagai penampang non langsing

#### Menghitung Rasio Kelangsingan

K (faktor panjang tekuk) = 1 (asumsi sendi-sendi)

L (panjang komponen struktur) = 2441,31 mm

$$r_{xg} = i_x = 24,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}r_{yg} &= \sqrt{\frac{I_y g}{A_{profil}}} \\ &= \sqrt{\frac{2596929,600}{2460}} \\ &= 32,4910 \text{ mm}\end{aligned}$$

$r_{\min}$  (dipilih yang paling terkecil) = 24,2 mm

$$A \text{ (section area)} = 24,60 \text{ cm}^2$$

$$= 2460 \text{ mm}^2$$

$$L_c = K \times L$$

$$= 1 \times 2441,31$$

$$= 2441,31 \text{ mm}$$

$$\frac{L_c}{r_{min}} = \frac{2441,31}{24,2}$$

$$= 100,8806$$

Kesimpulan : Karena  $\frac{L_c}{r_{min}} = 100,8806 < 200$ , maka batang tekan aman terhadap aspek kelangsingan. (Harga  $\frac{KL}{r}$  dibatasi pada 200 untuk elemen struktur tekan).

#### **Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Sumbu X-X**

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 2441,31}{24,2}$$

$$= 100,8806$$

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

$$= \frac{\pi^2 \times 200000}{(100,8806)^2}$$

$$= 193,9611 \text{ MPa}$$

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

$$= 135,9660$$

$$\text{Karena } \frac{KL}{r_x} = 100,8806 < 135,9660$$

$$\text{(maka } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}})$$

### Menentukan Nilai $F_{cr}$ (tegangan kritis)

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] \times F_y \\ &= \left[0,658 \frac{240}{193,9611}\right] \times 240 \\ &= 142,9852 \text{ MPa} \end{aligned}$$

### Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

$$a = 2441,31 \text{ mm}$$

$$r_i = i_x = 24,2 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r_i} = \frac{2441,31}{24,2} = 100,8806$$

$$\frac{a}{r_i} > 40, \text{ maka } \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{r_i}\right)^2}$$

dipilih  $k_i = 0,5$  untuk profil siku yang disusun saling membelakangi (*double angle*)

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{r}\right)_m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{r_i}\right)^2} \\ &= \sqrt{(100,8806)^2 + (0,5 \times 100,8806)^2} \\ &= 112,7879 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 200000}{112,7879^2} \\ &= 155,1689 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Karena  $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 112,7879 < 135,9660$ , maka nilai  $F_{cr}$  adalah

$$\begin{aligned} F_{cry} \text{ (tekuk lentur dalam arah sumbu } y) &= \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] \times F_y \\ &= \left[0,658 \frac{240}{155,1689}\right] \times 240 \end{aligned}$$

$$= 125,6206 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{crz} \text{ (tekuk lentur dalam arah sumbu z)} &= \frac{GJ}{A \times r_0} \\ &= \frac{77200 \times 13653,3333}{2460 \times 1989,4273} \\ &= 215,3738 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left( \frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times F_{cry} \times F_{crz} \times H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \\ &= \left( \frac{125,6206 + 215,3738}{2 \times 0,8261} \right) \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 125,6206 \times 215,3738 \times 0,8261}{(125,6206 + 215,3738)^2}} \right] \\ &= 107,1646 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dipilih  $F_{cr}$  yang memiliki nilai lebih kecil, yaitu = 107,1646 MPa

### Menghitung Kekuatan Tekan Desain ( $\phi_c P_n$ )

$$\begin{aligned} \phi_c P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 107,1646 \times \frac{2460}{1000} \\ &= 237,2625 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena  $\phi_c P_n = 237,2625 \text{ kN} > \text{Gaya Tekan Maksimum} = 76,315 \text{ (AMAN)}$

### Pemeriksaan Batang Tarik

$D_b$  (Diameter baut) = 20 mm (menggunakan baja A325)

### Menghitung Rasio Kelangsingan

$$\begin{aligned} \lambda = \frac{L}{r} &= \frac{2441,31}{24,2} \\ &= 100,8806 \end{aligned}$$

$\lambda = 100,8806 < 300$  (Karena nilai kelangsingan batang ini lebih kecil dari kelangsingan batang yang disyaratkan untuk batang tarik, yaitu  $\lambda = 300$ , maka kekakuan batang memenuhi persyaratan).

### Pemeriksaan Kegagalan Akibat Deformasi Berlebih (*Yielding*)

$$\begin{aligned}
 P_n \text{ (kekuatan tekan nominal)} &= F_y \times A_g \\
 &= 240 \times 2460 \\
 &= 590400 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Untuk  $\phi$  (faktor reduksi) pemeriksaan kegagalan akibat deformasi berlebih (*yielding*) adalah 0,90, sedangkan  $\Phi$  (faktor reduksi) untuk pemeriksaan kegagalan akibat patah (*fracture*) adalah 0,75.

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,9 \times 590400 \\
 &= 531360 \text{ N} \\
 &= 531,360 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### Pemeriksaan Kegagalan Akibat Patah (*Fracture*)

$$\begin{aligned}
 A_n \text{ (luas bersih yang mengalami } fracture) &= A_g - (t \times db \times 1) \\
 &= 2460 - (8 \times 20 \times 1) \\
 &= 2300 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$U \text{ (faktor reduksi kekuatan)} = 0,6$$

$$\begin{aligned}
 A_e \text{ (luas efektif penampang)} &= A_n \times U \\
 &= 2300 \times 0,6 \\
 &= 1380 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_n \text{ (momen nominal)} &= F_u \times A_e \\
 &= 370 \times 1380 \\
 &= 510600 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,75 \times 510600 \\
 &= 382950 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$= 382,950 \text{ kN}$$

Dipilih  $\emptyset P_n$  yang paling kecil = 382,950 kN > Gaya Tarik Maksimum = 98,151 kN  
(Aman)

### A. Gedung Serbaguna

Dipilih Profil Baja Kanal *Double Angle* dengan dimensi 80 x 80 x 8 mm (tabel spesifikasi produk terlampir pada lampiran).

Diketahui :

$$\text{Memiliki } b \text{ (lebar sayap)} = 70 \text{ mm}$$

$$h \text{ (tinggi profil)} = 70 \text{ mm}$$

$$t \text{ (tebal badan)} = 7 \text{ mm}$$

**Untuk 1 siku**

$$A \text{ (section area)} = \frac{18,80}{2} \text{ cm}^2 = 9,40 \text{ cm}^2$$

$$= 940 \text{ mm}^2$$

$$I_x = I_y \text{ (geometrical moment of inertia)} = \frac{84,80}{2} \text{ cm}^4$$

$$= 42,40 \text{ cm}^4$$

$$= 424000 \text{ mm}^4$$

$$i_x = i_y \text{ (radius of gyration of area)} = 2,12 \text{ cm}$$

$$= 21,2 \text{ mm}$$

$$C_x = C_y = 1,97 \text{ cm}$$

$$= 19,7 \text{ mm}$$

$$T_p \text{ (Tebal pelat)} = 10 \text{ mm}$$

$$f_y \text{ (tegangan leleh) baja} = 240 \text{ MPa}$$

$$f_u \text{ (tegangan tarik batas) baja} = 370 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 G \text{ (modulus geser baja)} &= 77200 \\
 J \text{ (konstanta torsi)} &= \frac{1}{3} x b x t^3 \\
 &= \frac{1}{3} x 70 x 7^3 \\
 &= 8003,33 \text{ mm}^4 \\
 \text{Angka rasio (Poisson Ratio) } \mu &= 0,3 \\
 E \text{ (modulus elastisitas)} &= 200.000 \text{ MPa} \\
 A_g \text{ (luas bruto penampang)} &= 2 x A \\
 &= 2 x 940 \text{ mm}^2 \\
 &= 1880 \text{ mm}^2 \\
 I_{xg} &= 2 x I_x \\
 &= 2 x 424000 \\
 &= 848000 \text{ mm}^4 \\
 I_{yg} &= (I_y + A_g (c_y + \frac{tp}{2})^2) \\
 &= (424000 + 1880 (19,7 + \frac{10}{2})^2) \\
 &= 1570969,2 \text{ mm}^4 \\
 r_{xg} = i_x &= 21,2 \text{ mm} \\
 r_{yg} &= \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_{profil}}} \\
 &= \sqrt{\frac{1570969,2}{1880}} \\
 &= 28,9071 \text{ mm} \\
 X_o &= 0 \text{ mm} \\
 Y_o &= C_Y - \frac{t}{2}
 \end{aligned}$$

$$= 19,7 - \frac{7}{2}$$

$$= 16,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \bar{r}_0 &= \frac{I_x + I_y}{A} + X_o^2 + Y_o^2 \\ &= \frac{848000 + 1570969,2}{1880} + 0^2 + 16,2^2 \\ &= 1549,1257 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= 1 - \frac{X_o^2 + Y_o^2}{\bar{r}_0} \\ &= 1 - \frac{0^2 + 16,2^2}{1549,1257} \\ &= 0,8306 \end{aligned}$$

Berdasarkan pemodelan rencana kuda-kuda menggunakan ETABS, maka didapatkan hasil batang tekan dan batang tarik adalah sebagai berikut:

Tabel 2.21 Rekapitulasi Batang Tekan dan Tarik pada Gedung Serbaguna

Keterangan Batang dari Hasil ETABS			
Batang Tekan	139,354 kN	L	2,125 m
Batang Tarik	121,028 kN	L	2,125 m

### Pemeriksaan Batang Tekan

#### Klasifikasi Penampang

$$\lambda \text{ (rasio kelangsingan)} = \frac{b}{t}$$

$$= \frac{70}{7}$$

$$= 10 \text{ mm}$$

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

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



$$= 12,9904 \text{ mm}$$

Kesimpulan : Karena  $\lambda = 10 \text{ mm} < \lambda_r = 12,9904 \text{ mm}$ , maka dikategorikan sebagai penampang non langsing

### Menghitung Rasio Kelangsingan

$$K \text{ (faktor panjang tekuk)} = 1 \text{ (asumsi sendi-sendi)}$$

$$L \text{ (panjang komponen struktur)} = 2125 \text{ mm}$$

$$r_{xg} = i_x = 21,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} r_{yg} &= \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_{profil}}} \\ &= \sqrt{\frac{1570969,2}{1880}} \\ &= 28,9071 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$r_{min} \text{ (dipilih yang paling terkecil)} = 21,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A \text{ (section area)} &= 18,80 \text{ cm}^2 \\ &= 1880 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_c &= K \times L \\ &= 1 \times 2125 \\ &= 2125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{L_c}{r_{min}} = \frac{2125}{21,2}$$

$$= 100,2358$$

Kesimpulan: karena  $\frac{L_c}{r_{min}} = 100,2358 < 200$ , maka batang tekan aman terhadap aspek kelangsingan. (Harga  $\frac{KL}{r}$  dibatasi pada 200 untuk elemen struktur tekan).

### Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Sumbu X-X

$$\frac{KL}{rx} = \frac{1 \times 2125}{21,2}$$

$$= 100,2358$$

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

$$= \frac{\pi^2 \times 200000}{(100,2358)^2}$$

$$= 196,4643 \text{ MPa}$$

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

$$= 135,9660$$

Karena  $\frac{KL}{rx} = 100,2358 < 135,9660$  (maka  $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ )

### Menentukan Nilai $F_{cr}$ (tegangan kritis)

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

$$= [0,658 \frac{240}{196,4643}] \times 240$$

$$= 143,9318 \text{ MPa}$$

### Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

$$a = 2125 \text{ mm}$$

$$r_i = i_x = 21,2 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r_i} = \frac{2125}{21,2} = 100,2358$$

$$\frac{a}{r_i} > 40, \text{ maka } \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{r_i}\right)^2}$$

dipilih  $k_i = 0,5$  untuk profil siku yang disusun saling membelakangi (*double angle*)

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{r}\right)_m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{ri}\right)^2} \\ &= \sqrt{(100,2358)^2 + (0,5 \times 100,2358)^2} \\ &= 112,0671 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 200000}{112,0671^2} \\ &= 157,1714 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Karena  $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 112,0671 < 135,9660$ , maka nilai  $F_{cr}$  adalah

$$\begin{aligned} F_{cry} \text{ (tekuk lentur dalam arah sumbu y)} &= \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] \times F_y \\ &= \left[0,658 \frac{240}{157,1714}\right] \times 240 \\ &= 126,6610 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{crz} \text{ (tekuk lentur dalam arah sumbu z)} &= \frac{GJ}{A \times r_0^2} \\ &= \frac{77200 \times 8003,33}{1880 \times 1549,1257} \\ &= 212,15032 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times F_{cry} \times F_{crz} \times H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \\ &= \left(\frac{126,6610 + 212,15032}{2 \times 0,8306}\right) \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 126,6610 \times 212,15032 \times 0,8306}{(126,6610 + 212,15032)^2}}\right] \\ &= 107,7966 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dipilih  $F_{cr}$  yang memiliki nilai lebih kecil, yaitu  $= 107,7966 \text{ MPa}$

### Menghitung Kekuatan Tekan Desain ( $\phi_c P_n$ )

$$\begin{aligned}\phi_c P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 107,7966 \times \frac{1880}{1000} \\ &= 182,3918 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena  $\phi_c P_n = 182,3918 \text{ kN} > \text{Gaya Tekan Maksimum} = 139,354 \text{ (Aman)}$

### Pemeriksaan Batang Tarik

$D_b$  (Diameter baut) = 20 mm (menggunakan baja A325)

### Menghitung Rasio Kelangsingan

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{L}{r} \\ &= \frac{2125}{21,2} \\ &= 100,23358\end{aligned}$$

$\lambda = 100,2358 < 300$  (Karena nilai kelangsingan batang ini lebih kecil dari kelangsingan batang yang disyaratkan untuk batang tarik, yaitu  $\lambda = 300$ , maka kekakuan batang memenuhi persyaratan).

### Pemeriksaan Kegagalan Akibat Deformasi Berlebih (*Yielding*)

$$\begin{aligned}P_n &= F_y \cdot A_g \\ &= 240 \times 1880 \\ &= 451200 \text{ N}\end{aligned}$$

$\phi$  (faktor reduksi) untuk pemeriksaan kegagalan akibat deformasi berlebih (*yielding*) adalah 0,90. Sedangkan  $\phi$  (faktor reduksi) untuk pemeriksaan kegagalan akibat patah (*fracture*) adalah 0,75.

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,9 \times 451200 \\ &= 406080 \text{ N} \\ &= 406,08 \text{ kN}\end{aligned}$$

### Pemeriksaan Kegagalan Akibat Patah (*Fracture*)

$$\begin{aligned}
 A_n \text{ (luas bersih yang mengalami } fracture) &= A_g - (t \times db \times l) \\
 &= 1880 - (7 \times 20 \times 1) \\
 &= 1740 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$U \text{ (faktor reduksi kekuatan)} = 0,6$$

$$\begin{aligned}
 A_e \text{ (luas efektif penampang)} &= A_n \times U \\
 &= 1740 \times 0,6 \\
 &= 1044 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_n \text{ (momen nominal)} &= F_u \times A_e \\
 &= 370 \times 1044 \\
 &= 386280 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 0,75 \times 386280 \\
 &= 289710 \text{ N} \\
 &= 289,710 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dipilih  $\Phi P_n$  yang paling kecil = 289,710 kN > Gaya Tarik Maksimum = 121,028 (Aman).

### 2.5.3 Perencanaan Sambungan Kuda-Kuda

Untuk perencanaan sambungan elemen kuda-kuda ada dua macam sambungan yang digunakan, ialah sambungan baut dan sambungan las. Untuk merencanakan sambungan harus diikuti ketentuan dalam SNI 03- 1729-2002 bab 13, yaitu pada perencanaan sambungan, kuat rencana setiap komponen sambungan tidak boleh kurang dari beban terfaktor yang dihitung. Perencanaan sambungan harus memenuhi persyaratan berikut:

1. Gaya-dalam yang disalurkan berada dalam keseimbangan dengan gaya-gaya yang bekerja pada sambungan;

2. Deformasi pada sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan;
3. Sambungan dan komponen yang berdekatan harus mampu memikul gaya-gaya yang bekerja padanya.

Perancangan ini menggunakan sambungan berupa baut dan plat. Pada sambungan baut perlu diperhitungkan terhadap kegagalan geser dan kegagalan tumpu. Dari kedua hal tersebut diambil nilai yang menentukan, ialah nilai yang kecil. Dalam merencanakan sambungan baut, kuat geser baut harus dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$R_n = F_n \times A_b \quad (2.36)$$

$$\phi R_n = \phi F_n A_b \quad (2.37)$$

Dengan  $\phi = 0,75$

$F_n$  = tegangan geser

$A_b$  = luas penampang baut

Nilai  $F_n$  didapatkan dari tipe jenis baut yang digunakan.

Tabel 2.22 Kekuatan Nominal Pengencang dan Bagian yang Berulir, ksi (MPa)

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal, $F_{nb}$ Ksi (MPa) <sup>[a]</sup>	Kekuatan Geser Nominal, $F_{nv}$ ksi (MPa) <sup>[b]</sup>
Baut A307	45 (310)	27 (188) <sup>[c][d]</sup>
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	90 (620)	54 (372)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	90 (620)	68(457)
Baut A490 atau A490M (misal, A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	113 (780)	68(457)
Baut A490 atau A490M (misal, A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	113 (780)	84(579)
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	$0,75F_u$	$0,450F_u$

Tabel 2.22 (Lanjutan)

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal, $F_{nb}$ Ksi (MPa) <sup>[a]</sup>	Kekuatan Geser Nominal, $F_{nv}$ ksi (MPa) <sup>[b]</sup>
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	$0,75F_u$	$0,563F_u$
<p><sup>[a]</sup>Untuk baut kekuatan tinggi yang menahan beban tarik, lihat Lampiran 3</p> <p><sup>[b]</sup>Untuk ujung sambungan yang dibebani dengan Panjang pola pengencang lebih besar dari 38 in. (965 mm) , <math>F_{nv}</math> harus direduksi 83,3% dari nilai tabulasi. Panjang pola pengencang merupakan jarak maksimum sejajar dengan garis gaya antara sumbu baut-baut yang menyambungkan dua bagian dengan satu permukaan lekatan.</p> <p><sup>[c]</sup>Untuk baut A307 nilai yang ditabulasikan harus direduksi sebesar 1 persen untuk setiap 1/16 in. (2 mm) di atas diameter 5 dari panjang pada pegangan/grip tersebut.</p> <p><sup>[d]</sup>Ulir diizinkan pada bidang geser.</p>		

(Sumber: SNI 1729:2015 Tabel J3.2 – Kekuatan Nominal Pengencang dan Bagian yang Berulir, ksi (MPa) )

Nilai  $A_b$  atau luas penampang baut didapatkan dari tabel berikut ini.

Tabel 2.23 Dimensi Lubang Nominal, mm

Diameter Baut	Dimensi Lubang			
	Standar (Diameter)	Ukuran-lebih (Diameter)	Slot-Pendek (Lebar × Panjang)	Slot-Panjang (Lebar × Panjang)
M16	18	20	18 × 22	18 × 40
M20	22	24	22 × 26	22 × 50
M22	24	28	24 × 30	24 × 55
M24	27 <sup>[a]</sup>	30	27 × 32	27 × 60
M27	30	35	30 × 37	30 × 67
M30	33	38	33 × 40	33 × 75
≥M36	$d+3$	$d+8$	$(d+3) \times (d+10)$	$(d+3) \times 2,5d$

<sup>[a]</sup>Izin yang diberikan memungkinkan penggunaan baut 1 in. jika diinginkan.

(Sumber: SNI 1729:2015 Tabel J3.3M – Dimensi Lubang Nominal, mm)

Setelah menghitung kuat geser baut, nilai kuat tumpu baut juga harus ditentukan. Kuat tumpu nominal ( $R_n$ ) ditentukan mengikuti beberapa syarat berikut.

1. Untuk baut dalam sambungan dengan lubang standar, ukuran berlebih dan lubang slot pendek, tidak tergantung arah dari beban, atau suatu lubang slot

Panjang dengan slot tersebut parallel terhadap arah dari gaya tumpuan. Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut.

Jika deformasi dibatasi  $< 6,35$  mm:

$$Rn=1,2lctFu < 2,4dtFu \quad (2.38)$$

Jika deformasi  $> 6,35$  mm masih diizinkan:

$$Rn=1,5lctFu < 3dtFu \quad (2.39)$$

2. Untuk suatu baut dalam suatu sambungan dengan lubang slot panjang dengan tegak lurus terhadap arah dari gaya menggunakan rumus berikut.

$$Rn=1,0lctFu < 2dtFu \quad (2.40)$$

Setelah itu, dihitung jumlah baut yang dibutuhkan dengan persamaan:

$$\text{Jumlah baut} = \frac{\phi Pn(\text{fracture})}{\phi Rn} \quad (2.41)$$

$\phi Rn$  yang dipilih adalah nilai terkecil dari perhitungan  $\phi Rn$  kuat tumpu baut dan  $\phi Rn$  kuat geser baut.

Berikut adalah perhitungan sambungan baut pada perencanaan atap gedung kantor pengelola dan *lobby*, serta gedung serbaguna.

#### A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Spesifikasi:

Tp (Tebal pelat)	= 10 mm
Fy (tegangan leleh) baja	= 240 MPa
Fu (tegangan tarik batas) baja	= 370 MPa
Tipe Baut	= A325-XM20
db (diameter baut)	= 20 mm
dh (baut standart)	= 22 mm
Fnv (tegangan geser)	= 372 (group A325)



Tebal profil = 8 mm

Gaya dalam batang atap Gedung kantor pengelola (Profil 2L / *Double Angle* 80x80x8) yang didapatkan dari ETABS adalah:

P ultimate = 113,385 kN (tarik)

= 96,116 kN (tekan)

**ØPn (nominal)**

ØPn (*yielding*) = 531,36 kN

ØPn (*fracture*) = 382,95 kN

(dari perhitungan desain elemen kuda-kuda)

**Pemeriksaan Leleh Tarik Pada Penampang Bruto (*Yield*)**

ØPn = 0,9 x  $f_y$  x  $A_g$

Dari desain elemen kuda-kuda: ØPn (*yielding*) = 531,36 kN > 113,385 kN

(AMAN)

**Pemeriksaan Keruntuhan Tarik Pada Penampang Netto (*Fracture*)**

ØPn = 0,75 x  $F_u$  x  $A_e$

Dari desain elemen kuda-kuda: ØPn (*fracture*) = 382,95 kN > 113,385 kN

(AMAN)

**Menentukan Jumlah Baut Menggunakan Perhitungan Kuat Geser (*Shear Strength*)**

$R_n = F_{nv} \times A_b$

Dengan  $\phi = 0,75$

$F_n$  = tegangan geser

$A_b$  = luas penampang baut

$R_n$  (kekuatan nominal) =  $F_{nv} \times A_b$

$$\begin{aligned}
 &= F_{nv} \times \left(\frac{1}{4}\pi \times d_b^2\right) \\
 &= 372 \times \left(\frac{1}{4}\pi \times 20^2\right) \times 2 \\
 &= 233734,493 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,75 \times R_n \\
 &= 0,75 \times 233734,493 \\
 &= 175300,8701 \text{ N} \\
 &= 175,3008701 \text{ kN (kontrol)}
 \end{aligned}$$

#### Perhitungan Jumlah Baut

$$\begin{aligned}
 n \text{ (jumlah baut)} &= \frac{\phi P_n(\text{fracture})}{\phi R_n} \\
 &= \frac{382,95}{175,3008} = 2,1845 \text{ baut}
 \end{aligned}$$

Dibulatkan menjadi = 3 baut

Berdasarkan SNI 1729: 2015, maka:

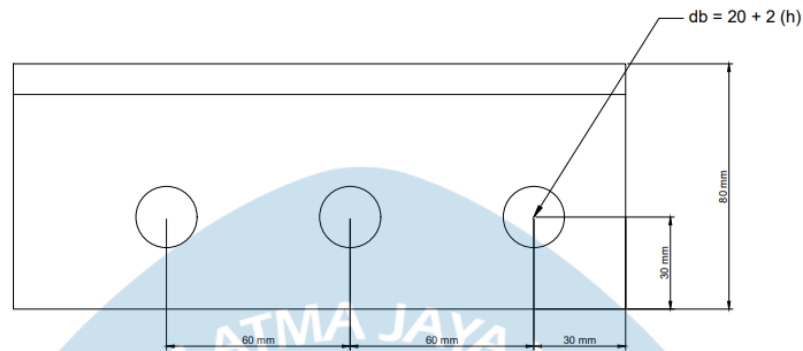
$S \geq 3$  baut

$L_e$  (jarak tepi) =  $0,5 \times S$  ( $S = 60 \text{ mm}$ )

$$= 0,5 \times 60$$

$$= 30 \text{ mm}$$

### Sketsa Profil Baut



Gambar 2.27 Sketsa Profil Baut pada Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

### **Block Shear (dikalikan 2 karena 2 penampang)**

$$\begin{aligned} \text{Ant (luas netto akibat tarik)} &= \left( (Le - \frac{\text{diameter standart}}{2}) \times 2 \right) \times T_{\text{profil}} \\ &= \left( (30 - \frac{22}{2}) \times 2 \right) \times 8 \\ &= 304 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Agv (luas bruto akibat geser)} &= (S \times 2 + Le) \times T_{\text{profil}} \times 2 \\ &= (60 \times 2 + 30) \times 8 \times 2 \\ &= 2400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Anv (luas netto akibat geser)} &= \left( (S \times 2 + Le) - (\text{diameter lubang} \times 2 + \frac{\text{diameter lubang}}{2}) \right) \times T_{\text{profil}} \\ &= (60 \times 2 + 30) - (22 \times 2 + \frac{22}{2}) \times 8 \times 2 \\ &= 1520 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk mencari koefisien reduksi *shear lag* (U) dapat ditentukan sebagai berikut.

- Untuk penampang H, WF, atau T
1. Dengan rasio  $b/h > 2/3$  dengan sambungan pada pelat sayap dan jumlah baut dalam arah gaya  $\geq 3$  buah per baris,  $U = 0,90$ .

2. Dengan rasio  $b/h < 2/3$  dengan sambungan pada pelat sayap dan jumlah baut dalam arah gaya  $\geq 3$  buah per baris,  $U = 0,85$ .
3. Dengan sambungan pada pelat badan dan jumlah baut dalam arah gaya  $\geq 4$  buah per baris,  $U = 0,70$ .

- Untuk penampang L tunggal atau ganda

1. Dengan jumlah baut dalam arah gaya  $\geq 4$  buah per baris,  $U = 0,80$ .
2. Dengan jumlah baut dalam arah gaya ada 3 buah per baris,  $U = 0,60$ .

$$\begin{aligned}
 R_n &= 0,6 F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\
 &= 0,6 \times 370 \times 1520 + 0,6 \times 370 \times 304 \\
 &= 404,928 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= 0,6 F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\
 &= 0,6 \times 240 \times 2400 + 0,6 \times 370 \times 304 \\
 &= 413,088 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka, dipilih  $R_n$  yang paling terkecil, yaitu 404,928 kN.

### **Kuat Rencana**

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,75 \times 404,928 \\
 &= 303,696 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### **Perhitungan Kuat Tumpu (*Bearing*) Baut**

#### ***Bearing Deformation Strength***

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2,4dtF_u \\
 &= 2,4 \times 20 \times 8 \times 370 \\
 &= 284160 \text{ N}
 \end{aligned}$$

#### **Menghitung *Tear Out Strength***

$$\text{Bolt} + \text{hole (h)} = 22 \text{ mm}$$

$$L_e = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_{c1} (\text{lubang di dekat tepi plat}) &= L_e - \frac{h}{2} \\ &= 30 - \frac{22}{2} \\ &= 19 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{c2} &= s - h \\ &= 60 - 22 \\ &= 38 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{n1} (\text{baut tepi}) &= 1,2 \times L_{c1} \times t \times F_u \\ &= 1,2 \times 19 \times 8 \times 370 \times 2 \\ &= 134976 \text{ N} \\ &= 134,976 \text{ kN (per lubang baut dari 3 lubang baut)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{n2} (\text{baut dalam}) &= 1,2 \times L_{c2} \times t \times F_u \\ &= 1,2 \times 38 \times 8 \times 370 \times 2 \\ &= 269.952 \text{ N} \\ &= 269,952 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka, dipilih  $R_n$  yang paling terkecil, yaitu 134,976 kN.

### **Kuat Tumpu Total Baut**

$$\begin{aligned} R_n &= 134,976 \times 3 \\ &= 404,928 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times R_n \\ &= 0,75 \times 404,928 \\ &= 303,696 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 2.24 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Sambungan Baut pada Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*

<i>Yield</i> Plat Tarik	531,36 kN
<i>Fracture</i> Plat Tarik	382,95 kN
Kuat Geser Baut	175,301 kN
<i>Block Shear</i>	303,696 kN
Kuat Tumpu	303,696 kN

## B. Gedung Serbaguna

Spesifikasi :

Tp (Tebal pelat) = 10 mm

Fy (tegangan leleh) baja = 240 MPa

Fu (tegangan tarik batas) baja = 370 MPa

Tipe Baut = A325-XM20

db (diameter baut) = 20 mm

dh (baut standar) = 22 mm

Fnv (tegangan geser) = 372 (group A325)

Tebal profil = 7 mm

Gaya dalam batang atap Gedung kantor pengelola (Profil 2L / *Double Angle* 70x70x7) yang didapatkan dari ETABS adalah:

P ultimate = 124,52 kN (tarik)

= 142,458 kN (tekan)

**ØPn (nominal)**

ØPn (*yielding*) = 406,08 kN

ØPn (*fracture*) = 289,71 kN

(dari perhitungan desain elemen kuda-kuda)

### Pemeriksaan Leleh Tarik Pada Penampang Bruto (*Yield*)

$$\phi P_n = 0,9 \times f_y \times A_g$$

Dari desain elemen kuda-kuda:  $\phi P_n$  (*yielding*) = 406,08 kN > 124,52 kN (Aman)

### Pemeriksaan Keruntuhan Tarik Pada Penampang Netto (*Fracture*)

$$\phi P_n = 0,75 \times F_u \times A_e$$

Dari desain elemen kuda-kuda:  $\phi P_n$  (*fracture*) = 289,71 kN > 124,52 kN (Aman)

### Menentukan Jumlah Baut Menggunakan Perhitungan Kuat Geser (*Shear Strength*)

$$\begin{aligned} R_n \text{ (kekuatan nominal)} &= F_{nv} \times A_b \\ &= F_{nv} \times \left(\frac{1}{4} \pi \times d_b^2\right) \\ &= 372 \times \left(\frac{1}{4} \pi \times 20^2\right) \times 2 \\ &= 233734,493 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times R_n \\ &= 0,75 \times 233734,493 \\ &= 175300,8701 \text{ N} \\ &= 175,3008701 \text{ kN (kontrol)} \end{aligned}$$

### Perhitungan Jumlah Baut

$$\begin{aligned} n \text{ (jumlah baut)} &= \frac{\phi P_n(\text{fracture})}{\phi R_n} \\ &= \frac{289,71}{175,3008} = 1,6526 \text{ baut} \end{aligned}$$

Dibulatkan menjadi = 2 baut

Berdasarkan SNI 1729: 2015, maka:

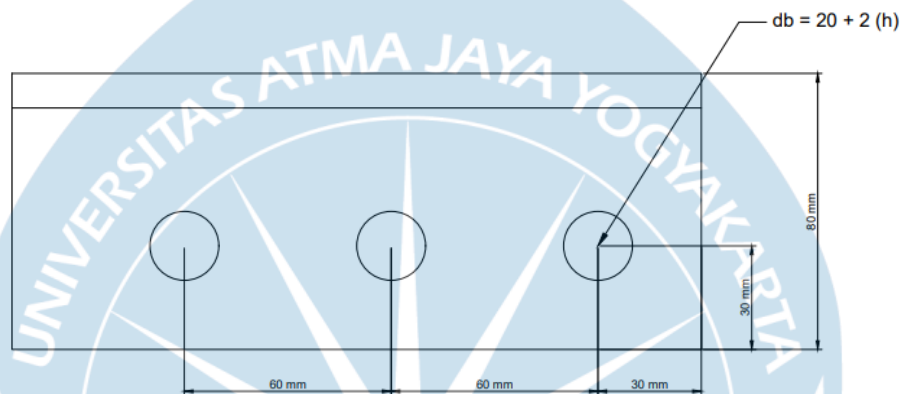
$$S \geq 2 \text{ baut}$$

$$Le \text{ (jarak tepi)} = 0,5 \times S \text{ (} S = 60 \text{ mm)}$$

$$= 0,5 \times 60$$

$$= 30 \text{ mm}$$

### Sketsa Profil Baut



Gambar 2.28 Sketsa Profil Baut pada Gedung Serbaguna

### **Block Shear** (dikalikan 2 karena 2 penampang)

$$\begin{aligned} \text{Ant (luas netto akibat tarik)} &= \left( \left( Le - \frac{\text{diameter standart}}{2} \right) \times 2 \right) \times T_{\text{profil}} \\ &= \left( \left( 30 - \frac{22}{2} \right) \times 2 \right) \times 7 \\ &= 266 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Agv (luas bruto akibat geser)} &= (S \times 2 + Le) \times T_{\text{profil}} \times 2 \\ &= (60 \times 2 + 30) \times 7 \times 2 \\ &= 2100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Anv (luas netto akibat geser)} &= \left( (S \times 2 + Le) - \left( \text{diameter lubang} \times 2 + \frac{\text{diameter lubang}}{2} \right) \right) \times T_{\text{profil}} \\ &= (60 \times 2 + 30) - \left( 22 \times 2 + \frac{22}{2} \right) \times 7 \times 2 \end{aligned}$$



$$= 1330 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0,6 F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\ &= 0,6 \times 370 \times 1330 + 0,6 \times 370 \times 266 \\ &= 354312 \text{ N} \\ &= 354,312 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0,6 F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\ &= 0,6 \times 240 \times 2100 + 0,6 \times 370 \times 266 \\ &= 361452 \text{ N} \\ &= 361,452 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka, dipilih  $R_n$  yang paling terkecil, yaitu 354,312 kN.

### **Kuat Rencana**

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times 404,928 \\ &= 303,696 \text{ kN} \end{aligned}$$

### **Perhitungan Kuat Tumpu (*Bearing*) Baut**

#### ***Bearing Deformation Strength***

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 d t F_u \\ &= 2,4 \times 20 \times 7 \times 370 \times 2 \\ &= 248640 \text{ N} \\ &= 248,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### **Menghitung *Tear Out Strength***

$$\text{Bolt} + \text{hole (h)} = 22 \text{ mm}$$

$$L_e = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Lc_1 \text{ (lubang di dekat tepi plat)} &= L_e - \frac{h}{2} \\
 &= 30 - \frac{22}{2} \\
 &= 19 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Lc_2 &= s - h \\
 &= 60 - 22 \\
 &= 38 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn_1 \text{ (baut tepi)} &= 1,2 \times Lc_1 \times t \times Fu \\
 &= 1,2 \times 19 \times 7 \times 370 \times 2 \\
 &= 118104 \text{ N} \\
 &= 118,104 \text{ kN (per lubang baut dari 2 lubang baut)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn_2 \text{ (baut dalam)} &= 1,2 \times Lc_2 \times t \times Fu \\
 &= 1,2 \times 38 \times 7 \times 370 \times 2 \\
 &= 236208 \text{ N} \\
 &= 236,208 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka, dipilih  $R_n$  yang paling terkecil, yaitu 236,208 kN.

#### **Kuat Tumpu Total Baut**

$$\begin{aligned}
 R_n &= 118,104 \times 3 \\
 &= 354,312 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,75 \times R_n \\
 &= 0,75 \times 354,312 \\
 &= 265,734 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 2.25 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Sambungan Baut pada Gedung Serbaguna

<i>Yield</i> Plat Tarik	406,08 kN
<i>Fracture</i> Plat Tarik	289,71 kN
Kuat Geser Baut	175,301 kN
<i>Block Shear</i>	265,734 kN
Kuat Tumpu	265,734 kN

## 2.6 Perancangan Balok

### 2.6.1 Perancangan Balok Anak

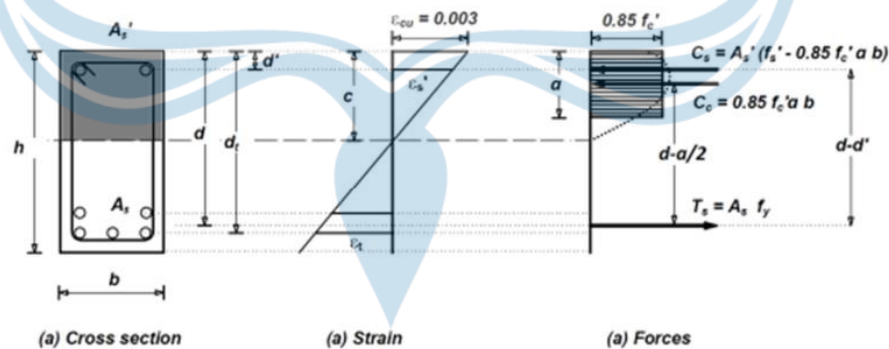
Dalam merancang balok anak, perlu adanya memperhatikan beberapa tahapan, yaitu sebagai berikut:

1. Menentukan perkiraan awal dimensi balok (b, h, dan d)

Untuk menghitung d menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$d = h_{\text{balok}} - \text{selimut beton} - d_{\text{sejangkang}} - \frac{d_{\text{tulangan}}}{2}$$

2. Melakukan analisis struktur hingga mendapatkan nilai momen tumpuan dan momen lapangan serta gaya geser ultimit (dari ETABS)
3. Menghitung nilai a (tinggi blok tegangan persegi ekuivalen) dan c (jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral) dari persamaan momen nominal



Gambar 2.29 Ilustrasi Gaya dan Regangan Balok Empat Persegi Panjang

Berdasarkan ilustrasi pada gambar 2.29 di atas, maka didapatkan persamaan berikut ini:

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times a \times b$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$C_s = A_s' (f'_s - 0.85 f'_c)$$

$$M_n = Cc \left( d - \frac{a}{2} \right) + (d - d')$$

Untuk Tulangan Tunggal:

$$M_n = Cc \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0.85 \times f'c \times a \times b \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0.85 f'c \times a \times b \times d - 0.85 f'c \times a^2 \times b \times \frac{d}{2}$$

$$\frac{0.85 \cdot f'c \cdot b}{2} a^2 - (0.85 f'c \times b \times d) a + M_n = 0$$

Sehingga diperoleh:

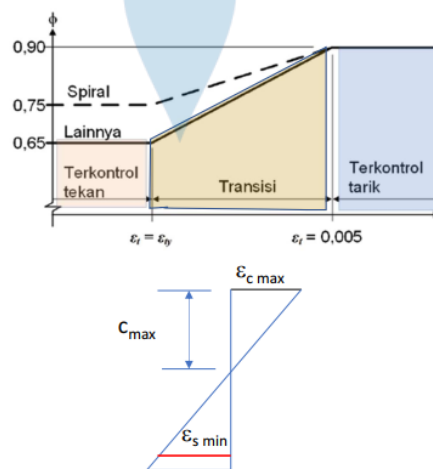
$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot b}}$$

Untuk mencari nilai a dari persamaan berikut:

$$c = \frac{a}{\beta}$$

4. Membandingkan c dengan  $c_{max}$ , dan memastikan terkendali tarik. Jika  $C < c_{max}$  maka terkendali tarik dan dapat menggunakan  $\phi=0,9$

Agar faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ ) menjadi 0,9 (terkendali Tarik), maka nilai a harus dibatasi dengan regangan baja tarik terluar  $\epsilon_s$  minimum = 0,005 (SNI 2847:2019). Faktor reduksi kekuatan untuk struktur yang mengalami gaya lentur dan aksial ditentukan oleh regangan yang terjadi pada tulangan terdekat dari serat tarik beton terluar.



Gambar 2.30 Ilustrasi untuk Menentukan Faktor Reduksi Kekuatan ( $\phi$ )

Menurut SNI 2847:2019 ps. R21.2.2, kondisi penampang struktur lentur dibagi menjadi 3 kategori:

1. Terkontrol tarik (*tension-controlled*), yaitu kondisi di mana hanya mengalami gaya aksial tarik ( $\epsilon_s > 0,005$ ).
2. Terkontrol tekan (*compression-controlled*), yaitu kondisi di mana hanya mengalami gaya aksial desak atau tekan ( $\epsilon_s < \epsilon_y$  atau 0,002 untuk mutu baja 420 MPa dan prategang).
3. Transisi, yaitu kondisi di antara terkontrol tarik dan tekan.

Penentuan faktor reduksi kekuatan untuk struktur yang mengalami lentur dan aksial dapat dilihat pada tabel 2.26 (SNI 2847:2019 pada tabel 21.2.2).

Tabel 2.26 Faktor Reduksi Kekuatan ( $\phi$ ) Untuk Momen, Gaya Aksial, atau Kombinasi Momen dan Gaya Aksial

Regangan tarik netto ( $\epsilon_t$ )	Klasifikasi	$\phi$			
		Jenis tulangan transversal			
		Spiral sesuai 25.7.3		Tulangan lainnya	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Tekanan terkontrol	0,75	a)	0,65	b)
$\epsilon_t < \epsilon_{ty} < 0,005$	Transisi <sup>[1]</sup>	$0,75 + 0,15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0,005 - \epsilon_{ty})}$	c)	$0,65 + 0,25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0,005 - \epsilon_{ty})}$	d)
$\epsilon_t \geq 0,005$	Tegangan terkontrol	0,90	e)	0,90	f)

<sup>[1]</sup>Untuk penampang transisi, diperbolehkan memakai nilai faktor kekuatan sama dengan penampang terkontrol tekan.

(Sumber: SNI 2847:2019 pada tabel 21.2.2 Faktor Reduksi Kekuatan ( $\phi$ ) untuk Momen, Gaya Aksial, atau Kombinasi Momen dan Gaya Aksial)

$$c_{max} = \frac{\epsilon_c \max}{\epsilon_c + \epsilon_s \min} d$$

$$\epsilon_c \max = 0,003$$

$$\epsilon_s \min = 0,005$$

$$c_{max} = \frac{0,003}{0,003 + 0,005} d$$

$$c_{max} = \frac{3}{8} d = 0,375 d$$

5. Membandingkan  $a$  dengan  $a_{max}$ . Jika  $a < a_{max}$  maka direncanakan dengan balok bertulangan tunggal. Jika  $a > a_{max}$  maka direncanakan dengan balok bertulangan rangkap atau memperbesar dimensi balok dan nilai  $a$  harus dibatasi agar terjadi terkendali tarik.

$$a_{\max} = \beta_1 \times c_{\max} \quad (2.42)$$

Untuk nilai  $\beta_1$  mengacu pada SNI 2947:2019 Tabel 22.2.2.4.3 mengenai nilai  $\beta_1$  untuk distribusi tegangan beton persegi ekuivalen.

Tabel 2.27 Nilai  $\beta_1$  untuk Distribusi Tegangan Beton Persegi Ekuivalen

$f'c, MPa$	$\beta_1$	
$17 \leq f'c \leq 28$	0,85	a)
$28 < f'c < 55$	$0,85 - \frac{0,05(f'c-28)}{7}$	b)
$f'c \geq 55$	0,65	c)

(Sumber : SNI 2947:2019 Tabel 22.2.2.4.3 Nilai  $\beta_1$  untuk distribusi tegangan beton persegi ekuivalen)

Jika  $a < a_{\max}$ , maka luasan daerah tarik didapatkan dari:

$$M_n = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\frac{M_n}{\phi} = A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Dari persamaan diatas didapatkan rumus luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad (2.43)$$

6. Menghitung luas tulangan perlu ( $A_s$  perlu)
7. Memeriksa luas tulangan minimum ( $A_s$  min) dan maksimum ( $A_s$  max)

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d \quad (2.44)$$

$$A_s \text{ max} = \frac{0,36 \cdot \beta_1 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{f_y} \quad (2.45)$$

8. Menghitung jumlah tulangan yang akan dipasang
9. Menghitung tulangan sengkang
10. Menghitung kekuatan geser beton ( $V_c$ )

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.46)$$

Memeriksa kebutuhan tulangan geser, dengan beberapa ketentuan sebagai berikut:

1. Jika  $0,5\phi V_c \geq V_u$ , maka secara teoritis tidak membutuhkan tulangan geser

2. Jika  $0,5\phi V_c < V_u < \phi V_c$ , maka dipasang tulangan geser minimum atau dipasang sengkang dengan spasi mengikuti ketentuan spasi maksimum sengkang
3. Jika  $V_u \geq \phi V_c$ , maka kebutuhan tulangan geser harus dihitung

Jika diperlukan tulangan geser, dihitung kekuatan perlu tulangan geser:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (2.47)$$

11. Memeriksa batasan dimensi penampang

$$V_s \leq 0,66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.48)$$

Jika  $V_s > 0,66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$ , maka dimensi balok harus diperbesar.

12. Menghitung kebutuhan spasi sengkang dengan menetapkan diameter tulangan (geser) sengkang

Kebutuhan spasi Sengkang

$$S = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s} \quad (2.49)$$

13. Menetapkan spasi maksimum sengkang dengan ketentuan sebagai berikut:

$s \leq s_{max}$ , maka:

$$V_s \leq 0,33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \text{ dengan } s \leq \frac{d}{2} \text{ atau } 600 \text{ mm} \quad (2.50)$$

$$V_s > 0,33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \text{ dengan } s \leq \frac{d}{4} \text{ atau } 300 \text{ mm} \quad (2.51)$$

Berikut adalah perhitungan perancangan balok anak pada 2 gedung, yaitu gedung kantor pengelola dan *lobby*, serta gedung serbaguna.ta

#### **A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby**

Diketahui:

b (lebar penampang balok anak) = 350 mm

h (tinggi penampang balok anak) = 500 mm

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

$f_y$  sengkang = 280 MPa

Diameter tulangan = 22 mm

Diameter sengkang = 12 mm

Selimut beton = 40 mm

$V_u$  (gaya

$$\text{Mu tumpuan} = -165,01 \text{ kNm}$$

$$\text{Mu lapangan} = 141,52 \text{ kNm}$$

$$\emptyset \text{ (faktor reduksi kekuatan)} = 0,9$$

d (jarak serat tekan terauh ke pusat tulangan tarik longitudinal)

$$= h_{\text{balok-selimut beton}} - d \text{ sengkang} - \frac{d \text{ tulangan}}{2}$$

$$= 500 - 40 - 12 - \frac{22}{2}$$

$$= 437 \text{ mm}$$

Untuk menetapkan nilai  $\beta_1$  (fungsi kelas kuat beton) dengan  $f'_c = 25 \text{ MPa}$ , maka sesuai dengan SNI 2847: 2019 pasal 22.2.2.4.3 maka digunakan  $\beta_1 = 0,85$

$$\begin{aligned} \text{As tulangan (Luas tulangan tarik longitudinal prategang)} &= \frac{1}{4} \pi (d. \text{ tulangan})^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi (22)^2 \\ &= 380,1327 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Av (Luas tulangan geser horizontal dalam spasi s)} &= \frac{1}{4} \pi (d. \text{ sengkang})^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi (12)^2 \\ &= 113,0973 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

#### **Tulangan Longitudinal Tumpuan (Mu = 165,01 kNm)**

$$\begin{aligned} a \text{ (tinggi blok tegangan persegi ekivalen)} &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\emptyset \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b}} \\ &= 437 - \sqrt{437^2 - \frac{2 \cdot 165,01 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 25 \cdot 350}} \\ &= 60,6142 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C \text{ (jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral)} &= \frac{a}{\beta} \\ &= \frac{60,6142}{0,85} \\ &= 71,3108 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c_{\text{max}} &= 0,375 d \\ &= 0,375 \times 437 \\ &= 163,875 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena  $C < c_{\text{max}}$ , maka  $\emptyset = 0,9$

$$a_{\text{max}} = \beta_1 \cdot c_{\text{max}} = 0,85 \times 163,875 = 139,2938 \text{ mm}$$



$$As \text{ (As perlu)} = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 0,001073376 \text{ m}^2 = 1073,3759 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap As min dan As max

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{f_y} \cdot 350 \cdot 437 = 509,8333 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ max} = \frac{0,36 \cdot \beta_1 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{f_y} = \frac{0,36 \cdot 0,85 \cdot 25 \cdot 350 \cdot 437}{420} = 2785,875 \text{ mm}^2$$

As min < As perlu < As max, maka digunakan:

$$As \text{ perlu} = 1073,3759 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1073,3759}{380,1327} = 2,8237 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah}$$

maka digunakan 3D22

### Tulangan Longitudinal Lapangan (Mu = 141,52 kNm)

$$\begin{aligned} a \text{ (tinggi blok tegangan persegi ekuivalen)} &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot b}} \\ &= 437 - \sqrt{437^2 - \frac{2 \cdot 141,52 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 25 \cdot 350}} \\ &= 51,4033 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C \text{ (jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral)} &= \frac{a}{\beta} = 51,4033 / 0,85 \\ &= 60,4745 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c_{\max} &= 0,375 d \\ &= 0,375 \times 437 \\ &= 163,875 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena  $C < c_{\max}$ , maka  $\phi = 0,9$

$$a_{\max} = \beta_1 \cdot c_{\max} = 0,85 \times 163,875 = 139,2938 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} As \text{ (As perlu)} &= \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ &= 0,000910268 \text{ m}^2 \\ &= 910,2676 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek terhadap As min dan As max

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{f_y} \cdot 350 \cdot 437 = 509,8333 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ max} = \frac{0,36 \cdot \beta_1 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{f_y} = \frac{0,36 \cdot 0,85 \cdot 25 \cdot 350 \cdot 437}{420} = 2785,875 \text{ mm}^2$$

As min < As perlu < As max, maka digunakan:

$$As \text{ perlu} = 910,2676 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{910,2676}{380,1327} = 2,3946 \text{ buah} \sim 3 \text{ buah}$$

maka digunakan 3D22

Analisis yang digunakan dalam perhitungan kali ini adalah analisis perhitungan tulangan tunggal, sehingga sebenarnya sudah cukup satu lapis tulangan saja baik pada daerah tumpuan maupun lapangan, namun pada pelaksanaannya akan sulit untuk tulangan sengkang dapat mengait pada tulangan memanjang, sehingga pada gambar kerja tulangan menggunakan tulangan rangkap dengan menambahkan 2 tulangan pada bagian bawah sisi tumpuan dan 2 tulangan pada bagian atas sisi lapangan.

### **Perhitungan Tulangan Geser Lapangan (Vu= 249,47 kN)**

Kekuatan geser beton (Vc)

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= \Phi 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,75 \cdot 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 350 \cdot 437 \\ &= 97505,625 \text{ N} = 97,505 \text{ kN} \end{aligned}$$

Di daerah tumpuan karena  $V_u > \Phi V_c$ , maka perlu tulangan geser.

Syarat :  $\Phi(V_c + V_s) \geq V_u$

Bagian yang harus didukung tulangan geser:

$$\Phi V_s = V_u - \Phi V_c = 249,47 - 97,505 = 151,9644 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{\Phi V_s}{\Phi} = \frac{151,9644}{0,75} \\ &= 202,6192 \text{ kN} = 202619,1667 \text{ N} \end{aligned}$$

Memeriksa batasan dimensi penampang

$$\begin{aligned} V_s &\leq 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 202619,1667 \text{ N} \leq 0,66 \cdot \sqrt{25} \cdot 350 \cdot 437 \\ &= 202619,1667 \text{ N} \leq 50473 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Menghitung spasi sengkang

$$s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s} = \frac{2.113,0973 \cdot 280 \cdot 437}{202,6192 \cdot 1000} = 136,5970 \text{ mm}$$

Cek spasi sengkang di daerah tumpuan

$$0,33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d = 0,33 \cdot \sqrt{25} \cdot 350 \cdot 437 = 252367,5 \text{ N} = 252,3675 \text{ kN}$$

$$\text{Karena } V_s = 202,6192 \text{ kN} < 252,3675 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

$$\text{Maka syarat } (s = 136,5970 \text{ mm}) \leq \frac{d}{2} = \frac{437}{2} = 218,5 \text{ mm atau } 600 \text{ mm (OK)}$$

Maka ditetapkan sengkang terpasang: 2D12-100

Tabel 2.28 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak pada Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Tipe Balok	BA.1		BA.2		BA.3	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Dimensi (mm)	350 x 500		250x350		350x500	
Tulangan Atas	3D22	2D22	2D16	2D16	3D22	2D22
Tulangan Bawah	2D22	3D22	2D16	2D16	2D22	2D22
Sengkang	2D12-50	2D12-100	2D8-150	2D8-150	2D8-200	2D8-200
Tulangan Pinggang	-	-	-	-	-	-

## B. Gedung Serbaguna

Dengan menggunakan cara dan langkah-langkah yang sama seperti pada gedung kantor pengelola dan lobby, maka didapatkan hasil rekapitulasi seperti pada tabel berikut.

Tabel 2.29 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak pada Gedung Serbaguna

Tipe Balok	BA.1		BA.2		BA.3	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Dimensi (mm)	350 x 500		250x350		350x500	
Tulangan Atas	3D22	2D22	3D16	2D16	2D19	2D19
Tulangan Bawah	2D22	3D22	2D16	3D16	2D19	2D19
Sengkang	2D8-200	2D8-200	2D8-200	2D8-200	2D8-200	2D8-200
Tulangan Pinggang	-	-	-	-	-	-

## 2.6.2 Perancangan Balok Induk

### Tulangan Longitudinal

#### A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Pendefinisian Properti dan Material Penampang

Kuat tekan beton = 25 Mpa

Selimit beton = 40 mm

Dimensi Balok:

b (Lebar balok) = 400 mm

h (Tinggi balok) = 600 mm

l (Bentang balok) = 10000 mm

Dimensi Kolom:

b (Lebar kolom) = 600 mm

h (Tinggi kolom) = 600 mm

Tulangan longitudinal = 420 MPa

Tulangan sengkang = 420 MPa

Diameter tulangan longitudinal ( $d_b$ ) = 25 mm

Diameter tulangan sengkang ( $d_s$ ) = 10 mm

$\Phi$  Longitudinal (Leleh) = 0,9

$\Phi$  Geser (Patah) = 0,75

$\beta_1$  = 0,85

Tabel 2.30 Gaya-Gaya dalam Batang (Kontrol di Tipe Balok BI. 1)

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Momen Rencana Tumpuan (-)	$Mu^-_{End}$	-448,3	kNm
Momen Rencana Tumpuan (+)	$Mu^+_{End}$	185,039	kNm
Momen Rencana Lapangan (-)	$Mu^-_{Span}$	-100,5	kNm
Momen Rencana Lapangan (+)	$Mu^+_{Span}$	232,8	kNm

Tinggi efektif balok ( $d$ ) =  $h$  - selimit beton - sengkang-  $\left(\frac{\text{diameter Tul.longitudinal}}{2}\right)$

$$= 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2}$$

$$= 537,5 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan longitudinal} = A_1 = 0,25\pi d^2 = 0,25 \pi (25)^2 = 490,874 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan sengkang} = A_{\text{Sengkang}} = 0,25 \pi (10)^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

### Cek Syarat Dimensi Penampang Balok

Berdasarkan peraturan pada SNI 2847: 2019 pasal 18.6.2.1 menyebutkan bahwa:

1. Bentang bersih,  $l_n$ , harus minimal  $4d$

$$\begin{aligned} L_n \geq 4d &= 10000 \text{ mm} - 600 \text{ mm} \geq 4(537,5) \text{ mm} \\ &= 9400 \text{ mm} \geq 2150 \text{ mm} \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

2. Lebar penampang  $b_w$ , harus sekurangnya nilai terkecil dari  $0,3h$  dan  $250 \text{ mm}$ .

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

$$400 \text{ mm} \geq (0,3 \times 600 \text{ mm atau } 250 \text{ mm})$$

$$400 \text{ mm} \geq 180 \text{ mm} \text{ (OK!)}$$

3. Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari  $c_2$  dan  $0,75c_1$  pada masing-masing sisi kolom.

$$b \leq H + 2 \times (\min (H ; 0,75 \times B))$$

$$400 \text{ mm} \leq 1500 \text{ mm} \text{ (OK!)}$$

### Desain Tulangan Lentur

#### 1. Tumpuan Negatif

$$\begin{aligned} \alpha &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot b}} = 537,5 - \sqrt{(537,5)^2 - \frac{2 \times 448,3}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 400}} \\ &= 123,1286 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$C = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{123,1286}{0,85} = 144,8572 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = \frac{3}{8} d = \frac{3}{8} \times 537,5 = 201,5625 \text{ mm}$$

$$\alpha_{\max} = \beta \cdot C_{\max} = 0,85 \times 201,5625 = 171,3281 \text{ mm}$$

Karena,  $C < C_{\max}$ , maka terkendali tarik dengan faktor reduksi  $0,9$  dan  $\alpha < \alpha_{\max}$ , maka direncanakan balok bertulangan tunggal.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{448,3}{0,9 \times 420 \times \left( 537,5 - \frac{123,1286}{2} \right)} = 2491,889 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap As min dan As max:

Jika nilai As dari perhitungan di atas berada di antara nilai As min dan As max, maka gunakan As dari perhitungan. Apabila nilai As lebih kecil atau lebih besar dari As min dan As max, maka gunakan As min atau As max.

$$As \text{ min } 1 = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b w . d = \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} x 400 x 537,5 = 639,881 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min } 2 = \frac{1,4}{f_y} b w . d = \frac{1,4}{420} x 400 x 537,5 = 716,667 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ max } = 0,025 b w d = 0,025 x 400 x 537,5 = 5375 \text{ mm}^2$$

Maka, dari nilai di atas As pakai:

$$As \text{ pakai } = 2491,889 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As \text{ pakai}}{A \text{ tul. longitudinal}} = \frac{2491,889}{490,874} = 5,0764 \approx 6 \text{ tulangan}$$

» Digunakan 6D25

$$As \text{ Pasang } = 6 x 0,25 \pi x (25^2) = 2945,243 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot B} = \frac{2945,243 x 420}{0,85 x 420 x 400} = 145,5297 \text{ mm}$$

Momen nominal:

$$M_n = T_s \cdot Z = (A_{S \text{ pasang}} \cdot f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right) = (2945,243 x 420) \left( 537,5 - \frac{145,5297}{2} \right)$$

$$M_n = 574,8784 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 x 574,8784 = 517,3905 \text{ kNm}$$

## 2. Tumpuan Positif

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0,85 f'c b}} = 537,5 - \sqrt{537,5^2 - \frac{2 x 185,039}{0,9 x 0,85 x 25 x 400}} = 47,0614 \text{ mm}$$

$$C = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{47,0614}{0,85} = 55,3663 \text{ mm}$$

$$C \text{ max } = \frac{3}{8} d = \frac{3}{8} x 537,5 = 201,5625 \text{ mm}$$

$$\alpha_{\text{max}} = \beta \cdot C_{\text{max}} = 0,85 x 201,5625 = 171,3281 \text{ mm}$$

Karena,  $C < C_{\text{max}}$ , maka terkendali tarik dengan faktor reduksi 0,9 dan  $\alpha < \alpha_{\text{max}}$ , maka direncanakan balok bertulangan tunggal.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{185,039}{0,9 \times 420 \times \left(537,5 - \frac{47,0614}{2}\right)} = 952,4327 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap  $A_s$  min dan  $A_s$  max:

Jika nilai  $A_s$  dari perhitungan di atas berada di antara nilai  $A_s$  min dan  $A_s$  max, maka gunakan  $A_s$  dari perhitungan. Apabila nilai  $A_s$  lebih kecil atau lebih besar dari  $A_s$  min dan  $A_s$  max, Maka gunakan  $A_s$  min atau  $A_s$  max.

$$A_s \text{ min } 1 = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b w . d = \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} \times 400 \times 537,5 = 639,881 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min } 2 = \frac{1,4}{f_y} b w . d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 537,5 = 716,667 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0,025 b w d = 0,025 \times 400 \times 537,5 = 5375 \text{ mm}^2$$

Maka, dari nilai di atas  $A_s$  pakai:

$$A_s \text{ pakai} = 952,4327 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ pakai}}{A_{tul.longitudinal}} = \frac{952,4327}{490,874} = 1,9403 \text{ tulangan} \approx 2 \text{ tulangan}$$

» Digunakan 2D25

Tulangan terpasang

$$A_s \text{ Pasang} = 2 \times 0,25 \pi \times (25^2) = 981,7477 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s . f_y}{0,85 . f'c . B} = \frac{981,7477 \times 420}{0,85 \times 25 \times 400} = 48,5099 \text{ mm}$$

Momen nominal:

$$M_n = T_s . Z = (A_{s \text{ pasang}} . f_y) \left(d - \frac{a}{2}\right) = (981,7477 \times 420) \left(537,5 - \frac{48,5099}{2}\right)$$

$$M_n = 211,6284 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 211,6284 = 190,4656 \text{ kNm}$$

### 3. Lapangan Negatif

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0,85 f'c b}} = 537,5 - \sqrt{537,5^2 - \frac{2 \times 100,5}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 400}} = 25,0239 \text{ mm}$$

$$C = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{25,0239}{0,85} = 29,4399 \text{ mm}$$

$$C_{\text{max}} = \frac{3}{8} d = \frac{3}{8} \times 537,5 = 201,5625 \text{ mm}$$

$$\alpha_{\text{max}} = \beta . C_{\text{max}} = 0,85 \times 201,5625 = 171,3281 \text{ mm}$$

Karena,  $C < C_{max}$ , maka terkendali tarik dengan faktor reduksi 0,9 dan  $\alpha < \alpha_{max}$ , maka direncanakan balok bertulangan tunggal.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{100,5}{0,9 \times 420 \times \left(537,5 - \frac{25,0239}{2}\right)} = 506,4363 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap  $A_s$  min dan  $A_s$  max:

Jika nilai  $A_s$  dari perhitungan di atas berada di antara nilai  $A_s$  min dan  $A_s$  max, maka gunakan  $A_s$  dari perhitungan. Apabila nilai  $A_s$  lebih kecil atau lebih besar dari  $A_s$  min dan  $A_s$  max, Maka gunakan  $A_s$  min atau  $A_s$  max.

$$A_{s \text{ min } 1} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \cdot d = \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} \times 400 \times 537,5 = 639,881 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 2} = \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 537,5 = 716,667 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,025 b_w d = 0,025 \times 400 \times 537,5 = 5375 \text{ mm}^2$$

Maka, dari nilai di atas  $A_s$  pakai:

$$A_s \text{ pakai} = 716,667 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ pakai}}{A_{tul. longitudinal}} = \frac{716,667}{490,784} = 1,46 \text{ tulangan} \approx 2 \text{ tulangan}$$

>> Digunakan 2D25

Tulangan terpasang

$$A_s \text{ Pasang} = 2 \times 0,25 \pi \times (25^2) = 981,7477 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot B} = \frac{981,7477 \times 420}{0,85 \times 420 \times 400} = 48,5099 \text{ mm}$$

Momen nominal:

$$M_n = T_s \cdot Z = (A_{s \text{ pasang}} \cdot f_y) \left(d - \frac{a}{2}\right) = (981,7477 \times 420) \left(537,5 - \frac{48,5099}{2}\right)$$

$$M_n = 211,6284 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 211,6284 = 190,4656 \text{ kNm}$$

#### 4. Lapangan Positif

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0,85 f'c B}} = 537,5 - \sqrt{537,5^2 - \frac{2 \times 232,8}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 400}} = 59,9610 \text{ mm}$$



$$C = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{59,9610}{0,85} = 70,5423 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = \frac{3}{8} d = \frac{3}{8} \times 537,5 = 201,5625 \text{ mm}$$

$$\alpha_{\max} = \beta \cdot C_{\max} = 0,85 \times 201,5625 = 171,3281 \text{ mm}$$

Karena,  $C < C_{\max}$ , maka terkendali tarik dengan faktor reduksi 0,9

Karena,  $\alpha < \alpha_{\max}$ , maka direncanakan balok bertulangan tunggal

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{232,8}{0,9 \times 420 \times \left(537,5 - \frac{59,9610}{2}\right)} = 1213,4963 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap  $A_s$  min dan  $A_s$  max:

Jika nilai  $A_s$  dari perhitungan di atas berada di antara nilai  $A_s$  min dan  $A_s$  max, maka gunakan  $A_s$  dari perhitungan. Apabila nilai  $A_s$  lebih kecil atau lebih besar dari  $A_s$  min dan  $A_s$  max, Maka gunakan  $A_s$  min atau  $A_s$  max.

$$A_{s \text{ min } 1} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \cdot d = \frac{0,25 \sqrt{25}}{420} \times 400 \times 537,5 = 639,881 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 2} = \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 537,5 = 716,667 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,025 b_w d = 0,025 \times 400 \times 537,5 = 5375 \text{ mm}^2$$

Maka, dari nilai diatas  $A_s$  pakai:

$$A_s \text{ pakai} = 1213,4963 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s \text{ pakai}}{A_{\text{tul. longitudinal}}} = \frac{1213,4963}{490,874} = 2,4721 \text{ tulangan} \approx 3 \text{ tulangan}$$

>> Digunakan 3D25

Tulangan terpasang

$$A_s \text{ Pasang} = 2 \times 0,25 \pi \times (25^2) = 1472,6216 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot B} = \frac{1472,6216 \times 420}{0,85 \times 420 \times 400} = 72,7648 \text{ mm}$$

Momen nominal:

$$M_n = T_s \cdot Z = (A_{s \text{ pasang}} \cdot f_y) \left(d - \frac{a}{2}\right) = (1472,6216 \times 420) \left(537,5 - \frac{72,7648}{2}\right)$$

$$M_n = 309,9418 \text{ kNm}$$

$$\emptyset M_n = 0,9 \times 309,9418 = 278,9476 \text{ kNm}$$

Tabel 2.31 Rekapitulasi Penulangan Balok Induk

Lokasi	Tulangan Terpasang	$\emptyset M_n$ (kNm)	Mu (kNm)	Mu $\leq$ $\emptyset M_n$	Max Nominal	
Tumpuan	Atas	6D25	-517,3905	-448,3	OK	517,3905
	Bawah	2D25	190,4656	185,039	OK	
Lapangan	Atas	2D25	190,4656	-100,5	OK	278,9476
	Bawah	3D25	278,9476	232,8	OK	

### Pengecekan Persyaratan Tulangan Lentur berdasarkan SRPMM Berdasarkan Momen Ultimit

Tumpuan:

$$Mu^+_{\text{End}} \geq \frac{1}{3} Mu^-_{\text{End}}$$

$$185,039 \text{ kNm} \geq 149,433 \text{ kNm} \implies \text{OK!}$$

Lapangan:

$$Mu^+_{\text{Span}} \geq \frac{1}{5} Mu^+_{\text{End}}$$

$$232,8 \text{ kNm} \geq 37,0078 \text{ kNm} \implies \text{OK!}$$

$$Mu^+_{\text{Span}} \geq \frac{1}{5} Mu^-_{\text{End}}$$

$$232,8 \text{ kNm} \geq 89,66 \text{ kNm} \implies \text{OK!}$$

### Berdasarkan Momen Nominal

Tumpuan:

$$\emptyset M_{n+} \geq \frac{1}{3} \emptyset M_{n-}$$

$$190,4656 \text{ kNm} \geq 172,4635 \text{ kNm} \implies \text{OK!}$$

Lapangan:

$$(\emptyset M_{n+} \text{ atau } \emptyset M_{n-}) \geq \frac{1}{5} (\emptyset M_n \text{ terbesar})$$

$$\emptyset M_{n+} \geq \frac{1}{5} \cdot M_n \text{ max lapangan}$$

$$278,9476 \text{ kNm} \geq 38,0931 \text{ kNm} \implies \text{OK!}$$

$$\emptyset M_{n-} \geq \frac{1}{5} \cdot M_n \text{ max lapangan}$$

$$190,4656 \text{ kNm} \geq 38,0931 \text{ kNm} \implies \text{OK!}$$

### Tulangan Transversal

Parameter:

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

Selimit beton = 40 mm

b balok = 400 mm

h balok = 600 mm

l balok = 10000 mm

$$l_n \text{ (bentang bersih balok)} = 10000 - 600 = 9400 \text{ mm}$$

$$f_y \text{ tulangan sengkang} = 420 \text{ MPa}$$

$$d \text{ tulangan sengkang (ds)} = 10 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{geser}} = 0,75$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif balok (d)} &= h - \text{selimit-sengkang} - \left( \frac{\text{diameter Tul.longitudinal}}{2} \right) \\ &= 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} \\ &= 537,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_v = \frac{1}{4} \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \pi \times 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$\text{Gaya geser (1,2DL + LL) (Vg)} = 248,55 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ tumpuan} = 283,376 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ Lapangan} = 160,38 \text{ kN}$$

### **Menghitung Nilai Momen Ujung kuat lentur maksimum (Mpr)**

Dikarenakan dalam perhitungan sistem rangka pemikul momen khusus maka diperlukan mencari nilai Mpr atau momen probable yang dalam persamaannya dikalikan dengan faktor kali 1,25

#### **Mpr Tumpuan Kiri (Mpr 1) (atas)**

Tulangan atas = 6D25

$$\text{Luasan tulangan atas} = \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \cdot 4 = 2945,2431 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot (1,25 \times f_y)}{0,85 \cdot f'c \cdot B} = \frac{2642,0794 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \cdot 25 \times 400} = 163,187 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= A_s (1,25 \times f_y) \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 2945,2431 (1,25 \times 420) \left(537,5 - \frac{163,187}{2}\right) \\
 &= 690,4698 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

### **Mpr Tumpuan Kanan (Mpr 2) (bawah)**

$$\text{Tulangan bawah} = 2D25$$

$$\text{Luasan tulangan bawah} = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 = 981,7477 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot (1,25 \times f_y)}{0,85 \cdot \rho \cdot f_c \cdot B} = \frac{981,7477 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \cdot 25 \times 400} = 60,6374 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= A_s (1,25 \times f_y) \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 981,7477 \times 1,25 \times 420 \cdot \left(537,5 - \frac{60,6374}{2}\right) \\
 &= 261,4102 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

### **Gaya Geser Balok**

Menghitung gaya geser rencana, yaitu gaya geser gempa akibat sendi plastis:

$$\begin{aligned}
 V_{E1} = V_{E2} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \\
 &= \frac{690,4698 + 261,4102}{9,4} \\
 &= 101,2638 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya gempa akibat beban gravitasi:

$$V_{G1} = V_{G2} = 248,55 \text{ kN}$$

Gaya geser desain:

$$V_e = V_E + V_G = 101,2638 + 248,55 = 349,8138 \text{ kN}$$

### **Tulangan Geser Tumpuan**

$$\text{Gaya geser gempa (VE)} = 101,264 \text{ kN}$$

$$50\% \text{ gaya geser desain (Ve)} = 349,8138 \times 50\% = 174,907 \text{ kN}$$

$VE < 50\% Ve$  maka, gunakan

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 400 \times 537,5 = 179,1667 \text{ kN}$$

$$V_u = V_e = 349,8138 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \left( \frac{349,8138}{0,75} \right) - 179,1667 = 287,252 \text{ kN}$$

Digunakan Senggang diameter 10 dengan 2 kaki

$$s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s} = \frac{2 \times 78,54 \times 537,5}{290,873} = 123,45 \text{ mm}$$

s digunakan tidak boleh lebih dari nilai terkecil dari:

1.  $\frac{d}{4} = \frac{537,5}{4} = 134,375 \text{ mm}$
2.  $6 \text{ db} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
3. 150 mm

Maka, digunakan 2D10 – 100 mm

### **Tulangan Geser Lapangan**

$$V_u = 160,380 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 400 \times 537,5 = 179,1667 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{160,380}{0,75} - 179,1667 = 34,673 \text{ kN}$$

Digunakan senggang diameter 10 dengan 2 kaki

$$s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s} = \frac{2 \times 78,54 \times 537,5}{34,673} = 1022,71 \text{ mm}$$

s digunakan tidak boleh lebih dari nilai terkecil dari:

1.  $\frac{d}{2} = \frac{537,5}{3} = 268,75 \text{ mm}$
2.  $6 \text{ db} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
3. 150 mm

Maka, digunakan 2 D10-150 mm

### **REKAPITULASI**

Dengan tipe perhitungan yang sama, berikut merupakan rekapitulasi perhitungan hasil akhir dari perancangan *design* Balok Induk Gedung Pengelola (BI 1, BI 2, BI 3) dan Gedung Serbaguna (BI 1 dan BI 2)

Tabel 2.32 Rekapitulasi Balok Induk 1 (Gedung Kantor Pengelola dan Lobby)

Rekapitulasi							
Lokasi	Tulangan Terpasang		$\phi M_n$ (kNm)	Mu (kNm)	$Mu \leq \phi M_n$	Max Nominal	Sengkang
Tumpuan	Atas	6D25	-517,3905	-448,3	OK	517,3905	2D10-100 mm
	Bawah	2D25	190,4656	185,039	OK		
Lapangan	Atas	2D25	190,4656	-100,5	OK	190,4656	2D10-150 mm
	Bawah	3D25	278,9476	232,8	OK		

Tabel 2.33 Rekapitulasi Balok Induk 2 (Gedung Kantor Pengelola dan Lobby)

Rekapitulasi							
Lokasi	Tulangan Terpasang		$\phi M_n$ (kNm)	Mu (kNm)	$Mu \leq \phi M_n$	Max Nominal	Sengkang
Tumpuan	Atas	10D25	-772,3073	-741,307	OK	-772,3073	2D10-50 mm
	Bawah	4D25	362,9291	286,97	OK		
Lapangan	Atas	2D25	-190,4656	-166,9	OK	-190,4656	2D10-150 mm
	Bawah	5D25	442,4101	427,76	OK		

Tabel 2.34 Rekapitulasi Balok Induk 3 (Gedung Kantor Pengelola dan Lobby)

Rekapitulasi							
Lokasi	Tulangan Terpasang		$\phi M_n$ (kNm)	Mu (kNm)	$Mu \leq \phi M_n$	Max Nominal	Sengkang
Tumpuan	Atas	5D19	-270,8690	-263,18	OK	270,8690	2D10-150 mm
	Bawah	3D19	167,0258	148,75	OK		
Lapangan	Atas	4D19	-219,6981	-171,048	OK	219,6981	2D10-150 mm
	Bawah	3D19	167,0258	97,72	OK		

Tabel 2.35 Rekapitulasi Balok Induk 1 (Gedung Serbaguna)

Rekapitulasi							
Lokasi	Tulangan Terpasang		$\phi M_n$ (kNm)	Mu (kNm)	$Mu \leq \phi M_n$	Max Nominal	Sengkang
Tumpuan	Atas	10D25	-772,3073	-722,093	OK	772,3073	2D10-50 mm
	Bawah	5D25	442,4101	438,4737	OK		
Lapangan	Atas	2D25	-190,4656	-158,416	OK	190,4656	2D10-100 mm
	Bawah	4D25	362,9291	318,8522	OK		

Tabel 2.36 Balok Induk 2 (Gedung Serbaguna)

Rekapitulasi							
Lokasi	Tulangan Terpasang		$\phi M_n$ (kNm)	Mu (kNm)	$\frac{M_u}{\phi M_n}$	Max Nominal	Sengkang
Tumpuan	Atas	5D19	-270,8690	-269,987	OK	270,8690	2D10-50 mm
	Bawah	3D19	167,0258	152,158	OK		
Lapangan	Atas	3D19	-167,0258	-105,331	OK	167,0258	2D10-150 mm
	Bawah	4D19	219,6981	184,3805	OK		

## 2.7 Perancangan Kolom SRPMK

Nilai nominal (*axial force*, momen nominal sumbu mayor, momen nominal sumbu minor, dan lain lain) pada perhitungan kali ini menggunakan *software* spColumn, sehingga hasil akan langsung muncul dalam bentuk angka dan grafik. Dalam perancangan kolom SRPMK, ada beberapa aspek yang harus menjadi pertimbangan dan harus diperhitungkan meliputi:

### 1. Syarat Dimensi Penampang

Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm, ( $B \geq 300$  mm).

Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4, ( $\frac{b}{h} \geq 0,4$ ).

### 2. Kuat Lentur Minimum

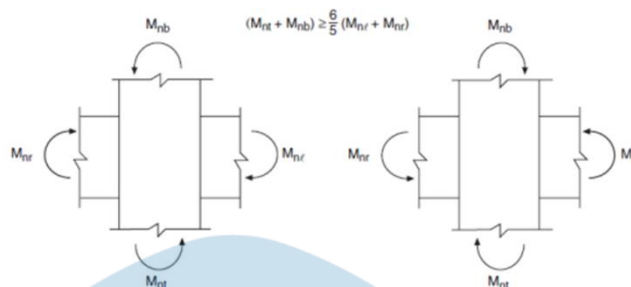
Untuk memenuhi syarat SCWB (*Strong Column Weak Beam*) maka kekuatan lentur maka kolom harus dibatasi dengan persamaan.

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb} \quad (2.52)$$

Dengan:

$\sum M_{nc}$  = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.

$\sum M_{nb}$  = Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.

Gambar 2.31 *Joint* Balok Kolom

[*Strong Column*]  $(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2(M_{nb\ ki} + M_{nb\ ka})$  [*Weak Beam*]

### Syarat Tulangan Lentur (Longitudinal)

1. Luas tulangan longitudinal  $A_{st}$  tidak boleh kurang dari  $0,01A_g$  dan tidak lebih dari  $0,06A_g$
2. Pada kolom dengan Sengkang bundar, jumlah batang tulangan longitudinal minimum harus 6
3. Sambungan mekanis harus memenuhi pasal 18.2.7, sambungan lewatan hanya diizinkan dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal.

### Syarat Tulangan Transversal

Pada daerah sendi plastis kolom (daerah sepanjang  $l_0$  dari muka hubungan balok-kolom, dikedua ujungnya) harus disediakan tulangan transversal yang mencukupi. Panjang  $l_0$  daerah sendi plastis kolom, dipilih terbesar dari :

1. Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom atau pada segmen yang memiliki potensi leleh lentur
2.  $1/6$  dari bentang bersih komponen struktur
3. 450 mm

Untuk perhitungan tulangan sengkang, kebutuhan tulangan atau Reinforcement dengan keluaran luasan perlu pada kolom dapat dicari menggunakan persamaan yang terdapat pada SNI 2847:2019 Tabel 18.7.5.4.



Tabel 2.37 Tulangan Transversal untuk Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Tulangan Transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku	
$A_{sh}/s_{bc}$ untuk sengkang pengekok persegi	$P_u \leq 0,3A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a) dan (b)	$\frac{A_{sh}}{s_{bc}} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (a) $0,09 \left( \frac{f_c'}{f_{yt}} \right)$ (b)
	$P_u > 0,3A_g f_c'$ dan $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a), (b), dan (b)	$0,2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
$P_s$ untuk spiral ataupun sengkang pengekok lingkaran	$P_u \leq 0,3A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d) dan (e)	$\frac{A_{sh}}{s_{bc}} = 0,45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (d) $0,12 \left( \frac{f_c'}{f_{yt}} \right)$ (e)
	$P_u > 0,3A_g f_c'$ dan $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d), (e), dan (f)	$0,35 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

(Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 18.7.5.4 Tulangan Transversal untuk Kolom-Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)

Jarak tulangan transversal pada daerah sepanjang  $l_0$ , harus diambil tidak melebihi nilai terkecil dari:

- $\frac{1}{4}$  dimensi terkecil komponen struktur
- 6 kali diameter tulangan memanjang
- $100 \text{ mm} \leq S_o = 100 + \left( \frac{350 - hx}{3} \right) \leq 150 \text{ mm}$

Sedangkan jarak tulangan transversal pada daerah diluar  $l_0$ , diberikan sengkang dengan spasi  $s$  tidak melebihi:

- 6db
- 150 mm

### Kekuatan Geser kolom

Gaya geser rencana ( $V_e$ ) harus ditentukan dengan memperhitungkan gaya gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom, pada setiap komponen struktur. Gaya pada hubungan balok-kolom harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum yang dapat terjadi (*probable moment*) pada setiap ujung batang yang sesuai dengan rentang beban aksial terfaktor  $P_u$  yang bekerja pada batang Gaya geser rencana ( $V_e$ ) tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor yang didapat dari analisis struktur.

Untuk tulangan transversal sepanjang  $l_0$  harus didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan  $V_c = 0$  bila:

1. Gaya geser akibat gempa setidaknya 50% dari kekuatan geser perlu maksimum di sepanjang  $l_0$
2. Gaya tekan aksial terfaktor  $P_u$  termasuk pengaruh gempa kurang dari  $\frac{Agf'_c}{20}$ , sehingga persamaan untuk menentukan kuat geser rencana berdasarkan SRPMK dihitung dengan persamaan:

$$V_e = \frac{M_{prc a} + M_{prc b}}{l_c}$$

Dengan:

$M_{prc}$  = Momen Probable Kolom (dari 0,5  $M_{pr}$  balok)

$l_c$  = tinggi efektif kolom

#### A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Pada Perhitungan kali ini sampel perhitungan rinci dicontohkan menggunakan kolom tipe K1 dari bangunan gedung kantor pengelola dan lobby. Variasi gaya sebagai kontrol dari kolom tipe K1, yang diambil dari software analisis struktur adalah sebagai berikut:

Tabel 2.38 Variasi Gaya sebagai Kontrol Kolom Tipe K1

No	Mux (kNm)	Muy (kNm)	Vu (Max) (kN)	Pu (Max dan Min) (kN)
K1. Str 1	273,4	0	105,4	2038,23
K1. Str 2	255,22	0		325,27

Ukuran dimensi kolom:

$b = 600$  mm

$h = 600$  mm

Tinggi kolom = 4,75 m

Selimut beton = 40 mm

Diameter sengkang = 10 mm

Diameter longitudinal = 25 mm

Mutu bahan:

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

$$f_y \text{ longitudinal} = 420 \text{ MPa}$$

$$f_y \text{ sengkang} = 280 \text{ MPa}$$

Dikarenakan gaya yang terjadi di kolom harus ditinjau secara satu arah atau uniaksial, maka perhitungan kali ini merupakan perhitungan kekuatan nominal kolom terhadap gaya uniaxial sumbu mayor (sumbu x).

#### **Perhitungan Tulangan Longitudinal**

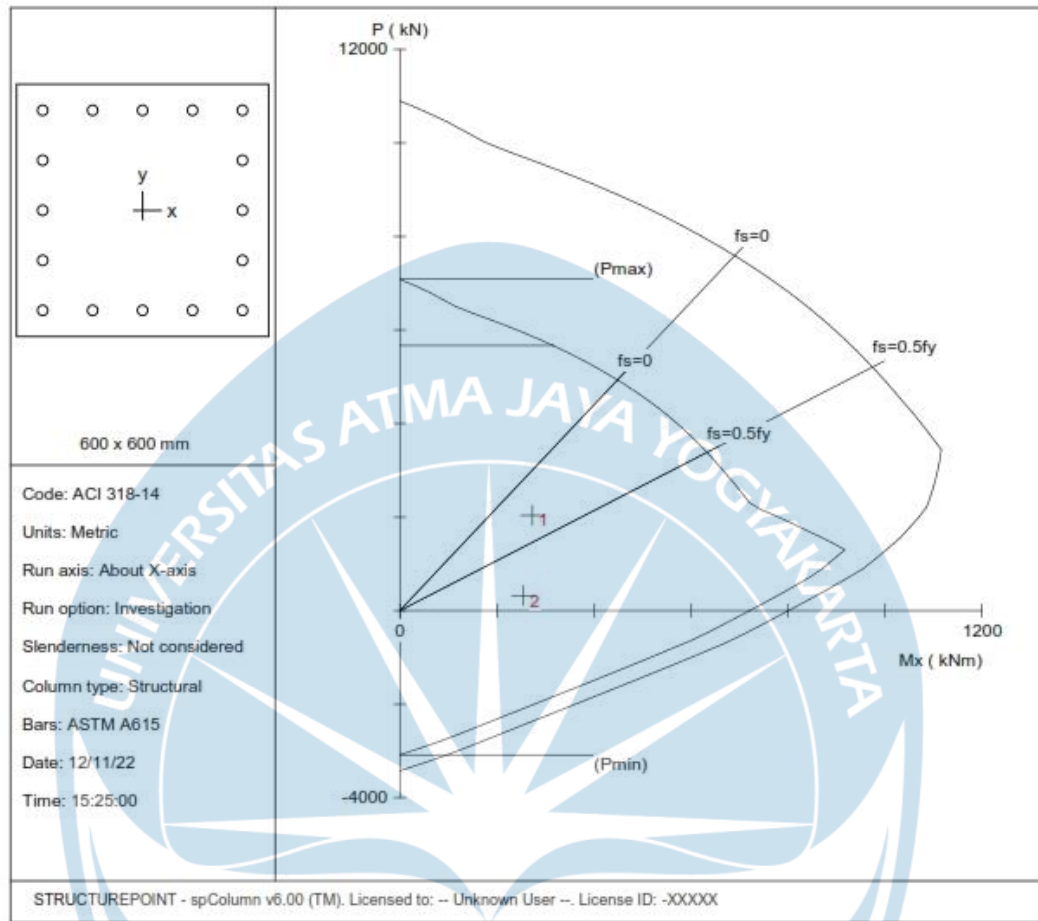
Hitungan berdasarkan uniaksial sumbu x didasarkan pada momen nominal yang didapatkan dari perhitungan Mnb (kekuatan nominal tulangan balok yang mengikat pada kolom K2).

$$Mnb \text{ kiri (-)} = 574,8784 \text{ kNm}$$

$$Mnb \text{ kanan (+)} = 211,6284 \text{ kNm}$$

Tulangan longitudinal terpasang pada kolom adalah 16 D25

Data nilai kekuatan nominal kolom dapat dilihat pada gambar di bawah ini serta rekap tabel di bawah ini:



Gambar 2.32 Nilai Kekuatan Nominal Kolom Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Tabel 2. 39 Kekuatan Geser Nominal *Joint Vn*

$P_u$	$M_{ux}$	$\Phi M_{nx}$	$\Phi M_n/M_u$	$\Phi$
2038,23	273,4	772,48	2,825	0,674
325,27	255,22	778,79	3,051	0,9

Nilai  $M_n$  tereduksi menjadi nilai nominal kolom a dan b ( $M_{nc}$  a dan  $M_{nc}$  b) yang nilainya akan dikalkulasikan untuk mengecek kekuatan stuktur terhadap sistem SCWB (*Strong Column Weak Beam*).

$$M_{nc} a = 772,48 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} b = 778,79 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} a + M_{nc} b = 772,480 + 778,79 = 1551,27 \text{ kNm}$$

Sesuai dengan prasyarat perancangan Balok Kolom SCWB, nilai 1,2 dikali total momen nominal kolom harus sama dengan atau lebih besar dari 1,2 dikali total dari Mnb kiri dan Mnb kanan.

$$1,2 (M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2 (M_{nb\ kiri} + M_{nb\ kanan})$$

$$1,2 (772,48 + 778,79) \geq 1,2 (574,8784 + 211,6284)$$

Maka, 1551,27 kNm  $\geq$  943,8081 kNm (OK) dan memenuhi prasyarat SCWB.

### Perhitungan Tulangan Geser

Interpretasi gaya dalam:

$$P_{u1} = 2038,23 \text{ kN}$$

$$P_{u2} = 325,27 \text{ kN}$$

$V_u$  = Nilai geser ultimit diambil dari nilai terbesar antara  $V_u$  dari ETABS atau  $V_e$  yang didapatkan dari Mpr (Gedung Pengelola Balok Induk (BI2))

$$V_e = \frac{M_{prc\ a} + M_{prc\ b}}{l_c} \quad (2.53)$$

$$M_{prc} = 0,5 \times (M_{pr\ Tumpuan\ kiri\ BI2} + M_{pr\ Lapangan\ kanan\ BI2})$$

$$= 0,5 \times (994,5152 + 491,5667) \text{ kNm}$$

$$= 743,041 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{M_{prc\ a} + M_{prc\ b}}{l_c} = \frac{743,041 + 743,041}{(4,75 - 0,6)} = 358,092 \text{ kN}$$

$$V_u = 105,4 \text{ kN (dari ETABS)}$$

Maka,  $V_u$  sebagai kontrol terhadap geser

$$V_u = V_e = 358,0920 \text{ kN}$$

$$d = h \text{ kolom- selimut beton} - d \text{ sengkang} - \frac{d_{longitudinal}}{2}$$

$$= 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2}$$

$$= 537,5 \text{ mm}$$

kuat geser beton diabaikan,  $V_c=0$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{(358,0920 \times 1000)}{0,75} = 477456,038 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} \times d} = \frac{477,456,038}{(280 \times 537,5)} = 3,1725 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots (A)$$

Tulangan transversal pengekang:

$$\text{Untuk } P_u = 2038230 \text{ N} < 0,3 f'_c A_g = 0,3 \times 25 \times 600 \times 600 = 2700000 \text{ N}$$

Digunakan persamaan-persamaan:

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,09 \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right)$$

dengan:

$A_{sh}$  = Luas total penampang sengkang tertutup persegi,

$A_g$  = Luas brutto penampang,

$A_{ch}$  = Luas penampang dari sisi luar ke sisi tulangan transversal,

$bc$  = Dimensi penampang inti kolom diukur dari sumbu ke sumbu tulangan pengekang,

$s$  = Spasi tulangan transversal,

$f_{yt}$  = Tegangan leleh baja tulangan transversal.

$f'_c$  = Kuat tekan beton.

$B_c$  = Lebar kolom – selimut beton =  $600 - (2 \times 40) = 520 \text{ mm}$

$A_g$  =  $600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$

$A_{ch}$  =  $(b - 2 \times \text{selimut beton}) \times (h - 2 \times \text{selimut beton})$

$$= (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40)$$

$$= 270400 \text{ mm}^2$$

$$1.) \frac{Ash}{s} = 0,3 \left( \frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \frac{f'c}{fyt} = 0,3 \left( \frac{360000}{270400} - 1 \right) \frac{25}{280} \times 520$$

$$= 4,6154 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots (B)$$

$$2.) \frac{Ash}{s} = 0,09 \left( \frac{f'c}{fyt} \right) = 0,09 \left( \frac{25}{280} \right) \times 520$$

$$= 4,1786 \text{ mm}^2/\text{mm} \dots (C)$$

Dari persamaan (A), (B), (C) dipilih yang nilainya terbesar, yaitu (B)

$$\frac{Ash}{s} (Use) = 4,6154 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

### **Tulangan transversal di sepanjang lo**

Jika diambil jarak antara tulangan sengkang adalah  $S = 50 \text{ mm}$

$$Ash = 4,6154 \times 50 = 230,7692 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter sengkang 10 mm, luas per 1 kaki

$$Av = \frac{1}{4} \pi \times 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal (n)} = \frac{Ash}{Av} = \frac{230,7692}{78,5398}$$

$$n = 2,9382 \approx 3 \text{ kaki}$$

Maka, tulangan transversal terpasang sepanjang  $l_0$  adalah 3D10-50 mm

### **Syarat Tulangan Transversal**

Spasi tulangan transversal yang dipasang sepanjang  $l_0$  (panjang minimum di mana harus disediakan tulangan transversal yang dihitung dari muka join sepanjang kolom) tidak boleh lebih kecil dari peraturan yang diperoleh dalam SNI 2847 pasal 21.6.4.3, yaitu sepanjang:

1.  $\frac{1}{4}$  dimensi terkecil komponen struktur

$$S \leq \frac{b}{4} \text{ atau } \frac{h}{4}$$

$$50 \text{ mm} \leq \frac{600}{4} = 150 \text{ mm} \text{ atau } \frac{600}{4} = 150 \text{ mm (OK)}$$

2. 6 kali diameter tulangan memanjang

$$S \leq 6 d$$

$$50 \text{ mm} \leq 6 \times 25 \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm (OK)}$$

3.  $100 \text{ mm} \leq S_o = 100 + \left( \frac{350 - hx}{3} \right) \leq 150 \text{ mm}$

$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - 121,875}{3} \right) = 176,0417 \text{ mm}$$

hx didapatkan dari:

$$= \frac{\left( b_{kolom} - 2 \times \text{Selimut beton} - 2 \times D. sengkang - \left( \frac{1}{2} \times D. Longitudinal \right) \right)}{n - 1}$$

$$= \frac{600 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - \frac{1}{2} \times 25}{5 - 1} = 121,875 \text{ mm}$$

### Perhitungan tulangan transversal diluar lo

$$d = h \text{ kolom} - \text{selimut beton} - d \text{ sengkang} - \frac{d. longitudinal}{2}$$

$$= 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2}$$

$$= 537,5 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'c} b_w d = 0,17 \sqrt{25} \times 600 \times 537,5 = 274,125 \text{ kN}$$

$$V_u = 358,0920 \text{ kN}$$

Karena  $V_c < V_u$ , maka  $V_u$  tidak dapat diabaikan.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} \quad V_s = \frac{358,0920}{0,75} - 274,125 = 203,3310 \text{ kN}$$

Digunakan diameter sengkang = 10 mm

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} \cdot d} = \frac{203,3310}{280 \cdot 537,5} = 1,351 \text{ mm}^2/\text{mm}$$



Menghitung kebutuhan tulangan transversal diluar daerah  $l_o$

$$0,3 f'c A_g = 0,3 \times 25 \times 600 \times 600$$

$$= 2700000 \text{ N} = 2700 \text{ kN}$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \times \text{selimut beton}) \times (h - 2 \times \text{selimut beton})$$

$$= 270400 \text{ mm}^2$$

$$B_c = b_w - (2 \times \text{cover}) = 600 - (2 \times 40) = 520 \text{ mm}$$

$s = 150 \text{ mm}$  (Jika diambil jarak antara tulangan sengkang adalah 150 mm), maka:

$$A_{sh} = \frac{A_v}{s} \times s = 1,351 \times 150 = 202,656 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi (10)^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = \frac{A_{sh}}{A_v} = \frac{202,656}{78,54}$$

$$n = 2,165 \approx 3 \text{ kaki}$$

Jarak tulangan transversal diluar  $l_o$  adalah  $3D_{10} - 150 \text{ mm}$

Penentu panjang  $l_o$ :

1. Max h atau b = 600 mm
2.  $1/6 l_n = \frac{1}{6} (4750 - 600) = 691,667 \text{ mm}$
3. 450 mm

Maka, digunakan panjang terbesar yaitu  $l_o$  sepanjang 691,667 mm minimal.

## REKAPITULASI

Dengan sistem perhitungan yang sama dan dengan kualitas bahan yang sama, maka hasil perhitungan ditabelkan.

Tabel 2.40 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal dan Tulangan Transversal Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*, serta Gedung Serbaguna

	Gedung Pengelola		Gedung Serbaguna		
	K1	K2	K1	K2	K3
Tulangan Longitudinal	16D25	12D25	16D25	20D25	16D25
T. Sengkang sepanjang $l_0$	3D10-50	3D10-50	3D10-50	3D10-50	3D10-50
T. Sengkang di luar $l_0$	3D10-150	4D10-150	3D10-100	3D10-100	3D10-100

### 2.8.1 Hubungan Balok Kolom

Kolom dan balok yang saling berhubungan menciptakan *joint* dan pertemuan kedua nya harus diperhatikan pada daerah tersebut. Bila hubungan balok-kolom rusak maka bangunan akan hancur. Pendetailan ini akan memengaruhi kekangan pada *joint* tersebut.

#### **Persyaratan Umum Hubungan Balok Kolom (SNI 2847:2019 pasal 18.8.2):**

1. Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka *joint* harus ditentukan dengan menganggap tegangan tulangan Tarik lentur adalah  $1,25f_y$ .
2. Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus memiliki Panjang penyaluran yang cukup hingga mencapai sisi terjauh dari inti kolom terkekang.
3. Jika tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati *joint*, maka dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok. Untuk beton ringan, maka dimensi tersebut tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.

#### **Persyaratan Tulangan Transversal:**

1. Tulangan transversal berbentuk Sengkang tertutup dan harus disediakan pada *joint*

2. Pada suatu *joint* yang memiliki balok dengan lebar sekurang-kurangnya  $\frac{3}{4}$  lebar kolom dan merangka pada keempat sisi kolom tersebut, maka dipasang tulangan transversal setidaknya sejumlah  $\frac{1}{2}$  dari kebutuhan di daerah sendi plastis kolom. Tulangan transversal ini dipasang di daerah *joint* pada setinggi balok terendah yang merangka ke *joint*. Pada daerah ini, jarak tulangan transversal boleh diperbesar menjadi 150 mm.
3. Pada *joint* dengan lebar balok lebih besar daripada lebar kolom, tulangan transversal seperti pada daerah sendi plastis kolom harus disediakan untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang terletak diluar inti kolom.

**Kuat Geser (SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.1):**

Suatu balok yang merangka pada suatu *joint* dianggap mampu memberikan kekangan jika setidaknya  $\frac{3}{4}$  bidang muka *joint* tersebut tertutupi oleh balok yang merangka ke *joint* tersebut, sedangkan nilai geser nominal dapat dicari menggunakan rumus pada tabel 18.8.4.1:

Tabel 2.41 Kekuatan Geser Nominal *Joint*  $V_n$

Konfigurasi <i>Joint</i>	$V_n$
Untuk <i>joint</i> terkekang oleh balok-balok pada keempat sisinya <sup>[1]</sup>	$1,7\lambda\sqrt{f'c'} A_j$ <sup>[2]</sup>
Untuk <i>joint</i> yang terkekang oleh balok-balok pada tiga sisinya atau dua sisi berlawanan <sup>[1]</sup>	$1,2\lambda\sqrt{f'c'} A_j$ <sup>[2]</sup>
Untuk kasus lainnya	$1,0\lambda\sqrt{f'c'} A_j$ <sup>[2]</sup>

<sup>[1]</sup>Mengacu pada 18.8.4.2

<sup>[2]</sup>  $\lambda$  diambil 0,75 untuk beton ringan dan 1,0 untuk beton normal. Nilai  $A_j$  berdasarkan 18.8.4.3

(Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 18.8.4.1 – Kekuatan Geser Nominal *Joint*  $V_n$ )

## A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

### Penulangan Transversal

Spesifikasi:

Fy tulangan = 420 MPa

Tinggi Kolom = 4,75 m

Tinggi balok = 600 mm = 0,6 m

Diameter sengkang = 10 mm

b (dari balok) = 400 mm

h (dari kolom) = 600 mm

$X = \frac{(600-400)}{2} = 100 \text{ mm}$

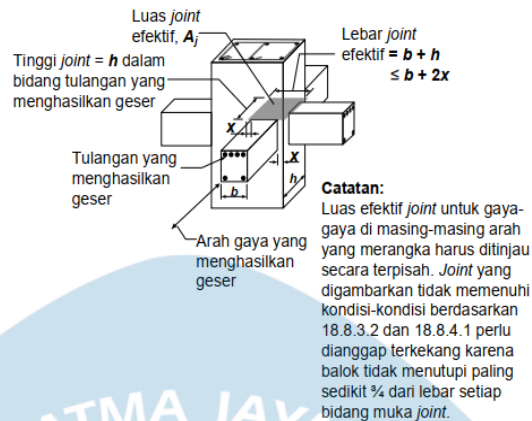
Lebar efektif = 600 mm (antara (b+h) atau (b+2x))

Aj (luas *joint* efektif) = Lebar efektif x h (dari kolom)  
= 360000 mm<sup>2</sup>

### Luas *Joint* Efektif

Luas Penampang efektif dalam suatu *joint*, Aj, harus dihitung dari tinggi *joint* kali lebar *joint* efektif. Tinggi *joint* harus sebesar lebar kolom, h. Lebar *joint* efektif harus selebar kolom, kecuali bila ada balok yang merangka ke dalam kolom yang lebih lebar, lebar *joint* efektif tidak boleh melebihi

1. Lebar balok ditambah tinggi *joint*.
2. Dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom. Ilustrasi dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2.33 Ilustrasi Luas *Joint* Efektif

(Sumber: SNI 2847: 2019 Gambar R18.8,4 - Luas *Joint* Efektif)

### Perhitungan Tulangan

Jumlah tulangan transversal dapat diambil  $\frac{1}{2}$  dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom

$$Ash/s \text{ (use) (dari pehitungan kolom)} = 4,6154 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$Ash/s = 0,5 \times \frac{Ash}{s \text{ use}} = 0,5 \times 4,6154 = 2,3077 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Penentuan jumlah kaki pada sengkang di dasarkan pada nilai  $Ash/s$  yang dikalikan dengan penentuan jarak awal sebagai estimasi, yang kemudian nilainya dibagi dengan luas penampang sengkang, maka akan di dapat nilai  $n$  yang merupakan kebutuhan jumlah kaki sengkang.

$$\text{Jarak T. transversal pada HBK (use)} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Sehingga } Ash = Ash / s \times 50 = 2,3077 \times 50 = 115,3846 \text{ mm}^2$$

$$Av \text{ (Luas penampang sengkang)} = 0,25 \times \pi \times d^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$n \text{ (kaki)} = \frac{Ash}{Av} = \frac{115,3846}{78,5398} = 1,4691 \text{ kaki} \approx 2 \text{ kaki}$$

### Perhitungan Kapasitas terhadap Mpr

Diperlukan data berupa perhitungan Mpr balok yang mengikat balok kolom untuk diformulasikan mendapatkan nilai  $V_{goyang}$  sebagai kontrol geser pada daerah sambungan hubungan balok kolom.

Mpr (use) (Gedung Pengelola Balok Induk 1):

$$Mpr\ 1 = 690,4698\ \text{kNm}$$

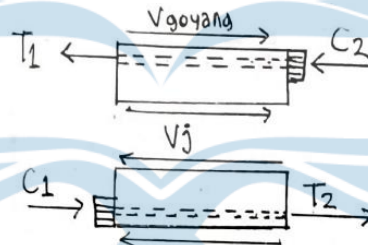
$$Mpr\ 2 = 261,4102\ \text{kNm}$$

Karena kolom dianggap memiliki kekuatan yang sama, maka faktor distribusi diambil sebesar 0,5 dan momen yang timbul pada kolom di atas *joint* adalah:

$$\begin{aligned} Mc &= 0,5 (Mpr1 + Mpr\ 2) = 0,5(690,4698 + 261,4102) \\ &= 475,94\ \text{kNm} \end{aligned}$$

Gaya geser dari kolom:

$$\begin{aligned} V_{goyang} &= \frac{(Mc+Mc)}{(Tinggi\ kolom-hbalok)} = \frac{475,94 + 475,94}{4,75-0,6} \\ &= 229,3687\ \text{kN} \end{aligned}$$



Gambar 2.34 Penentuan T (*Tension*) dan C (*Compression*) untuk Geser

Untuk perhitungan tarik dan tekan dari sistem hubungan balok kolom, maka diperlukan data luas tulangan dari daerah yang mengalami tarik atau disebut  $A_{s\text{pasang}}$

$$\text{Luas tulangan Atas} = A_{s\text{pasang}} = 2945,243\ \text{mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan Bawah} = A_{s\text{pasang}} = 981,7477\ \text{mm}^2$$

1. Untuk sisi kiri *joint*:

$$\begin{aligned} T_1 = C_1 &= 1,25 \times A_s \times f_y = 1,25 \times 2945,243 \times 420 \\ &= 1546,253\ \text{kN} \end{aligned}$$

2. Untuk sisi kanan *joint*:

$$\begin{aligned} T_2 = C_2 &= 1,25 \times A_s \times f_y = 1,25 \times 981,7477 \times 420 \\ &= 515,4175 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Perhitungan Vj

Vj didapatkan dari rumus kesetimbangan momen akibat gaya tekan dan tarik pada daerah sambungan hubungan balok kolom, sehingga:

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 + C_2 - V_{\text{goyang}} = 1546,253 + 515,4175 - 229,3687 \\ &= 1832,302 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847 2019 tabel 18.8.4.1, untuk *joint* yang terkekang balok di keempat sisinya nilai Vn adalah

$$V_n = 1,7\lambda\sqrt{f'c} A_j \text{ (dengan } \lambda = 1, \text{ dikarenakan beton normal)}$$

$$V_n = 1,7 \times 1 \times \sqrt{25} \times 360000 = 3620,641 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n = 0,85 \times 3620,641 = 3077,545 \text{ kN}$$

Lalu, setelah nilai geser ultimit dan nominal diketahui maka:

$$\Phi V_n > V_j = 3077,545 \text{ kN} > 1832,302 \text{ kN (OK)}$$

Sehingga, kekuatan nominal dapat menahan kekuatan ultimit maka OK.

Maka, pada daerah hubungan balok kolom dipasang sengkang 2 D10-50 mm.

### REKAPITULASI

Setelah dilakukan perhitungan dengan kualitas bahan dan dimensi yang berbeda pada daerah sambungan balok kolom, baik dari gedung kantor pengelola dan *lobby* maupun gedung serbaguna semua menggunakan sengkang 2 D10-50 mm.

### 2.8 Perancangan Pelat Lantai 1 Arah

Menurut Aprilia, V. (2021), ketika sistem pelat 1 arah hanya menumpu di kedua sisinya, pelat akan mengalami lendutan dalam arah tegak lurus sisi tumpuan. Beban akan didistribusikan oleh pelat dalam satu arah, yaitu menuju arah tumpuan. Jika pelat bertumpu di keempat sisi dan rasio  $L_y L_x \geq 2$ , hampir 95% beban akan dilimpahkan dalam arah bentang pendek, dan pelat akan menjadi sistem pelat 1 arah. Apabila pelat hanya terdiri dari 1 bentangan saja, dengan tertumpu sederhana

di kedua sisinya, momen lentur yang timbul akibat beban  $q$  yang terdistribusi merata, adalah  $M = \frac{qL^2}{8}$ , dengan  $L$  panjang bentang antara kedua tumpuan.

Apabila pelat bertumpu pada lebih dari dua tumpuan, akan terjadi momen positif dan negatif pada pelat yang dapat dihitung dengan metode analisis struktur, atau dengan menggunakan koefisien momen yang terdapat pada SNI 2847:2019 pasal 6.5.2. Penggunaan koefisien momen tersebut terlebih dahulu harus ditinjau apakah pelat sudah sesuai dengan persyaratan berikut.

1. Beda panjang bentang tidak terlalu jauh, batasan panjang bentang kurang dari 20% dari bentang terpendek.
2. Beban yang bekerja merupakan beban merata.
3. Beban hidup harus lebih kecil dari tiga kali beban mati

Tabel 2.42 Momen Pendekatan untuk Analisis Balok Menerus dan Pelat Satu Arah Nonprategang

Momen	Lokasi	Kondisi	$M_U$
Positif	Rentang ujung	Ujung tak menerus dan monolit dengan perletakan	$w_u \ell_n^2 / 14$
		Ujung tak menerus dan tidak terkekang	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Bentang tengah	Semua	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negatif <sup>[1]</sup>	Muka interior dari pendukung eksterior	Balok menyatu secara monolit dengan balok spandrel pendukung	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Balok monolit dengan kolom pendukung	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Muka eksterior dari pendukung interior pertama	Dua bentang	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Lebih dari dua bentang	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Muka dari pendukung lainnya	Semua	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Muka semua pendukung memenuhi (a) dan (b)	(a) Pelat dengan bentang tidak lebih dari 3m (b) Balok dengan rasio jumlah kekakuan kolom terhadap kekakuan balok melebihi 8 pada setiap ujung bentangnya	$w_u \ell_n^2 / 12$

<sup>[1]</sup> Untuk menghitung momen negatif,  $\ell_n$  harus diambil rata-rata panjang bentang bersih bersebelahan.

(Sumber: SNI 2847:2019 tabel 6.5.2 –Momen pendekatan untuk Analisis Balok Menerus dan Pelat Satu Arah Nonprategang)



Tabel 2.43 Perhitungan Lendutan Izin Maksimum

Jenis Komponen Struktur	Kondisi	Lendutan yang diperhitungkan		Batas lendutan
Atap datar	Tidak memikul atau tidak disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural yang mungkin rusak akibat lendutan yang besar.	Lendutan seketika akibat $L_r$ dan R maksimum		$\ell/180^{[1]}$
Lantai		Lendutan seketika akibat L.		$\ell/360$
Atap atau lantai	Memikul atau disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural	Mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan elemen nonstruktural, yaitu jumlah dari lendutan jangka panjang akibat semua beban tetap dan lendutan seketika akibat penambahan beban hidup <sup>[2]</sup>	$\ell/480^{[3]}$
		Tidak akan rusak akibat lendutan yang besar		$\ell/240^{[3]}$

<sup>[1]</sup> Batasan tidak dimaksudkan sebagai pengamanan terhadap genangan air. Genangan air harus diperiksa berdasarkan perhitungan lendutan, termasuk lendutan tambahan akibat genangan air, dan mempertimbangkan pengaruh jangka panjang akibat beban tetap, lawan lendut, toleransi konstruksi, dan keandalan sistem drainase.

<sup>[2]</sup> Lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan 24.2.4, tapi boleh dikurangi dengan nilai lendutan yang terjadi sebelum pemasangan elemen nonstruktural. Besarnya nilai lendutan ini harus dihitung berdasarkan data teknis yang dapat diterima terkait dengan karakteristik hubungan waktu lendutan dari komponen struktur yang serupa dengan komponen struktur yang ditinjau.

<sup>[3]</sup> Batasan boleh dilampaui bila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau disatukan telah dilakukan.

<sup>[4]</sup> Batasan tak boleh melebihi batasan toleransi yang disediakan untuk elemen nonstruktural.

(Sumber: SNI 2847 : 2019 tabel 24.2.2 – Perhitungan Lendutan Izin Maksimum Satu Arah Nonprategang)

Jarak antar tulangan utama pada pelat tidak boleh melebihi 3 kali ketebalan pelat atau tidak lebih dari 450 mm.

Tabel 2.44  $A_{s,min}$  untuk Pelat Satu Arah Nonprategang

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

(Sumber: SNI 2847:2019 tabel 7.6.1.1 –  $A_{s,min}$  untuk Pelat Satu Arah Nonprategang)

### A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Diketahui:

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

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

$$\Phi = 0,9$$

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

$$d \text{ ulir} = 10 \text{ mm}$$

#### Perhitungan Beban

$$\text{Beban Mati (DL)} = \text{Berat Jenis (mm)} \times \text{Dimensi (mm)}$$

$$\text{Berat Sendiri Pelat} = 0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Adukan Semen 2 cm} = 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Keramik} = 0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Plafon} = 11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{\text{Rangka Plafon}} = \underline{7 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\begin{aligned} \text{Total Dead Load} &= 354,66 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 3,5466 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban Hidup (LL)

$$\text{Lobi Pengelola (Kantor)} = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ultimate} = 1,2 (3,55) + 1,6 (4,8) = 11,9359 \text{ kN/m}^2$$

#### Penentuan Tebal Pelat Minimum

Berdasarkan SNI 2847 Tabel 7.3.1.1 digunakan  $l/24$

Contoh Tipe A dengan:

$$L_x \text{ (b. Pendek)} = 2666,7 \text{ mm}$$

$$L_y \text{ (b. Panjang)} = 10000 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{24} = 111,1125 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

$$D_s = h - \text{selimut beton} - \frac{\text{diameter}}{2} = 120 - 20 - \frac{10}{2} = 95 \text{ mm}$$

Tabel 2.45 Rekapitulasi Penentuan Tebal Pelat Minimum Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*

Type Pelat	Lx (mm)	Ly (mm)	Tebal (mm)
A	3333,4	10000	120
B	2666,7	10000	120
C	2000	10000	120
D	3333,4	10000	120

### Perhitungan Momen Ultimate Pelat

Kode

1.  $-\frac{1}{9} \times qu \times L^2$
2.  $-\frac{1}{10} \times qu \times L^2$
3.  $-\frac{1}{16} \times qu \times L^2$
4.  $\frac{1}{14} \times qu \times L^2$
5.  $\frac{1}{16} \times qu \times L^2$
6.  $\frac{1}{9} \times qu \times L^2$

$\left. \begin{array}{l} 1. \\ 2. \\ 3. \end{array} \right\} \text{Mu}^-$ 
  
 $\left. \begin{array}{l} 4. \\ 5. \\ 6. \end{array} \right\} \text{Mu}^+$

Dari hasil pertimbangan kelompok kami memilih persamaan-persamaan diatas untuk menghitung nilai  $\text{Mu}^-$  dan  $\text{Mu}^+$  dari berbagai jenis tumpuan karena persamaan diatas sudah *up*.

Pelat diasumsikan selebar 1000 mm (B)

Contoh (-1/10):

$$\text{Mu (+/-)} = -\frac{1}{10} \times qu \times 3,33342 = 13,262 \text{ kNm}$$

$$\text{Koefisien} = 0,1$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times Mu}{1,7 \times \emptyset \times f'c \times b \times d^2}} \right] = 0,000459$$

$$As = \rho \text{ perlu} \times B \times ds = 52,789 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = 0,002 \times B \times h = 280 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{As} = 280,499 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

$$s < 3H = 420 \text{ (OK)}$$

Maka digunakan untuk tulangan utama D10-200 mm dan untuk tulangan bagi nilai disamakan menggunakan D10-200 mm.

Tabel 2. 46 Rekapitulasi Pelat 1 Arah Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*

NOMER PLAT	A		
	A	B	C
<b>Koefisien</b>	0,1	0,071	0,1
<b>Mu (kNm)</b>	13,26	9,47	13,26
$\rho$	0,00	0,00	0,00
<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>	52,79	37,67	52,79
<b>Asmin (mm<sup>2</sup>)</b>	280	280	280
<b>As Pakai (mm<sup>2</sup>)</b>	280	280	280
s	200	200	200
<b>KODE</b>	D10-200 mm		

Tabel 2.46 (Lanjutan)

NOMER PLAT	B		
	A	B	C
<b>Koefisien</b>	0,1	0,07	0,1
<b>Mu (kNm)</b>	8,08	5,77	8,08
$\rho$	0,00	0,00	0,00
<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>	32,13	22,93	32,13
<b>Asmin (mm<sup>2</sup>)</b>	240	240	240
<b>As Pakai (mm<sup>2</sup>)</b>	240	240	240
<b>S</b>	300	300	300
<b>KODE</b>	D10-300 mm		

Tabel 2.46 (Lanjutan)

NOMER PLAT	C		
	A	B	C
<b>Koefisien</b>	0,1	0,07	0,1
<b>Mu (kNm)</b>	4,54	3,25	4,54
$\rho$	0,00	0,00	0,00
<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>	18,05	12,89	18,05
<b>Asmin (mm<sup>2</sup>)</b>	240	240	240
<b>As Pakai (mm<sup>2</sup>)</b>	240	240	240
<b>S</b>	300	300	300
<b>KODE</b>	D10-300 mm		

### B. Gedung Serbaguna

Dalam perencanaan pelat pada gedung serbaguna digunakan cara dan langkah-langkah yang sama seperti pada gedung kantor pengelola dan *lobby*. Berikut merupakan hasil rekapitulasi pelat pada Gedung Serbaguna

Tabel 2. 47 Rekapitulasi Pelat 1 Arah Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*

NOMER PLAT	1		
	A (Tumpuan)	B (Lapangan)	C (Tumpuan)
<b>Koefisien</b>	0,1	0,071	0,1
<b>Mu(kNm)</b>	13,26	9,47	13,26
$\rho$	0,000459	0,000328	0,000459
<b>As(mm<sup>2</sup>)</b>	52,79	37,67	52,79
<b>Asmin</b>	280	280	280
<b>As Pakai</b>	280	280	280
<b>S</b>	200	200	200
<b>KODE</b>	D10-200 mm		

Tabel 2.47 (Lanjutan)

NOMER PLAT	2		
	A (Tumpuan)	B (Lapangan)	C (Tumpuan)
Koefisien	0,1	0,07	0,1
Mu(kNm)	13,26	9,47	13,26
$\rho$	0,000459	0,000328	0,000459
As(mm <sup>2</sup> )	52,79	37,67	52,79
Asmin	280	280	280
As Pakai	280	280	280
s	200	200	200
KODE	D10-200 mm		

Tabel 2.47 (Lanjutan)

NOMOR PLAT	3		
	A (Tumpuan)	B (Lapangan)	C (Tumpuan)
Koefisien	0,1	0,071	0,1
Mu(kNm)	13,26	9,47	13,26
$\rho$	0,000459	0,000328	0,000459
As(mm <sup>2</sup> )	52,79	37,67	52,79
Asmin	280	280	280
As Pakai	280	280	280
s	200	200	200
KODE	D10-200 mm		

Tabel 2.47 (Lanjutan)

NOMOR PLAT	4		
	A (Tumpuan)	B (Lapangan)	C (Tumpuan)
Koefisien	0,1	0,071	0,1
Mu(kNm)	13,263	9,473	13,263
$\rho$	0,000459	0,0003276	0,00045904
As(mm <sup>2</sup> )	52,79	37,67	52,79
Asmin	280	280	280
As Pakai	280	280	280
s	200	200	200
KODE	D10-200 mm		

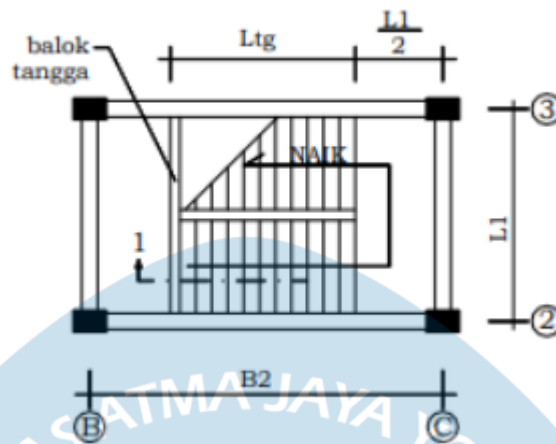
Tabel 2.47 (Lanjutan)

NOMER PLAT	5		
	A (Tumpuan)	B (Lapangan)	C (Tumpuan)
Koefisien	0,1	0,07	0,1
Mu(kNm)	13,26	9,47	13,26
$\rho$	0,00045904	0,000327599	0,00045904
As(mm <sup>2</sup> )	52,79	37,67	52,79
Asmin	280	280	280
As Pakai	280	280	280
s	200	200	200
KODE	D10-200 mm		

## 2.9 Perencanaan Tangga

### 2.9.1 Denah Ruang Tangga

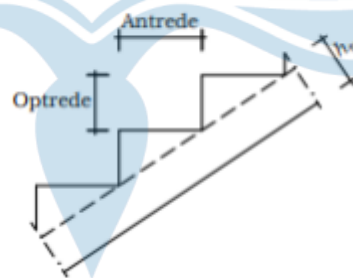
Dalam perencanaan tangga, terlebih dahulu dibuat denah ruang tangga. Denah ruang tangga yang dirancang dalam perancangan bangunan gedung kantor pengelola dan *lobby*, serta gedung serbaguna sebagai berikut.



Gambar 2.35 Denah Ruang Tangga (Haryanto, 2021)

Menurut Haryanto (2021), untuk merencanakan ruang tangga, perlu diperhatikan hal-hal berikut.

1. Lebar bordes minimal selebar tangga.
2. Tinggi optrede (O) minimal 150 mm sampai dengan 200 mm. Lebar antrede (A) minimal 280 mm sampai 300 mm. Ilustrasi optrede dan antrede dapat diamati sebagai berikut.



Gambar 2.36 Ilustrasi Detail Anak Tangga (Haryanto, 2021)

Perhitungan jumlah anak tangga antar lantai menggunakan rumus berikut.

$$n_{tg} = \frac{h_{lt}}{o} \quad (2.54)$$



Perhitungan lebar tangga atau  $L_{tg}$  menggunakan rumus berikut.

$$L_{tg} = \left( \frac{1}{2} \frac{h_{lt}}{o} - 1 \right) A \quad (2.55)$$

Sudut kemiringan tangga dicari dengan rumus berikut.

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{O}{A} \right) \quad (2.56)$$

Untuk perencanaan denah rencana tangga, baik gedung kantor pengelola dan *lobby* dan gedung serbaguna sebagai berikut.

#### **A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby**

Berikut adalah contoh perhitungan perencanaan tangga untuk gedung kantor pengelola dan *lobby*.

Lebar bordes = 1150 mm (Dari rencana gambar arsitek)

**Jumlah anak tangga ( $n_{tg}$ )**

(O) yang besarnya antara 150 mm sampai 200 mm,

$h_{lt}$  = Tinggi lantai

O = Optrade (naik)

O = 180 mm

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

$$n_{tg} = \frac{4500}{180} = 25 \text{ anak tangga}$$

Antrade (A)

A = 250 mm (Dari rencana gambar arsitek)

$$\begin{aligned} \text{Lebar tangga (Ltg)} &= \left( \frac{1}{2} \times \frac{h_{lt}}{o} \right) A \\ &= \left( \frac{1}{2} \times \frac{4500}{180} \right) 250 = 3125 \text{ mm} \end{aligned}$$

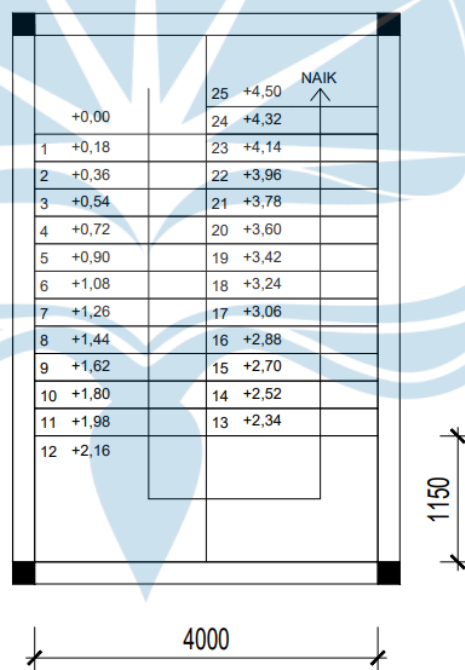
Sudut kemiringan tangga

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

$$= \tan^{-1} \left( \frac{180}{250} \right) = 35,75^\circ$$

Tabel 2. 48 Rekapitulasi Perencanaan Denah Ruang Tangga Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*

Lebar bordes	1150 mm
Jumlah anak tangga	25 buah
Oprade	180 mm
Antrade	250 mm
Sudut kemiringan tangga	35,75°



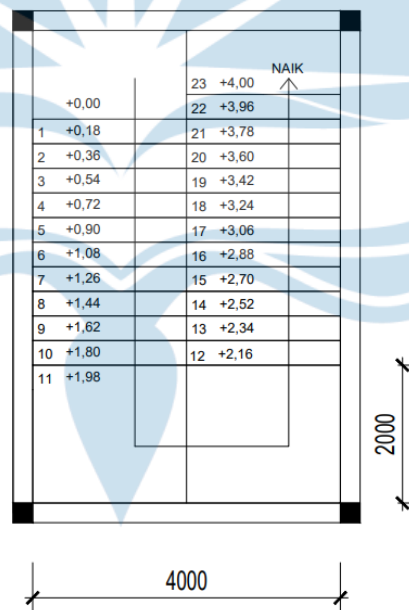
Gambar 2.37 Denah Ruang Tangga Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*

## B. Gedung Serbaguna

Dalam perencanaan tangga pada gedung serbaguna digunakan cara dan langkah-langkah yang sama seperti pada gedung kantor pengelola dan *lobby*. Berikut merupakan hasil rekapitulasi data perencanaan.

Tabel 2.49 Rekapitulasi Perencanaan Denah Ruang Tangga Gedung Serbaguna

Lebar bordes	2000 mm
Jumlah anak tangga	23 buah
Optrade	180 mm
Antrade	250 mm
Sudut kemiringan tangga	35,75°

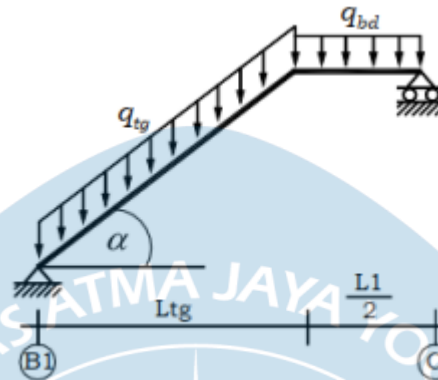


Gambar 2.38 Denah Ruang Tangga Gedung Serbaguna

### 2.9.2 Perencanaan Beban Tangga

Beban tangga dapat dihitung setelah dimensi ruang tangga dan sudut kemiringan tangga didapatkan nilainya. Pelat tangga (*htg*) kemudian diperkirakan

tebalnya. Beban tangga dibedakan menjadi beban tangga ( $q_{tg}$ ) dan beban bordes ( $q_{bd}$ ). Ilustrasi letak beban  $q_{tg}$  dan  $q_{bd}$  dapat diamati sebagai berikut.



Gambar 2.39 Ilustrasi  $q_{bd}$  sama  $q_{tg}$  (Haryanto, 2021)

Persamaan perhitungan tangga dapat dilihat sebagai berikut.

Tabel 2.50 Persamaan Beban Tangga

Beban $q_{tg}$ :	Berat sendiri tangga	$= \frac{h_{tg}}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton}$
	Berat anak tangga	$= \frac{1}{2} \times \text{berat volume beton}$
	Berat ubin & spesi	$= 0,05 \times \text{berat volume ubin}$
	Berat railing (diperkirakan)	= diperkirakan
Beban $q_{bd}$ :	Berat sendiri tangga	= $h_{tg} \times \text{berat volume beton}$
	Berat ubin & spesi	= $0,05 \times \text{berat volume ubin}$
	Berat railing (diperkirakan)	= diperkirakan

Kemudian, setelah beban  $q_{tg}$  dan  $q_{bd}$  ditentukan, dicari nilai  $M_u$  dan  $V_u$  dengan rumus berikut.

$$M_u = 1,4M_{DL} \quad (2.57)$$

$$M_u = 1,2M_{DL} + 1,6M_{LL} \quad (2.58)$$

Dari dua persamaan  $M_u$  diatas, dipilih kombinasi terbesar untuk menjadi nilai  $M_u$ .

$$V_u = 1,4V_{DL} \quad (2.59)$$

$$V_u = 1,2V_{DL} + 1,6V_{LL} \quad (2.60)$$

Dari dua persamaan diatas, dipilih kombinasi terbesar untuk menjadi nilai  $V_u$ .

Setelah beban tangga dari  $q_{tg}$  dan  $q_{bd}$  dihitung, dicari beban fondasi tangga untuk menentukan dimensi fondasi tangga. Setelah beban untuk fondasi tangga dihitung, dicari tegangan netto tanah dengan persamaan berikut.

$$\sigma_{netto} = \sigma_{tanah} - (d - h_{pondasi})(\gamma_{tanah}) - h_{pondasi} - \gamma_{beton} \quad (2.61)$$

#### A. Gedung Kantor Pengelola dan Lobby

Berikut adalah contoh perhitungan beban tangga untuk perancangan tangga gedung kantor pengelola dan lobby.

Rencana Beban Tangga

Diketahui:

Tebal plat tangga ( $h_{tg}$ ) = 130 mm = 0,13 m

$\alpha = 35,75^\circ$

Beban  $q_{tg}$  :

- Berat sendiri tangga =  $\frac{h_{tg}}{\alpha}$  x berat volume beton

$$= \frac{0,13}{\cos 35,75} \times 24$$

$$= 3,844 \text{ kN/m}^2$$

- Berat anak tangga =  $\frac{1}{2} \times 0 \times$  berat volume beton

$$= \frac{1}{2} \times 0,18 \times 24$$

$$= 2,16 \text{ kN/m}^2$$

- Berat ubin dan spesi = 0,05 x berat volume ubin

$$= 0,05 \times 21$$

$$= 1,05 \text{ kN/m}^2$$

- Berat railing  $\cong 1,00 \text{ kN/m}^2$  (diperkirakan)

- Total beban  $q_{tg}$   $= 8,054 \text{ kN/m}^2$

Beban qbd:

- Berat sendiri tangga  $= h_{tg} \times$  berat volume beton

$$= 0,13 \times 24$$

$$= 3,12 \text{ kN/m}^2$$

- Berat ubin dan spesi  $= 0,05 \times$  berat volume ubin

$$= 0,05 \times 21$$

$$= 1,05 \text{ kN/m}^2$$

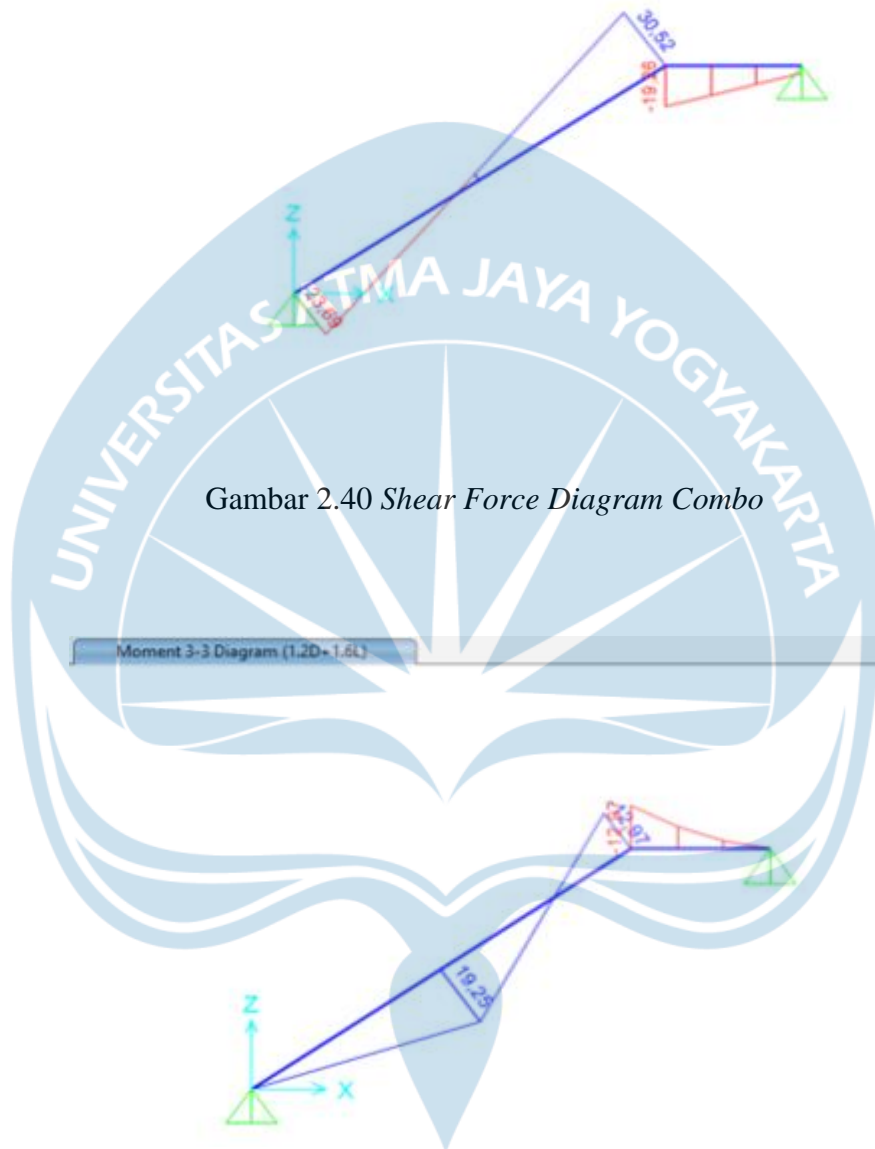
- berat railing  $\cong 1,00 \text{ kN/m}^2$  (diperkirakan)

- Total beban qbd  $= 5,17 \text{ kN/ m}^2$

Beban hidup :  $4,8 \text{ kN/ m}^2$  (Kantor)

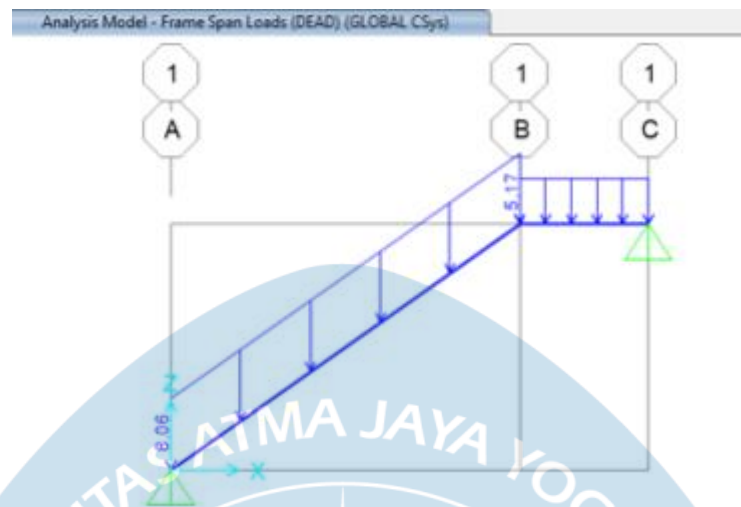
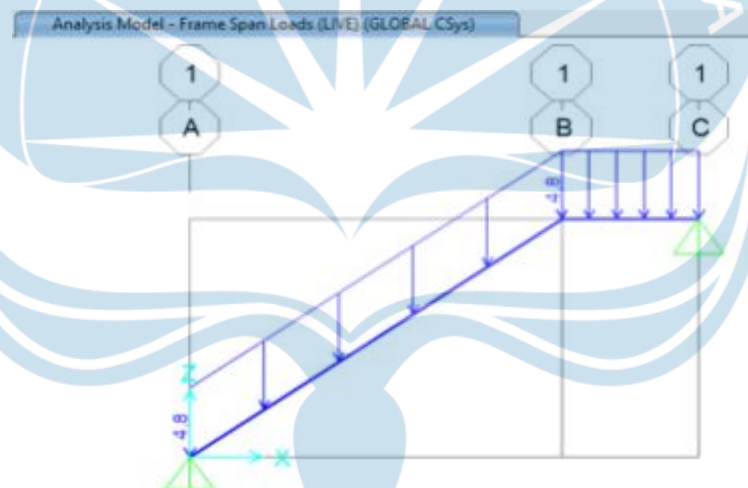
Setelah didapatkan beban-beban tangga dimasukkan ke dalam aplikasi SAP2000 untuk mencari besarnya momen dan geser dari dimensi tangga dan beban yang telah dihitung. Berikut adalah gambar pemodelan tangga di SAP2000.

Shear Force Z-Z Diagram (1.2D+1.6L)

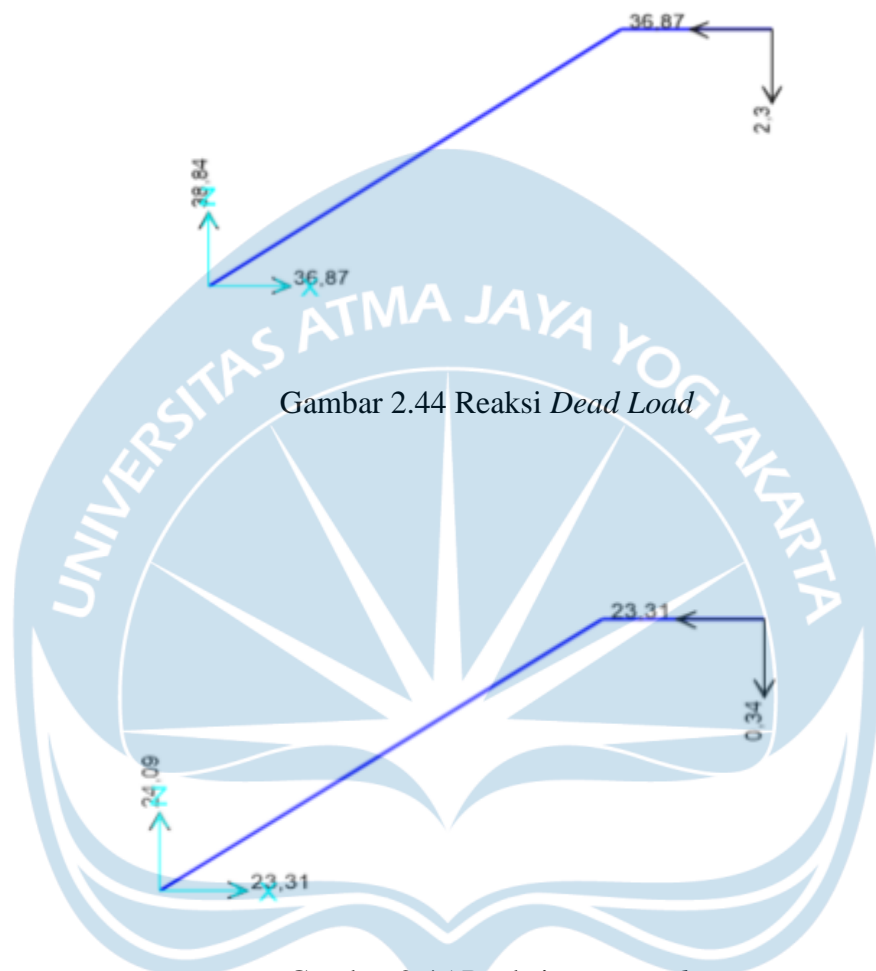
Gambar 2.40 *Shear Force Diagram Combo*

Moment 3-3 Diagram (1.2D+1.6L)

Gambar 2.41 *Bending Moment Diagram Combo*

Gambar 2.42 Pembebanan *Dead Load*Gambar 2.43 Pembebanan *Live Load*



Gambar 2.44 Reaksi *Dead Load*Gambar 2.45 Reaksi *Live Load*

Dari SAP2000 di atas, didapatkan pembebanan sebesar berikut ini.

Momen *ultimate* rencana (Mur) = 19,25 kNm

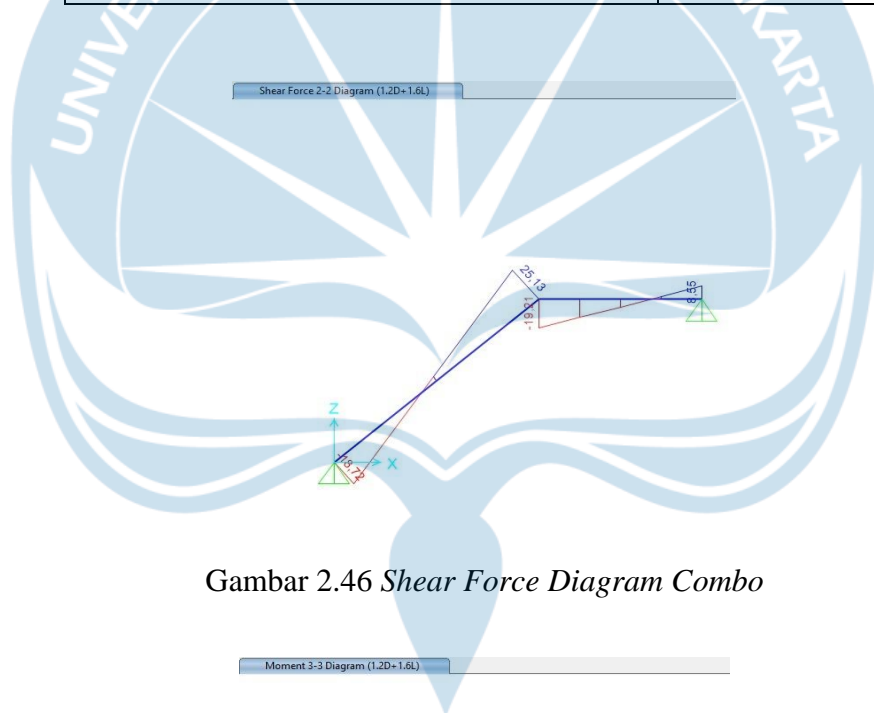
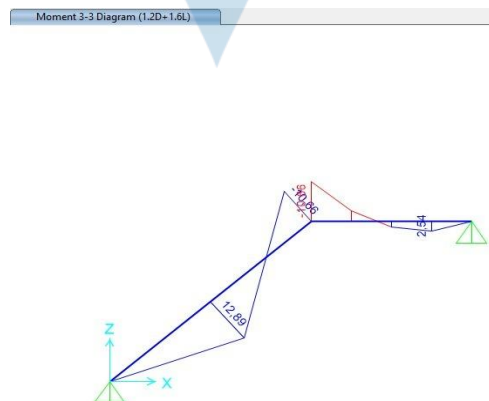
Gaya geser rencana (Vur) = 30,52 kN

## B. Gedung Serbaguna

Dalam perencanaan beban tangga pada Gedung Serbaguna digunakan cara dan langkah-langkah yang sama seperti pada Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*. Berikut merupakan hasil rekapitulasi data perencanaan.

Tabel 2.51 Rekapitulasi Beban Tangga pada Gedung Serbaguna

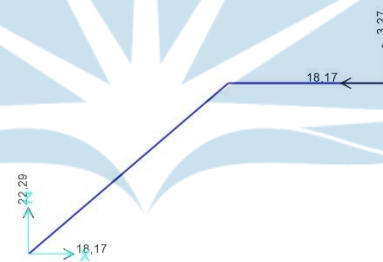
Beban qtg:	Berat sendiri tangga	3,846 kN/m <sup>2</sup>
	Berat anak tangga	2,16 kN/m <sup>2</sup>
	Berat ubin & spesi	1,05 kN/m <sup>2</sup>
	Berat railing (diperkirakan)	1 kN/m <sup>2</sup>
	Total beban qtg	8,0546 kN/m <sup>2</sup>
Beban qbd:	Berat sendiri tangga	3,12 kN/m <sup>2</sup>
	Berat ubin & spesi	1,05 kN/m <sup>2</sup>
	Berat railing (diperkirakan)	1 kN/m <sup>2</sup>
	Total beban qbd	5,17 kN/m <sup>2</sup>
Beban hidup (ruang pertemuan)		4,8 kN/m <sup>2</sup>

Gambar 2.46 *Shear Force Diagram Combo*Gambar 2.47 *Bending Moment Diagram*

Joint Reactions (DEAD)

Gambar 2.48 Reaksi *Dead Load*

Joint Reactions (LIVE)

Gambar 2.49 Reaksi *Live Load*

### 2.9.3 Perencanaan Penulangan Tangga

Luas tulangan tangga ( $A_{tg}$ ) didapatkan dari momen rencana ( $M_{ur}$ ). Gaya geser rencana ( $V_{ur}$ ) digunakan untuk cek ketebalan dari tangga ( $h_{tg}$ ) dengan syarat  $V_c \geq V_{ur}$ . Tebal tangga perlu diperbesar apabila  $V_c < V_{ur}$ .

Berikut perencanaan penulangan tangga pada Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby* serta Gedung Serbaguna.

#### A. Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*

Tulangan Pokok (D13)

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 13 \times 13 = 132,732 \text{ mm}^2$$

Tulangan Susut (P10)

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times P^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$f_y$  tulangan pokok = 420 MPa

$f_y$  tulangan susut = 280 MPa

$f'_c = 25$  MPa;  $b = 1000$  mm;  $h = 130$  mm;  $\beta = 0,85$

selimut beton ( $t_i$ ) = 20 mm

Faktor Reduksi ( $\phi$ ) = 0,9

Tulangan Pokok

$$d_s = h - (t_i + (\frac{1}{2} \times D))$$

$$= 130 - (20 + \frac{13}{2})$$

$$= 103,5 \text{ mm}$$

$$= 0,1035 \text{ m}$$

$$k = \frac{M_u - \phi}{\phi \cdot b \cdot d_s^2} = \frac{0,009625}{0,9 \cdot 1 \cdot 0,1035^2} = 0,998 \text{ kN/m}^2$$

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

$$= \frac{0,85}{420} \cdot 25 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,998}{0,85 \cdot 25}} \right)$$

$$= 0,00244$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 3,33 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \cdot \left( \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} \right) \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,75 \cdot \left( \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{420} \right) \left( \frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,019$$

Maka,  $\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$  (OK!)

$A_s \text{ perlu} = \rho \text{ perlu} \times b \times d_s$

$$= 2,44 \cdot 10^{-3} \cdot 1000 \cdot 103,5$$

$$= 252,087 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \rho \text{ min} \cdot b \cdot h$$

$$= 3,33 \cdot 10^{-3} \cdot 1000 \cdot 130$$

$$= 433 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{pasi}} = \frac{A_s \text{ tulangan}}{A_s \text{ min}} \cdot b$$

$$= \frac{132,732}{433} \cdot 1000$$

$$= 306,305 \approx 300 \text{ mm}$$

Maka digunakan Tulangan Utama D13-300 mm

Cek terhadap geser

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_s$$

$$= \frac{0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 103,5}{1000} = 87,975 \text{ kN}$$

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

$$= 0,75 \cdot 87,975$$

$$= 65,9813 \text{ kN}$$

$$V_{ur} = 30,52 \text{ kN}$$

Karena  $\phi V_c \geq V_{ur}$  (Aman)

### **Tulangan Susut**

$$A_s \text{ min} = \rho \text{ min} \cdot b \cdot h$$

$$= 0,002 \cdot 1000 \cdot 130 = 260 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tul.} = 0,25 \cdot \pi \cdot P^2 = 0,25 \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Spasi} &= \frac{As \text{ Tulangan}}{As \text{ min}} \cdot b \\ &= \frac{78,5398}{260} \cdot 1000 = 302,08 \approx 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As &= As \text{ min} \cdot \frac{b}{s} \\ &= 260 \cdot \frac{1000}{200} \\ &= 866,67 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$As > As \text{ min} \gg \gg \text{OK (Aman)}$

Maka digunakan Tulangan Susut P10-300

### **Rencana Penulangan Tangga Lapangan**

$$Mu^+ \text{ (Momen positif)} = 0,8 \times \text{Mur} = \frac{0,8 \times 19,25}{1000} = 0,0154 \text{ kNm}$$

Direncanakan:

Tulangan Utama (D13)

$f'c = 25 \text{ MPa}$ ;  $fy = 420 \text{ MPa}$ ; selimut beton = 20 mm;  $b = 1000 \text{ mm}$ ;  $\phi = 0,9$

$$ds = h - (ti + (\frac{1}{2} \times D)) = 130 - (20 + 13/2) = 103,5 \text{ mm} = 0,1035 \text{ m}$$

$$k = \frac{Mu^+}{\phi \cdot b \cdot ds^2} = \frac{0,0154}{0,9 \cdot 1,0 \cdot 0,1035^2} = 1,5973 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85}{fy} \cdot f'c \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \cdot f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85}{420} \cdot 25 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,5973}{0,85 \cdot 25}} \right) \\ &= 0,00396 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 3,33 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \cdot \left( \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta}{fy} \right) \left( \frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$= 0,75 \cdot \left( \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{420} \right) \left( \frac{600}{600+420} \right)$$

$$= 0,019$$

Maka,  $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} \gg \gg$  OK!

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d_s = 0,00396 \cdot 1000 \cdot 103,5 = 409,6537 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \rho_{\min} \times b \times h = 3,33 \cdot 10^{-3} \cdot 1000 \cdot 130 = 433,33 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spasi} = \frac{A_s \text{ tulangan}}{A_s \text{ min}} \cdot b$$

$$= \frac{132,732}{433,33} \cdot 1000$$

$$= 306,3053 \approx 300 \text{ mm}$$

Maka digunakan Tulangan Utama D13-300

Cek terhadap geser

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_s$$

$$= \frac{0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 103,5}{1000} = 87,975 \text{ kN}$$

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

$$= 0,75 \cdot 87,975 = 65,98125 \text{ kN}$$

$$V_{ur} = 30,52 \text{ kN}$$

Karena  $\phi V_c \geq V_{ur}$  (Aman)

### **Tulangan Susut**

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

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

$$A_s \text{ min} = \rho_{\min} \times b \times h$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 130 = 260 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tul.} = 0,25 \times \pi \times P^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Spasi} &= \frac{A_s \text{ Tulangan}}{A_s \text{ min}} \cdot b \\ &= \frac{78,5398}{260} \cdot 1000 = 302,08 \approx 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= A_s \text{ tulangan} \cdot \frac{b}{s} \\ &= 78,5398 \cdot \frac{1000}{200} = 261,80 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_s > A_s \text{ min} \gg \gg \text{OK (Aman)}$

Maka digunakan Tulangan Susut P10-300

### **Perhitungan Balok Bordes Tangga (Dimensi dan Tulangan)**

Diketahui:

Panjang bentang (L) = 4000 mm

Panjang minimum balok (SNI 2847:2019 pasal 9.3.1.1) adalah:

$$h \text{ minimum} = \frac{4000}{16} = 250 \text{ mm}$$

maka, diambil nilai h sebesar 400 mm (1/10 L)

Asumsi desain balok : 200 x 400 mm

Beban balok bordes: -Berat sendiri	= (0,2 x 0,4) x 24
	= 1,92 kN/m
-Reaksi tangga (DL)	= 38,84 kN/m
	= 2,34 x 2,5 kN/m <sup>2</sup>
	= 5,85 kN/m

$$Q_{DL} = 46,61 \text{ kN/m}$$

$$Q_{LL} = 30,52 \text{ kN/m}$$



$$Q_u = DL + LL = 46,61 + 30,52 = 77,13 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 1/8 \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 77,13 \times 4^2 = 154,26 \text{ kNm}$$

$$M_u^- \text{ tumpuan} = 0,5 \times 154,26 = 77,13 \text{ kNm}$$

$$M_u^+ \text{ lapangan} = 0,8 \times 154,26 = 123,408 \text{ kNm}$$

$$V_u \text{ tumpuan} = q_u \times L_1 = 77,13 \times 4 = 308,52 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ lapangan} = \frac{1}{2} \times q_u \times L_1 = \frac{1}{2} \times 77,13 \times 4 = 154,26 \text{ kN}$$

Spesifikasi balok:

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

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

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

$$B_1 = 0,85$$

### **Perhitungan Pondasi (Dimensi dan Tulangan)**

$$\gamma \text{ tanah} = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma \text{ tanah} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma \text{ beton} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$H \text{ pondasi} = 0.2 \text{ m}$$

$$B_{tg} = 0.15 \text{ m}$$

$$d = 1.5 \text{ m}$$

$$B = 3.5 \text{ m (asumsi)}$$

Beban tangga pada pondasi:

$$\text{-Beban mati tangga (DL)} = 38,84 \text{ kN/m}$$

$$\text{-Beban hidup tangga (LL)} = 24,09 \text{ kN/m}$$

$$\text{-Beban dinding} = 0.2 \times 1.5 \times 24 = 7,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total} = 70,13 \text{ kN/m}$$

Direncanakan:

$$B = 1.5 \text{ m}$$

$$e = 0.5 \times \frac{Mur}{qtg} = 0.5 \times \frac{19,25}{70,13} = 0.14 \text{ m}$$

$$\sigma_{netto} = \sigma_{tanah} - (d - h_{pondasi})(\gamma_{tanah}) - h_{pondasi} - \gamma_{beton}$$

$$\sigma_{netto} = 200 - (1.5 - 0.2)(17) - (0.2 \times 24)$$

$$= 173,1 \text{ kN/m}^2$$

Cek tegangan:

$$\sigma_{max} = \frac{Qtg}{B} + 6 \times \frac{Qtg(e)}{B^2} < \sigma_{netto}$$

$$\sigma_{max} = \frac{70,13}{3.5} + 6 \times \frac{70,13(0.14)}{3.5^2} = 24,75 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{netto} \text{ (memenuhi syarat)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{Qtg}{B} - 6 \times \frac{Qtg(e)}{B^2} \geq 0$$

$$\sigma_{min} = \frac{70,13}{3.5} - 6 \times \frac{70,13(0.14)}{3.5^2} = 15,32 \geq 0 \text{ (memenuhi syarat).}$$

### Menghitung tegangan terfaktor

$$\text{-Beban mati tangga (DL)} = 38,84 \text{ kN/m}$$

$$\text{-Beban hidup tangga (LL)} = 24,09 \text{ kN/m}$$

$$\text{-Beban dinding} = 7,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total Beban} = 70,13 \text{ kN/m}$$

$$e = 0,5 \times \frac{Mur}{qutg} = 0,5 \times \frac{19,25}{70,13} = 0,1372 \text{ m}$$

$$\sigma_{netto} = \sigma_{tanah} - (d - h_{pondasi})(\gamma_{tanah}) - h_{pondasi} - \gamma_{beton}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{netto}} &= 200 - (1,5 - 0,2) (17) - (0,2 \times 24) \\ &= 173,1 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Cek tegangan:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{Qtg}{B} + 6 \times \frac{Qtg(e)}{B^2} < \sigma_{\text{netto}}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{70,13}{3,5} + 6 \times \frac{70,13 (0,3172)}{3,5^2} = 24,75 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{netto}} \text{ (memenuhi syarat)}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{Qtg}{B} - 6 \times \frac{Qtg(e)}{B^2} \geq 0$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{70,13}{3,5} - 6 \times \frac{70,13 (0,3172)}{3,5^2} = 15,32 \text{ kN/m}^2 \geq 0 \text{ (memenuhi syarat)}$$

$$\sigma_{\text{total}} = 24,75 + 15,32 = 40,07 \text{ kN/m}^2$$

#### Rencana penulangan pelat

$$Mu = \frac{1}{2} \frac{(\sigma_{u \text{ max}} + \sigma_{u \text{ min}})}{2} \left( \frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} btg \right)^2$$

$$Mu = 32,0018 \text{ kNm}$$

$$Vu = \frac{(\sigma_{u \text{ max}} + \sigma_{u \text{ min}})}{2} \left( \frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} btg \right)$$

$$Vu = 35,81 \text{ kN}$$

$$ds = 0,2 \times 1000 - 40 - \frac{13}{2} = 153,5 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{0,85}{420} \cdot 25 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 32,0018}{1,7 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 1000 \cdot 153,3^2}} \right)$$

$$= 0,003593$$

$$As_{\text{min}} = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 130 = 260 \text{ mm}^2$$

$$As_{\text{Perlu}} = \rho \times b \times d = 0,003593 \times 1000 \times 153,5 = 551,54 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1000}{551,54} = 240,659 \text{ mm}$$

1. Periksa geser

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (2.62)$$

$$V_c = 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 153,5$$

$$= 130,475 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 130,475$$

$$= 97,856 \text{ kN}$$

$$V_{ur} = 30,52$$

Karena  $\Phi V_c > V_u$ , maka pondasi aman terhadap geser

2. Menghitung tulangan susut

Digunakan tulangan P10

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

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

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} \times b \times h$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 130 = 260 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ tulangan}} = 0,25 \times \pi \times P^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spasi} = \frac{A_{s \text{ Tulangan}}}{A_{s \text{ min}}} \cdot b$$

$$= \frac{78,5398}{260} \cdot 1000 = 302,08 \approx 300 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan P10-300 mm.

Tabel 2.52 Rekapitulasi Penulangan Tangga Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*

Mur (Momen rencana)	19,25 kNm
Vur (Gaya geser rencana)	30,52 kN
<b>Penulangan Tangga Tumpuan</b>	
Tulangan Pokok	D13 – 300 mm
Tulangan susut	P10 – 300 mm
<b>Penulangan tangga lapangan</b>	
Tulangan pokok	D13 – 300 mm
Tulangan susut	P10 – 300 mm
<b>Perhitungan Balok Bordes</b>	
B x H	200 mm x 400 mm
<b>Perhitungan Penulangan Pondasi</b>	
Tulangan pokok	D13 – 250 mm
Tulangan susut	P10 – 300 mm

### B. Gedung Serbaguna

Dalam perencanaan penulangan tangga pada Gedung Serbaguna digunakan cara dan langkah-langkah yang sama seperti pada Gedung Kantor Pengelola dan *Lobby*. Berikut merupakan hasil rekapitulasi data perencanaan.

Tabel 2.53 Rekapitulasi Penulangan Tangga Gedung Serbaguna

Mur (Momen rencana)	12,89 kNm
Vur (Gaya geser rencana)	25,13 kN
<b>Penulangan Tangga Tumpuan</b>	
Tulangan Pokok	D13 – 300 mm
Tulangan susut	P10 – 300 mm
<b>Penulangan tangga lapangan</b>	
Tulangan pokok	D13 – 300 mm
Tulangan susut	P10 – 300 mm

Tabel 2.53 (Lanjutan)

<b>Perhitungan Balok Bordes</b>	
B x H	200 mm x 400 mm
<b>Perhitungan Penulangan Pondasi</b>	
Tulangan pokok	D13 – 250 mm
Tulangan susut	P10 – 300 mm