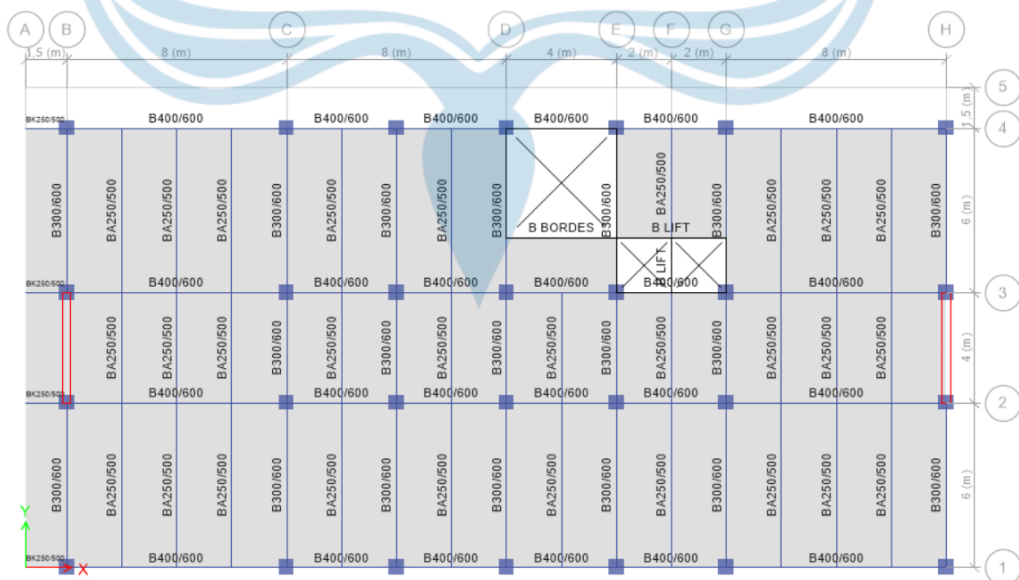


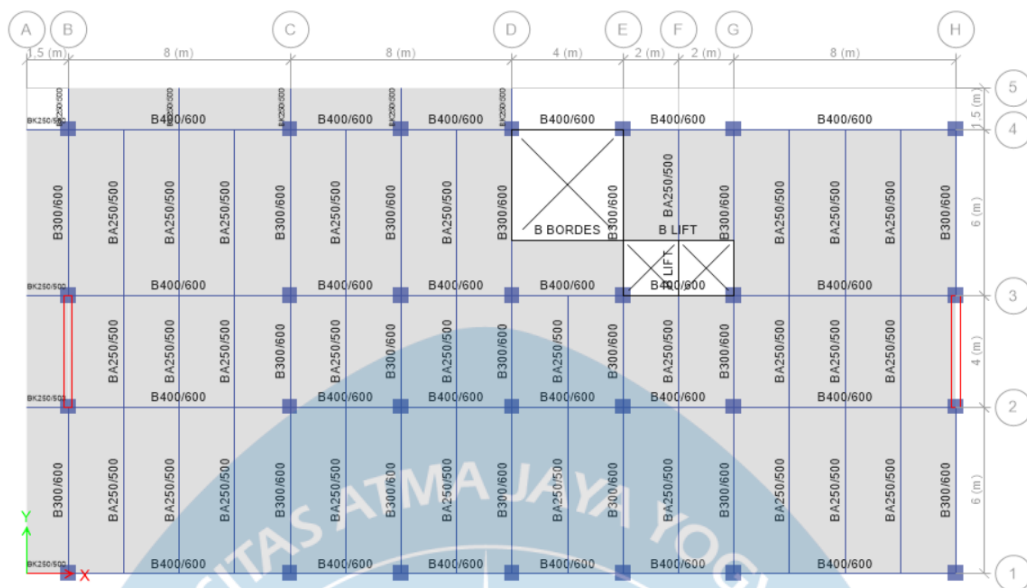
## BAB II PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

### 2.1 Deskripsi Umum Struktur

Model struktur bangunan yang akan didesain merupakan Hotel Kapsul di Kawasan Aerotropolis, Kecamatan Temon, Kulon Progo, Daerah Istimewa Yogyakarta yang berupa gedung 7 lantai dengan lantai 1 yang merupakan lantai dasar dan ketinggiannya mencapai 25,2 meter. Gedung tersebut direncanakan berdasarkan Sistem Ganda (*Dual System*), yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan dan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK) sesuai dengan peraturan gempa SNI 1726:2019. Bangunan ini berfungsi sebagai perhotelan dengan tinggi antarlantainya yaitu 3,6 meter, lalu dengan lantai 1 yang difungsikan sebagai area fasilitas umum dan *lobby*, lantai 2 difungsikan sebagai *workplace* bagi pengelola hotel, lantai 3 difungsikan sebagai ruang komunal seperti *co-working* dan *café*, lantai 4 hingga 6 difungsikan sebagai ruang istirahat kapsul khusus, dan untuk lantai 7 difungsikan sebagai tempat untuk berkumpul (*Rooftop*). Denah lantai dari gedung yang didesain dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2.1 Denah Lantai 2-3



**Gambar 2.2** Denah Lantai 4-7 (*Rooftop*)

### 2.1.1 Konsep Perancangan Struktur

Secara umum peraturan-peraturan dasar yang digunakan dalam perancangan adalah sebagai berikut:

1. SNI 2847:2019 (Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan),
2. SNI 1727:2020 (Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain),
3. SNI 1726:2019 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung),
4. SNI 1729: 2020 (Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural),
5. SNI 2052:2017 (Baja Tulangan Beton),
6. Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987.

### 2.1.2 Spesifikasi Material

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 19.2.1; Hal-433 yang menjelaskan mengenai batasan nilai  $f'c$  untuk sistem rangka pemikul momen khusus dan dinding struktural khusus dengan jenis beton berat normal bahwa nilai minimum yang harus dipenuhi, yakni 21 (MPa) dan untuk nilai maksimum tidak ada batasan. Lalu, untuk *properties* material baja selain berdasarkan SNI 2052:2017, ketentuan penggunaan material baja juga diatur dalam SNI 2847:2019; Pasal 20; Hal-444. Dalam pasal tersebut ditekankan bahwa tulangan utama yang akan digunakan sebagai *reinforcement* pada struktur beton harus berulir, kecuali untuk batang atau kawat polos diperbolehkan digunakan sebagai tulangan spiral. Elemen logam lain, seperti pelat ring, baut angkur, atau baja polos untuk dowel pada isolasi atau *joint* konstruksi, umumnya tidak diperhitungkan sebagai tulangan.

Modulus elastisitas (E) untuk tulangan diizinkan untuk diambil sebesar 200000 MPa. Hal ini sesuai dengan ketentuan pada SNI 2847:2019; Pasal 20.2.2.2; Hal-447. Persyaratan mutu tulangan yang dijelaskan dalam SNI 2847:2019; Pasal 20.2.2.5 menjelaskan bahwa tulangan longitudinal ulir nonprategang yang menahan momen akibat beban gempa, gaya aksial atau keduanya pada rangka momen khusus, dinding struktural khusus termasuk balok kopel dan pilar dinding harus sesuai atau memenuhi ASTM A760M mutu 420 MPa. Sedangkan tulangan yang memenuhi ASTM A615M mutu 280 MPa dan 420 MPa boleh dipergunakan asalkan kuat leleh aktual berdasarkan pengujian di pabrik tidak melampaui kuat leleh yang ditentukan sebesar lebih dari 125 MPa, dan rasio kuat tarik aktual terhadap kuat leleh aktual tidak kurang dari 1,25. Maka, Spesifikasi material atau besarnya mutu material yang digunakan dalam desain struktur bangunan ini dapat dilihat sebagai berikut:

- a. Mutu Baja Tulangan : Ulir/Sirip (BJTS);  $f_y = 420$  MPa;  $E = 200.000$  MPa
- b. Mutu Beton dan Modulus Elastisitas ( $E = 4.700\sqrt{f'c}$  MPa):
  - 1) Pelat :  $f'c = 30$  MPa;  $E = 25.742,96$  MPa
  - 2) Balok :  $f'c = 30$  MPa;  $E = 25.742,96$  MPa
  - 3) Kolom :  $f'c = 30$  MPa;  $E = 25.742,96$  MPa
  - 4) Dinding Geser (*Shear Wall*) :  $f'c = 30$  MPa;  $E = 25.742,96$  MPa

## 2.2 Pembebanan

### 2.2.1 Pembebanan Gravitasi

Pembebanan gravitasi yang digunakan adalah berdasarkan SNI 1727:2020, yaitu Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Beban-beban gravitasi yang diaplikasikan pada struktur bangunan didasarkan pada aspek fungsional dari ruang-ruangan yang ada sesuai dengan denah arsitektural yang diperoleh. Beban gravitasi dalam perencanaan bangunan dengan 7 lantai ini meliputi beban mati berat sendiri (*dead load*), beban mati tambahan (*super imposed dead load*), dan beban hidup (*live load*) yang penjelasannya dapat dilihat sebagai berikut:

a. Beban Mati Berat Sendiri (DL)

Beban mati (*dead load*) adalah berat seluruh komponen elemen struktural bangunan atau beban yang berasal dari berat sendiri struktur secara menyeluruh dari material yang digunakan dan terdiri atas pelat, balok, kolom, dan dinding geser. Dalam desain struktur bangunan ini, seluruh material yang digunakan berupa beton bertulang dan beban mati akan dihitung secara otomatis oleh *software* ETABS dengan menggunakan berat jenis material beton  $24 \text{ kN/m}^3$  sesuai dengan penampang dan dimensi yang dimodelkan.

b. Beban Mati Tambahan (SIDL)

Beban mati tambahan (*super imposed dead load*) adalah berat komponen nonstruktural (arsitektural dan MEP) yang terdapat pada struktur bangunan atau yang diaplikasikan pada struktur dan sifatnya tetap berada pada struktur. Beban SIDL yang digunakan dalam desain ini adalah:

- |                           |   |
|---------------------------|---|
| 1) Spesi (1 cm)           | : $21 \text{ kg/m}^2$ ( $0,21 \text{ kN/m}^2$ ) |
| 2) Keramik                | : $24 \text{ kg/m}^2$ ( $0,24 \text{ kN/m}^2$ ) |
| 3) Plafond                | : $11 \text{ kg/m}^2$ ( $0,11 \text{ kN/m}^2$ ) |
| 4) Penggantung Plafond    | : $7 \text{ kg/m}^2$ ( $0,07 \text{ kN/m}^2$ )  |
| 5) MEP                    | : $30 \text{ kg/m}^2$ ( $0,30 \text{ kN/m}^2$ ) |
| 6) Dinding Batako (20 cm) | : $200 \text{ kg/m}^2$ ( $2 \text{ kN/m}^2$ )   |

c. Beban Hidup (LL)

Beban hidup (*live load*) adalah beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung. Semua beban hidup

mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak dan sifatnya tidak tetap atau tidak selalu berada pada struktur. Besarnya beban hidup yang diaplikasikan dalam model struktur bangunan ini juga disesuaikan dengan fungsi ruangan pada masing-masing lantai. Beban hidup yang diterapkan pada struktur bangunan yang didesain jika disesuaikan menurut hunian atau penggunaan, maka termasuk kategori rumah tinggal dengan ruang publik sehingga beban hidup terdistribusi merata minimum sebesar 100 psf (4,79 kN/m<sup>2</sup>) yang akan direduksi sampai sebesar 25% sesuai dengan SNI 1726:2019; Pasal 7.7.2; Hal-68 dan besaran nilai tersebut juga diterapkan pada lantai atap (*rooftop*) karena fungsinya sebagai tempat untuk berkumpul.

### 2.2.2 Pembebanan Gempa

Pembebanan gempa yang diaplikasikan pada struktur bangunan didasarkan pada peraturan atau standar yang berlaku berikut ini:

1. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung, SNI 1726:2019.
2. *American Society of Civil Engineers*, “ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”.

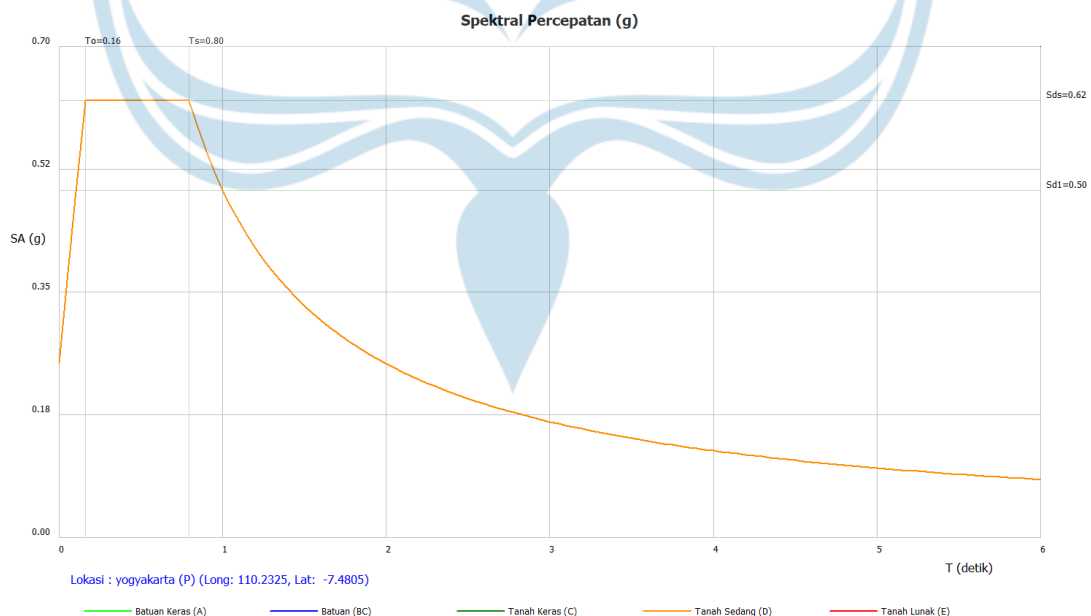
Level gempa menggunakan gempa 2500 tahun, yakni 2% kemungkinan gempa rencana terlampaui dalam 50 tahun umur bangunan. Dalam desain struktur bangunan ini, pembebanan gempa yang digunakan untuk analisis adalah analisis dengan respon spektra sesuai dengan data pada lokasi struktur bangunan, yakni Yogyakarta. Analisis ini dilakukan dengan *software* ETABS dengan parameter yang digunakan dalam analisis respon spektra diperoleh berdasarkan data dari website <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/> sesuai dengan nama kota atau koordinat lokasi yang diambil.

Parameter-parameter yang digunakan dalam analisis respon spektra sesuai dengan SNI 1726:2019 (Pasal 5; Hal-28) dan dapat dilihat sebagai berikut:

1. Klasifikasi Situs: Kelas situs SD (tanah sedang)
2. Percepatan Respons Spektral  $MCE_R$  Periode Pendek 0,2 detik,  $S_s = 0,788121g$
3. Percepatan Respons Spektral  $MCE_R$  Periode 1 detik,  $S_1 = 0,388649g$
4. Koefisien Situs untuk Periode Pendek 0,2 detik,  $F_a = 1,184752$

5. Koefisien Situs untuk Periode 1 detik,  $F_v = 1,911351$
6. Parameter Respons Spektral Percepatan pada Periode Pendek,  $S_{MS}$  :  
 $S_{MS} = F_a S_s = 0,933728$
7. Parameter Respons Spektral Percepatan pada Periode 1 detik,  $S_{M1}$  :  
 $S_{M1} = F_v S_1 = 0,742845$
8. Parameter Percepatan Spektral Desain untuk Periode Pendek,  $S_{DS}$  :  
 $S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 0,6225 \text{ g}$
9. Parameter Percepatan Spektral Desain untuk Periode 1 detik,  $S_{D1}$  :  
 $S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0,4952 \text{ g}$
10. Parameter Periode,  $T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,159100 \text{ detik}$
11. Parameter Periode,  $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,795502 \text{ detik}$
12. Peta Transisi Periode Panjang,  $T_L = 20 \text{ detik}$

Berdasarkan parameter-parameter tersebut, diperoleh respons spektra desain seperti pada Gambar 2.3 berikut.



**Gambar 2.3** Spektrum Respon Desain

### 2.2.2.1 Kategori Desain Seismik (KDS)

Penentuan kategori desain seismik (KDS) gedung untuk  $S_1 < 0,75$  (Pasal 6.5), diizinkan untuk ditentukan sesuai Tabel 2.1 saja menurut SNI 1726:2019. Untuk jenis pemanfaatan sebagai gedung apartemen atau rumah susun, berdasarkan SNI 1726:2019; Tabel 3; Hal-24, gedung berada pada kategori risiko II. Diketahui parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) = 0,6225 g sehingga berdasarkan Tabel 2.1 diperoleh bahwa bangunan berada pada **KDS D**.

**Tabel 2.1** Kategori Desain Seismik Berdasarkan  $S_{DS}$

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

### 2.2.2.2 Sistem Struktur Penahan Beban Lateral

Dengan ketinggian bangunan yang mencapai 25,2 meter di atas permukaan tanah dan juga berada pada KDS D, maka dipilih sistem struktur yang berupa sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan dan sistem dinding struktural khusus yang bekerja sama untuk menahan gaya lateral. Berdasarkan SNI 1726:2019; Tabel 12 bagian C dan D dengan nilai-nilai untuk parameter  $R$ ,  $\Omega_0$ ,  $C_d$  dari sistem ini adalah sesuai dengan Tabel 2.2 berikut.

**Tabel 2.2** Faktor Sistem Pemikul Gaya Seismik

Faktor		SRPMK (W – E)	Sistem Ganda (N – S)
Koefisien modifikasi respons	$R$	8	7
Faktor kuat lebih sistem	$\Omega_0$	3	2,5
Faktor pembesaran defleksi	$C_d$	5,5	5,5
Faktor keutamaan gempa	$I_e$	1,0	1,0
Batasan tinggi struktur	$h_{\max}$ (m)	TB	TB

Keterangan:

TB = Tidak Dibatasi

Sistem Ganda yang ditinjau adalah sistem ganda khusus

### 2.2.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi beban untuk metode ultimit struktur, komponen struktur, dan elemen fondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban terfaktor. Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 5.3.1; Hal-84, kombinasi pembebanan terfaktor, yaitu sebagai berikut:

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

Untuk nomor 5 dan 7 dengan beban gempa diatur oleh SNI 1726:2019; Pasal 7.4; Hal-64, faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal, yaitu sebagai berikut:

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

Keterangan:

DL = Beban mati, termasuk SIDL

LL = Beban hidup

Lr = Beban hidup atap

R = Beban hujan

W = Beban angin

Ex = Beban gempa arah x

Ey = Beban gempa arah y

$\rho$  = Faktor redundansi (Pasal 7.3.4; Hal-63,  $\rho$  untuk KDS D sampai F = 1,3)

$S_{DS}$  = Parameter Percepatan Spektral Desain untuk Periode Pendek



**Tabel 2.3** Tabel Kombinasi Pembebanan

No	Kombinasi Pembebanan				
	DL	SIDL	LL	Ex	Ey
1	1,4	1,4			
2	1,2	1,2	1,6		
3	1,2	1,2	1		
4	1,3245	1,3245	1	0,39	1,3
5	1,3245	1,3245	1	0,39	-1,3
6	1,3245	1,3245	1	-0,39	1,3
7	1,3245	1,3245	1	-0,39	-1,3
8	1,3245	1,3245	1	1,3	0,39
9	1,3245	1,3245	1	-1,3	0,39
10	1,3245	1,3245	1	1,3	-0,39
11	1,3245	1,3245	1	-1,3	-0,39
12	0,7755	0,7755		0,39	1,3
13	0,7755	0,7755		0,39	-1,3
14	0,7755	0,7755		-0,39	1,3
15	0,7755	0,7755		-0,39	-1,3
16	0,7755	0,7755		1,3	0,39
17	0,7755	0,7755		-1,3	0,39
18	0,7755	0,7755		1,3	-0,39
19	0,7755	0,7755		-1,3	-0,39

### 2.3 Preliminary Design Dimensi Elemen Struktur

Perencanaan awal dimensi pada elemen struktur (*preliminary design*) merupakan tahap awal dalam perencanaan bangunan struktur tahan gempa. Pada tahap ini, akan dilakukan penentuan dimensi awal dari masing-masing elemen struktur berdasarkan ketentuan yang ada pada SNI 2847:2019, yaitu Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan.

#### 2.3.1 Elemen Pelat Lantai

Perancangan awal dimensi (*preliminary design*) untuk tebal elemen pelat satu arah mengacu kepada panjang bentang rencana. Menurut SNI 2847:2019; Pasal 7.3.1; Tabel 7.3.1.1; Hal-120 untuk standar minimum dimensi pelat harus sesuai seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.4 berikut.

**Tabel 2.4** Tebal Minimum Pelat Satu Arah apabila Lendutan tidak Dihitung

Kondisi tumpuan	h Minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

Bila ketebalan pelat yang digunakan lebih kecil dari yang diisyaratkan, maka dimensi tebal pelat tersebut wajib diubah. Secara umum, ketebalan pelat lantai suatu gedung adalah 100 mm (untuk atap) dan 120 mm (untuk lantai). Berapapun nilai ketebalan diizinkan asal memenuhi syarat minimum dan memenuhi persyaratan kekuatan desain. Pada penentuan tebal minimum pelat untuk pelat 1 arah, yakni perbandingan sisi terpanjang dengan sisi terpendek lebih besar dari 2 digunakan rumus  $L/24$  untuk kondisi tumpuan satu ujung menerus untuk pelat di daerah eksterior dan  $L/10$  untuk kantilever dengan  $L$  adalah sisi terpendek pelat. Berdasarkan syarat diatas disesuaikan dengan lokasi dan dimensi terpanjang dari beberapa elemen pelat, diperoleh tebal pelat yang diinginkan pada model struktur bangunan sebesar 130 mm untuk pelat elemen pelat kecil dan elemen pelat besar yang berada di daerah perimeter struktur. Rekapitulasi perhitungan dalam mengidentifikasi jenis pelat satu arah dan penentuan ketebalan pelat dapat dilihat pada Tabel 2.5 berikut.

**Tabel 2.5** Preliminary Elemen Pelat

Pelat	$L_y$ (mm)	$L_x$ (mm)	$L_y/L_x$	Keterangan	h min (mm)	h (mm)
Eksterior	4.000	2.000	2	1 arah	83,33	130
Eksterior	6.000	2.000	3	1 arah	83,33	130
Kantilever	6.000	1.500	4	1 arah	150	130

### 2.3.2 Elemen Balok

Balok merupakan komponen dari struktur rangka pemikul momen yang menyalurkan beban dari pelat ke kolom. Komponen balok dibedakan menjadi dua tipe, yakni balok induk dan balok anak. Balok induk merupakan komponen dari struktur rangka pemikul momen yang menyalurkan beban dari balok anak ke kolom yang merangka pada struktur dan begitu juga sebaliknya dengan balok anak. Adapun syarat perancangan awal dimensi (*preliminary design*) dari balok mengenai tinggi minimum dan lebar penampang serta dengan batasan dimensi yang digunakan dalam pemodelan ini mengacu pada SNI 2847:2019 sebagai berikut:

1. Tinggi minimum balok ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 9.3.1; Tabel 9.3.1.1; Hal-180 dengan beberapa kondisi perletakan sebagai berikut:

**Tabel 2.6** Tinggi Minimum Balok Nonprategang

Kondisi perlekatan	h Minimum
Perlekatan sederhana	$l/16$
Satu ujung menerus	$l/18,5$
Kedua ujung menerus	$l/21$
Kantilever	$l/8$

2. Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 18.6.2; Hal-377 balok harus memenuhi batasan dimensi sebagai berikut:
  - a) Bentang bersih,  $L_n > 4d$
  - b) Lebar penampang,  $b_w$  harus sekurangnya nilai terkecil dari  $0,3h$  dan 250 mm.

Pada perhitungan dimensi awal elemen balok, digunakan rumus tinggi minimum balok induk adalah  $L/16$  dengan kondisi perletakan sederhana, untuk balok anak adalah  $L/21$  dengan kondisi perletakan menerus dua sisi, dan untuk balok kantilever adalah  $L/8$ . Rekapitulasi perhitungan dimensi balok dengan berbagai bentang dapat dilihat pada Tabel 2.7 berikut.

**Tabel 2.7 Preliminary Elemen Balok**

Tipe	L (mm)	h min (mm)	h pakai (mm)	b min1 (mm)	b min2 (mm)	b (mm)	b pakai (mm)	Dimensi
Balok Induk	6.000	375	600	250	180	300	300	B300/600
	8.000	500	600	250	180	400	400	B400/600
Balok Anak	4.000	190,48	500	250	150	250	250	BA250/500
	6.000	285,71	500	250	150	250	250	BA250/500
Balok Kantilever	1.500	187,50	500	250	150	250	250	BK250/500

### 2.3.3 Elemen Kolom

Elemen kolom merupakan elemen vertikal yang menerima kombinasi lentur dan beban aksial. Pada suatu struktur, kolom menyalurkan beban yang berasal dari berat struktur sendiri, beban hidup, dan beban mati tambahan yang berasal dari gedung baik itu yang berada di atas pelat lantai maupun pada balok dan kolom ke kolom di bawahnya, kemudian ke fondasi sehingga beban total yang diterima oleh suatu kolom merupakan beban kumulatif dari beban kolom di atasnya. Dalam struktur bangunan ini, kolom didesain tipikal untuk setiap lantai. Perhitungan beban total yang bekerja pada kolom digunakan Metode *Tributary Area*. Dengan metode ini,  $P_u$  dihitung dengan mengalikan beban per meter persegi yang bekerja di atas kolom yang memiliki *tributary area* terbesar dengan luas daerah pengaruh dalam meter persegi. Pembebanan yang ditinjau dalam perencanaan ini adalah pembebanan pada kolom lantai 1 dan *tributary area* pada kolom yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 2.4. Persamaan dalam penentuan dimensi kolom atau luas penampang dari dimensi kolom menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$A_g \geq \frac{P_u}{0,35f_c'} \quad (2.1)$$

Keterangan:

$A_g$  = Luas penampang kotor kolom (mm<sup>2</sup>)

$P_u$  = Beban total yang bekerja pada kolom (N)

$f_c'$  = Kuat tekan kolom (MPa)

Tabel pembebanan serta perhitungan dimensi kolom dapat dilihat pada Tabel 2.8 sebagai berikut:

**Tabel 2.8** Pembebanan pada Kolom Lantai 1

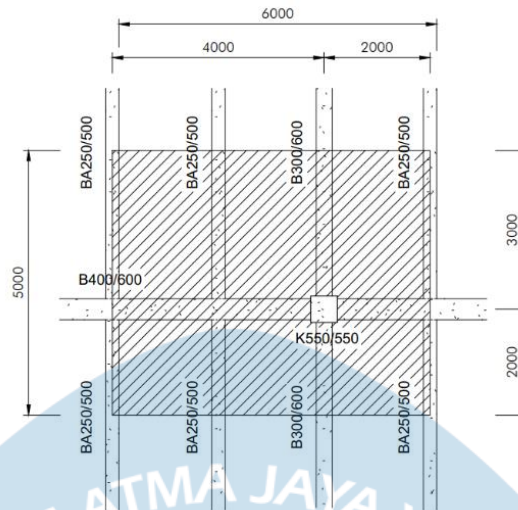
Dead Load (DL)	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat Jenis (kg/m <sup>3</sup> )	Jumlah	Jumlah Lantai	Berat (kg)
BI Atas	0,25	0,5	3	2.400	1	6	4.905
BI Bawah	0,3	0,6	2	2.400	1	6	3.758,4
BI Kanan	0,3	0,6	2	2.400	1	6	3.758,4
BI Kiri	0,25	0,5	4	2.400	1	6	6.705
Kolom	0,55	3,6	0,55	2.400	1	5	13.068
PL Atas	6	0,13	3	2.400			5.616
PL Bawah	6	0,13	2	2.400			3.744
Total							41.554,8
Super Imposed Dead Load (SIDL)	Luas (m <sup>2</sup> )		Beban (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah Lantai		Berat (kg)	
Spesi (1 cm)	30		21	6		3.780	
Keramik	30		24	6		4.320	
Plafond	30		11	6		1.980	
Penggantung Plafond	30		7	6		1.260	
MEP	30		30	6		5.400	
Dinding Batako (20 cm)	172,8		200	5		172.800	
Total							189.540
Live Load (LL)	Luas (m <sup>2</sup> )		Beban (kN/m <sup>2</sup> )	Jumlah Lantai		Berat (kg)	
Rumah tinggal dengan ruang publik	30		4,79	6		87.919,93	
Total							87.919,93
Total (DL + SIDL + LL)							319.014,73

Dari Tabel 2.8 di atas, beban total yang diterima oleh kolom pada lantai 1 adalah 319014,73 kg. Perhitungan untuk dimensi kolom setiap lantai adalah:

$$A_g = \frac{(3.129.534,51 \times 9,81)}{0,35 \times 30} = 298.050,9056 \text{ mm}^2$$

$$\text{Sisi kolom} = \sqrt{298.050,9056} = 545,9404 \text{ mm} > 300 \text{ mm (OK)}$$

Jadi, dari hasil perhitungan diatas maka dimensi kolom pada setiap lantai adalah 550 mm × 550 mm.



**Gambar 2.4** Tributary Area pada Kolom Lantai 1

### 2.3.4 Elemen Dinding Geser (*Shear Wall*)

Dinding Geser (*Shear Wall*) merupakan elemen struktur berupa dinding struktural khusus yang berfungsi untuk menahan gaya lateral yang bekerja, dalam hal ini adalah beban gempa. Direncanakan dinding geser yang digunakan memiliki ketebalan yang sama di sepanjang tinggi bangunan. Tebal dinding geser dipilih yang terkecil diantara tinggi per lantai terbesar atau panjang dinding geser dibagi 25 dan tidak boleh lebih kecil dari 100 mm. Berikut perhitungan ketebalan dinding geser:

$$t \text{ dinding} = \frac{h_w}{25} = \frac{3.600}{25} = 144 \text{ mm}$$

$$t \text{ dinding} = \frac{l_w}{25} = \frac{4.000}{25} = 160 \text{ mm}$$

Syarat kedua untuk tebal minimum elemen dinding geser berdasarkan Pasal 18.8.5 pada SNI 2847:2019, yaitu untuk panjang penyaluran ( $ldh$ ) adalah sebagai berikut:

$$ldh = \frac{f_y \times d_b}{5,4 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}} = \frac{420 \times 16}{5,4 \times 1 \times \sqrt{30}} = 227 \text{ mm}$$

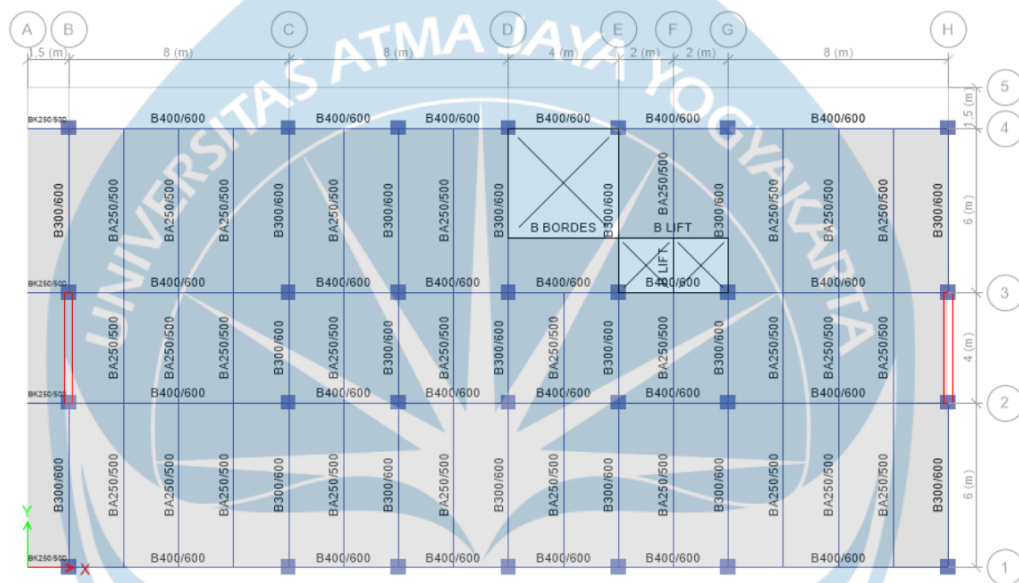
Untuk tebal minimum dinding geser berdasarkan kedua syarat tersebut, yaitu:

$$\text{Tebal minimum dinding geser} = ldh + \text{cover} = 227 \text{ mm} + 40 \text{ mm} = 267 \text{ mm}$$

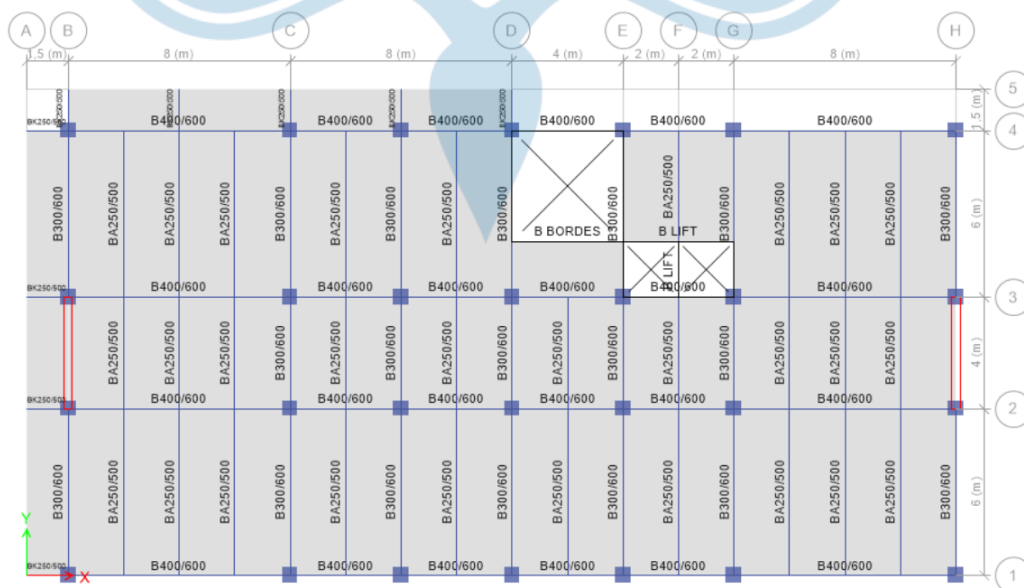
Dari hasil perhitungan di atas, dimensi tebal dinding geser yang digunakan dalam *preliminary* adalah 300 mm.

## 2.4 Pemodelan Struktur

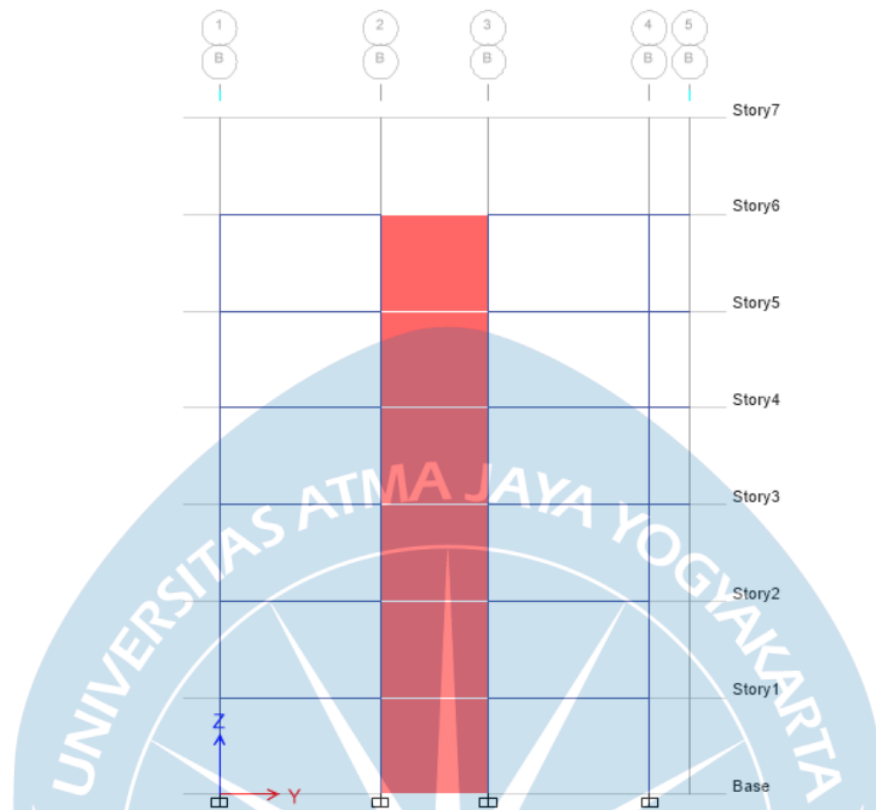
Pemodelan gedung dirancang sebagai struktur gedung dengan Sistem Ganda (*Dual System*). Pemodelan awal dilakukan dengan bantuan *software* ETABS dengan dimodelkan sebagai sebuah sistem *grid*, dengan *grid* sebagai garis titik berat dari elemen struktur yang dimodelkan. Model yang dianalisis dan didesain berupa struktur atas dan dianggap terjepit pada taraf lantai *ground/base*. Berikut ini diperlihatkan beberapa gambar model struktur, baik denah struktur, potongan, dan model 3D struktur.



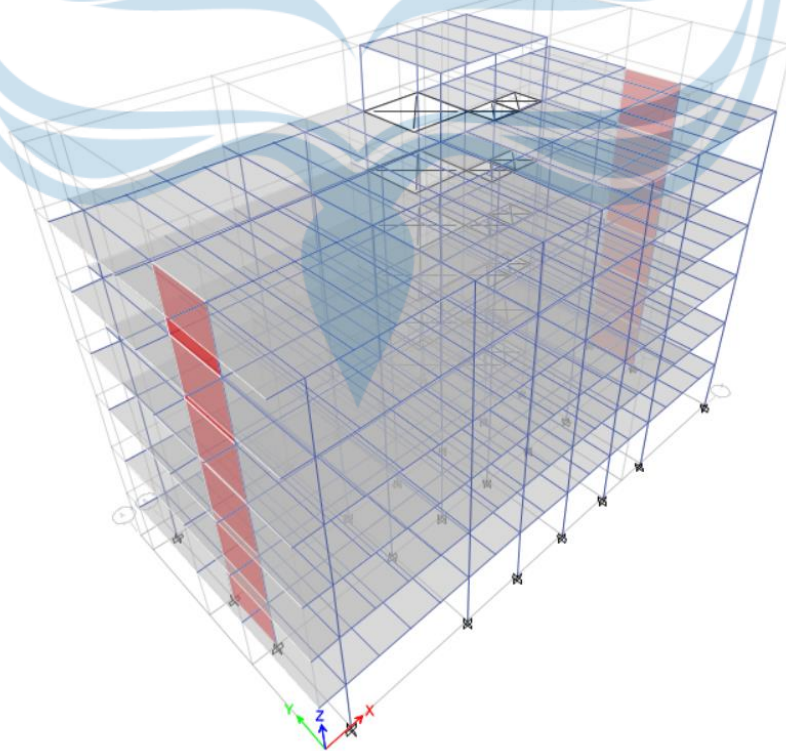
Gambar 2.5 Denah Lantai 2-3



Gambar 2.6 Denah Lantai 4-7 (Rooftop)



**Gambar 2.7** Potongan Struktur Bangunan



**Gambar 2.8** Model 3D Struktur Bangunan



### 2.4.1 Reduksi Kekakuan Penampang

Dalam pemodelan struktur bangunan dengan ETABS, properti elemen struktur menggunakan nilai-nilai reduksi untuk kekakuan elemen atau reduksi momen inersia penampang bruto yang mengacu pada Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan, SNI 2847:2019; Pasal 6.6.3; Tabel 6.6.3.1.1; Hal-103 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.9 berikut.

**Tabel 2.9** Momen inersia dan luas penampang yang diizinkan untuk analisis elastis pada level beban terfaktor

Bagian dan kondisi		Momen inersia	Luas penampang
Kolom		$0,70 I_g$	$1,0 A_g$
Dinding	Tidak retak	$0,70 I_g$	
	retak	$0,35 I_g$	
Balok		$0,35 I_g$	
Pelat datar dan slab datar		$0,25 I_g$	

### 2.4.2 Pemodelan Pelat

Dalam pemodelan struktur bangunan, daerah lantai dibagi menjadi beberapa elemen-elemen pelat satu arah (*one way slab*). Pemodelan awal pelat satu arah menggunakan *software* ETABS yang dimodelkan sebagai slab tipe *shell-thin* dengan menggunakan *meshing*, yakni dengan membagi elemen-elemen pelat menjadi elemen-elemen yang lebih kecil berukuran  $1\text{m} \times 1\text{m}$  untuk kebutuhan analisis yang lebih detail. Dalam hal ini, elemen pelat dianggap memikul beban-beban lantai (beban gravitasi) yang diaplikasikan pada elemen pelat tersebut. Elemen pelat juga dimodelkan sebagai *semi-rigid diaphragm* (diafragma semi kaku) yang berfungsi sebagai pengikat untuk menjamin bahwa setiap komponen penahan gaya lateral struktur bangunan dapat bekerja bersama-sama. Berdasarkan hasil *preliminary design*, tebal pelat yang digunakan adalah 130 mm. Untuk memperhitungkan pengaruh keretakan beton ketika terjadinya gempa, momen inersia penampang pelat direduksi sampai sebesar 25% untuk menyeimbangkan nilai reduksi terhadap inersia elemen struktur. Perhitungan kebutuhan tulangan elemen pelat akan dimodelkan lagi dengan *software* SAFE.

### 2.4.3 Pemodelan Balok

Balok akan dimodelkan sebagai elemen *frame* dengan *rigid joint* pada *software* ETABS, sehingga momen-momen maksimum tempat terbentuknya sendi plastis berada di ujung-ujung balok. Terdapat tiga elemen balok yang dimodelkan, yaitu balok induk, balok anak, balok kantilever. Tipe penampang balok yang digunakan dalam pemodelan struktur bangunan ini berupa balok persegi panjang. Untuk memperhitungkan pengaruh keretakan beton ketika gempa terjadi, momen inersia dari penampang direduksi hingga momen inersia efektif yang masih bekerja sebesar 35% dari momen inersia awal sesuai dengan SNI 2847:2019.

### 2.4.4 Pemodelan Kolom

Perancangan bangunan ini menggunakan satu tipe dimensi kolom untuk setiap lantai. Kolom dimodelkan sebagai *frame* dan ujung-ujung kolom didesain jepit-jepit. Untuk memperhitungkan pengaruh retak beton akibat gempa, momen inersia penampang kolom perlu direduksi sehingga momen inersia efektif yang digunakan hanya 70% dari momen inersia penampang utuh sesuai dengan SNI 2847:2019.

### 2.4.5 Pemodelan Dinding Geser

Dinding geser dimodelkan dengan ketebalan yang sama di sepanjang tinggi bangunan. Dengan bantuan *software* ETABS, dinding geser dimodelkan sebagai elemen *wall* dengan tipe *shell-thick*. Untuk memperhitungkan pengaruh keretakan beton (*cracking*), momen inersia penampang dinding geser efektif diambil sebesar 35% dari momen inersia untuk kondisi retak. Dinding (*Walls*) umumnya tidak didesain memikul *out-of-plane bending* untuk menghindari kebutuhan tulangan longitudinal berlebih. Dalam mengantisipasi kebutuhan tulangan longitudinal berlebih digunakan *factor modifier* penampang yang kecil ( $m11, m22, m12 = 0,1$ ) sehingga dapat menghindari instabilitas perhitungan *numeric*.

## 2.5 Pemeriksaan Sistem Penahan Lateral terhadap Beban Gempa

### 2.5.1 Analisis Statik Ekuivalen

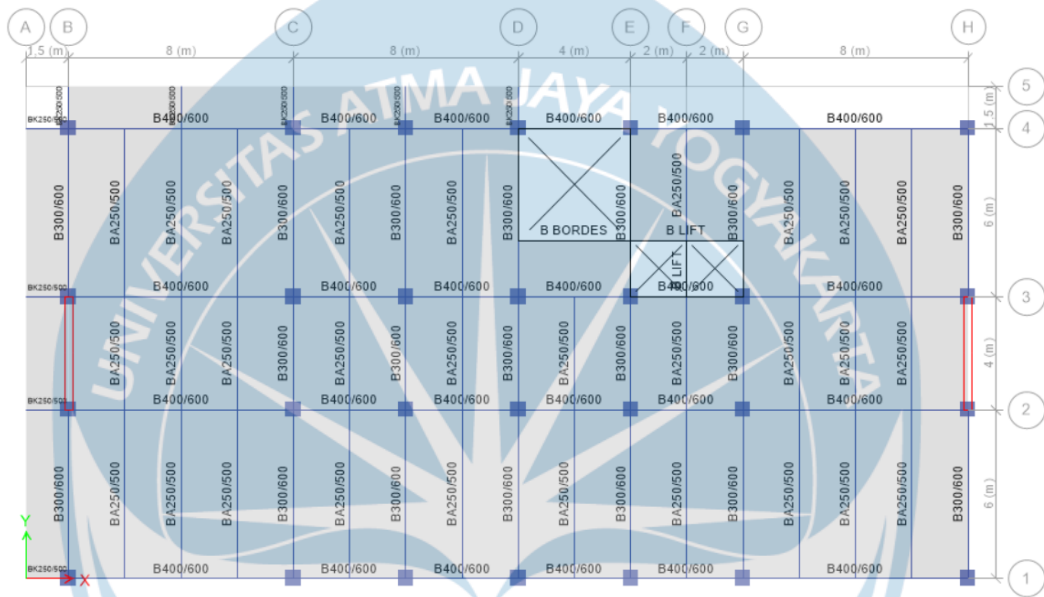
#### 2.5.1.1 Periode Fundamental

Sesuai dengan syarat yang diberikan SNI 1726:2019; Pasal 7.9.1.1, Analisis untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100% dari massa struktur. Sebagai alternatif, analisis diizinkan untuk memasukkan jumlah ragam yang minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Berikut adalah rekapitulasi modal struktur yang terkait dengan karakteristik dinamik struktur dengan menampilkan 21 model seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.10.

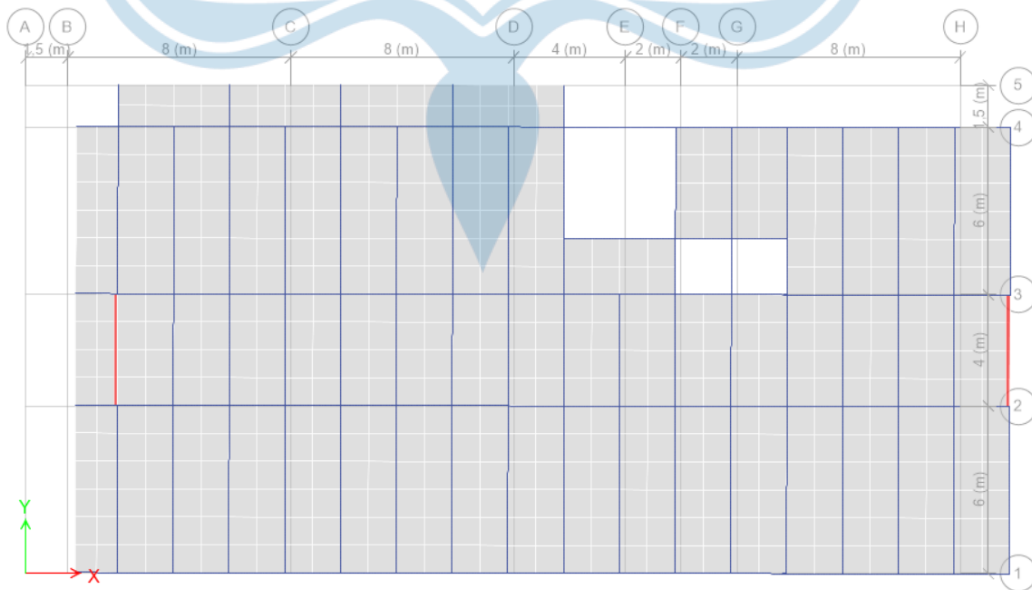
**Tabel 2.10** *Modal Participating Mass Ratios*

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	sec						
1	1,275	0,8191	0	0,8191	0	0,0002	0,0002
2	0,794	9,123E-07	0,6979	0,8191	0,6979	0,0008	0,001
3	0,597	0,0004	0,0006	0,8195	0,6985	0,6906	0,6917
4	0,404	0,1006	0	0,9201	0,6985	0,0006	0,6923
5	0,227	0,0401	0,000003023	0,9602	0,6985	0,0007	0,693
6	0,189	0,000001924	0,1219	0,9602	0,8204	0,0008	0,6939
7	0,157	0,0175	0,0004	0,9777	0,8207	0,0032	0,6971
8	0,153	0,0002	0,0743	0,9779	0,895	0,0077	0,7048
9	0,131	0,008	0,0006	0,9859	0,8956	0,0347	0,7395
10	0,124	0,0013	0,0009	0,9872	0,8965	0,1015	0,841
11	0,116	0,0002	0,0004	0,9873	0,8969	0,0526	0,8936
12	0,106	0,0092	0,000002066	0,9965	0,8969	0,0008	0,8944
13	0,09	0,0035	0	1	0,8969	0	0,8944
14	0,074	0	0,0636	1	0,9605	0,0002	0,8947
15	0,053	0	0,0002	1	0,9607	0,0657	0,9603
16	0,046	0	0,0264	1	0,9872	0,0002	0,9605
17	0,035	0	0,0101	1	0,9973	0,00001512	0,9605
18	0,033	0	0,00001068	1	0,9973	0,0268	0,9873
19	0,029	0	0,0027	1	1	0,000003117	0,9873
20	0,025	0	0,00001247	1	1	0,01	0,9973
21	0,021	0	0,000004267	1	1	0,0027	1

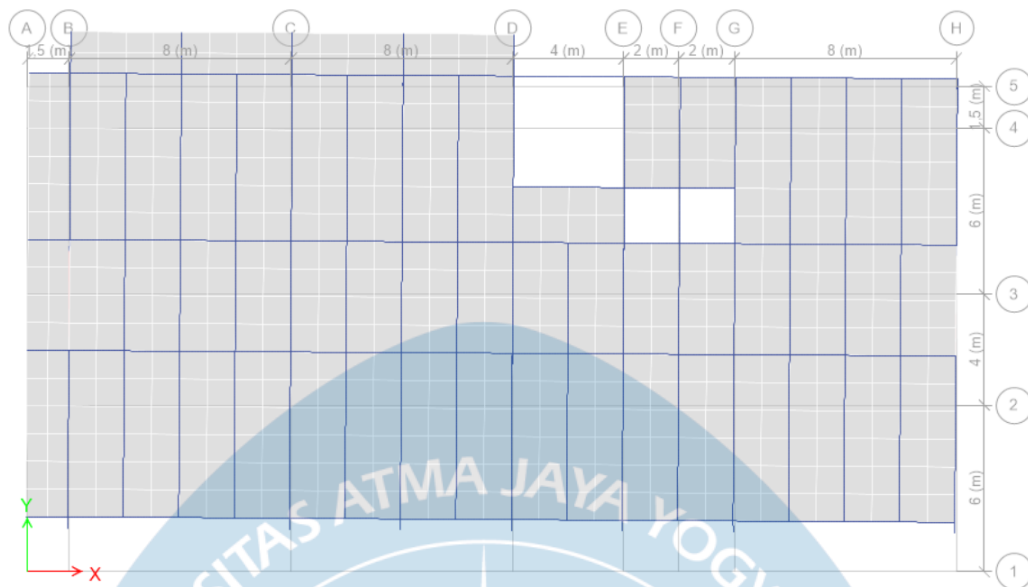
Berdasarkan Tabel 2.10 tersebut, dapat dilihat bahwa partisipasi massa ragam terkomposisi memenuhi syarat ditentukan, dengan arah X sebesar 100% dengan periode 1,275 detik dan arah Y sebesar 100% dengan periode 0,794 detik. Dengan rekapitulasi tersebut juga dapat dilihat bahwa kedua bentuk ragam pertama pada struktur adalah translasi arah X dan arah Y, kemudian diikuti dengan mode torsional Z. Ilustrasi bentuk ragam pada lantai atap dapat dilihat pada gambar-gambar berikut.



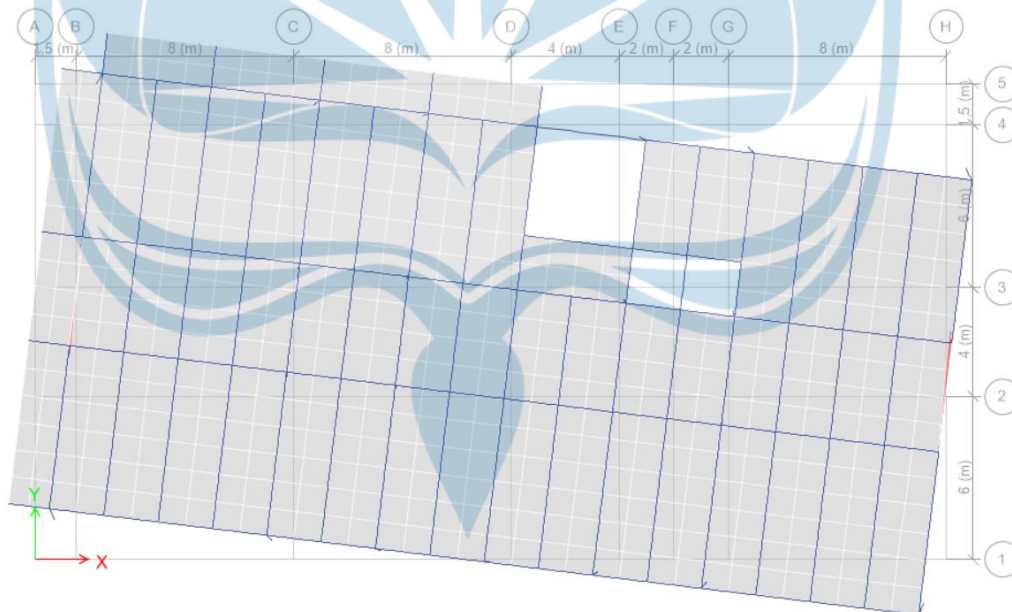
**Gambar 2.9** Underformed Shape



**Gambar 2.10** Mode 1 (Translasi UX,  $T = 1,275$  sec)



**Gambar 2.11** Mode 2 (Translasi UY,  $T = 0,794$  sec)



**Gambar 2.12** Mode 3 (Rotasi RZ,  $T = 0,597$  sec)

Sebagai batas periode struktur bangunan, terdapat dua nilai batas untuk periode bangunan, yakni  $T_{a \text{ minimum}}$  dan  $T_{a \text{ maksimum}}$ . Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung diperoleh dari SNI 1726:2019; Pasal 7.8.2; Hal-71 dan untuk nilai parameter periode pendekatan dipilih berdasarkan tipe struktur untuk arah X dan arah Y yang sesuai dengan SNI 1726:2019; Pasal 7.8.2.1; Tabel 18; Hal-72. Dari hasil perhitungan, diperoleh nilai dari kedua batas tersebut sebagai berikut:

- a. Arah X (X-Dir / E – W Dir):

$$C_u = 1,4 \text{ (} S_{D1} \geq 0,4 \text{)}$$

$$C_t = 0,0466 ; x = 0,9 \text{ (Rangka beton pemikul momen)}$$

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x = 0,0466 \times 25,2^{0,9} = 0,8504 \text{ sec}$$

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} = 1,4 \times 0,8504 = 1,1906 \text{ sec}$$

- b. Arah Y (Y-Dir / N – S Dir):

$$C_u = 1,4 \text{ (} S_{D1} \geq 0,4 \text{)}$$

$$C_t = 0,0488 ; x = 0,75 \text{ (Semua sistem struktur lainnya)}$$

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x = 0,0488 \times 25,2^{0,75} = 0,5489 \text{ sec}$$

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} = 1,4 \times 0,5489 = 0,7684 \text{ sec}$$

Karena nilai periode ETABS untuk kedua arah melebihi nilai  $T_{a \text{ maksimum}}$ , maka dalam analisis gaya statik ekuivalen dipilih nilai periode minimum yakni nilai  $T_a = T_{a \text{ maksimum}} = 0,7684 \text{ sec}$  dengan arah gempa Y dan dijadikan sebagai periode untuk kedua arah gempa dalam penentuan koefisien respons seismik.

### 2.5.1.2 Koefisien Respons Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019; Pasal 7.8.1.1; Hal-69 perhitungan koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut untuk kedua arah ortogonal:

1.  $C_s$  maksimum

Nilai  $C_s$  yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini:

Untuk  $T \leq T_L$

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (2.2)$$

$$C_{s \text{ maksimum}} (W - E) = \frac{0,4952}{0,7684 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0806$$

$$C_{s \text{ maksimum}} (N - S) = \frac{0,4952}{0,7684 \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,0921$$

2.  $C_s$  hitung

Nilai  $C_s$  harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut ini:

$$C_s \text{ hitung} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.3)$$

$$C_s \text{ hitung} (W - E) = \frac{0,6225}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0778$$

$$C_s \text{ hitung} (N - S) = \frac{0,6225}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,0889$$

3.  $C_s$  minimum

Nilai  $C_s$  harus tidak kurang dari berikut ini:

$$C_s \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.4)$$

$$C_s \text{ minimum} (W - E) = 0,044(0,6225)(1) = 0,0274$$

$$C_s \text{ minimum} (N - S) = 0,044(0,6225)(1) = 0,0274$$

Karena nilai  $C_s \text{ maksimum} \geq C_s \text{ hitung} \geq C_s \text{ minimum}$ , maka nilai  $C_s \text{ hitung}$  digunakan sebagai nilai koefisien respons seismik untuk kedua arah.

### 2.5.1.3 Perhitungan Berat Seismik Efektif (W)

Sesuai dengan SNI 1726:2019; Pasal 7.7.2; Hal-68 berat seismik efektif struktur melibatkan seluruh beban mati, beban operasional total dari peralatan yang permanen, berat lanskap dan beban lainnya pada taman atap dan area sejenis serta beban hidup lantai minimum sebesar 25%. Dalam perhitungan berat seismik efektif, data struktur bangunan beserta dimensi elemen struktur yang direncanakan dapat dilihat pada Tabel 2.11 dan Tabel 2.12. Perhitungan berat seismik efektif dan perbandingannya dengan hasil dari *software* ETABS yang diperoleh adalah sebagai berikut.

**Tabel 2.11** Data Umum Struktur

Data Struktur Bangunan		Satuan
Tinggi Lantai Dasar	3,6	m
Tinggi Antar Lantai	3,6	m
Panjang Struktur	32	m
Lebar Struktur	16	m
Tinggi Struktur	25,2	m
Panjang Kantilever	1,5	m
Openings (Tangga)	16	m <sup>2</sup>
Openings (Lift)	8	m <sup>2</sup>

**Tabel 2.12** Dimensi Elemen Struktur

Dimensi Elemen Struktur (mm)		Pasal Referensi SNI 2847:2019
Tebal Pelat Atap	130	7.3.1.1
Tebal Pelat Lantai	130	7.3.1.1
Tebal Dinding Geser	300	11.3.1.1
B300/600	300 × 600	18.6.2.1
B400/600	400 × 600	18.6.2.1
BA250/500	250 × 500	18.6.2.1
BK250/500	250 × 500	18.6.2.1
K550/550	550 × 550	18.7.2.1

**Tabel 2.13** Rekapitulasi Beban Mati (DL) dan SIDL Lantai 2

No.	Keterangan	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat Jenis (kg/m <sup>3</sup> )	Beban (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg)
1	B11 (300/600)	0,3	0,6	4	2.400		5	7.452
2	B12 (300/600)	0,3	0,6	6	2.400		14	32.961,6
3	B13 (400/600)	0,4	0,6	4	2.400		16	31.795,2
4	B14 (400/600)	0,4	0,6	8	2.400		8	34.329,6
5	BA1 (250/500)	0,25	0,5	4	2.400		11	11.385
6	BA2 (250/500)	0,25	0,5	6	2.400		18	29.430
7	BK (250/500)	0,25	0,5	1,5	2.400		4	1.470
8	B LIFT1 (250/500)	0,25	0,5	2	2.400		1	517,5
9	B LIFT2 (250/500)	0,25	0,5	4	2.400		1	1.117,5
10	B BORDES (250/500)	0,25	0,5	4	2.400		1	1.117,5
11	K (550/550)	0,55	3,6	0,55	2.400		28	73.180,8
12	Dinding Geser		3,6	4	2.400		2	20.736
13	PL+Kantilever+Bordes	16	0,13	33,5	2.400			159.744
14	Spesi (1 cm)	16		33,5		21		10.752
15	Keramik	16		33,5		24		12.288
16	Plafond	16		33,5		11		5.632
17	Penggantung Plafond	16		33,5		7		3.584
18	MEP	16		33,5		30		15.360
19	Dinding	230	3,6			200		165.600
Beban Mati Lantai 2								618.452,7



**Tabel 2.14** Rekapitulasi Beban Mati (DL) dan SIDL Lantai 4-6

No.	Keterangan	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat Jenis (kg/m <sup>3</sup> )	Beban (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg)
1	BI1 (300/600)	0,3	0,6	4	2.400		5	7.452
2	BI2 (300/600)	0,3	0,6	6	2.400		14	32.961,6
3	BI3 (400/600)	0,4	0,6	4	2.400		16	31.795,2
4	BI4 (400/600)	0,4	0,6	8	2.400		8	34.329,6
5	BA1 (250/500)	0,25	0,5	4	2.400		11	11.385
6	BA2 (250/500)	0,25	0,5	6	2.400		18	29.430
7	BK (250/500)	0,25	0,5	1,5	2.400		9	3.307,5
8	B LIFT (250/500)	0,25	0,5	2	2.400		1	517,5
9	B LIFT (250/500)	0,25	0,5	4	2.400		1	1.117,5
10	B BORDES (250/500)	0,25	0,5	4	2.400		1	1.117,5
11	K (550/550)	0,55	3,6	0,55	2.400		28	73.180,8
12	Dinding Geser		3,6	4	2.400		2	20.736
13	PL+Kantilever+Bordes	17,5	0,13	33,5	2.400			167.232
14	Spesi (1 cm)	17,5		33,5		21		11.256
15	Keramik	17,5		33,5		24		12.864
16	Plafond	17,5		33,5		11		5.896
17	Penggantung Plafond	17,5		33,5		7		3.752
18	MEP	17,5		33,5		30		16.080
19	Dinding	230	3,6			200		165.600
Beban Mati Lantai 3-6								630.010,2

**Tabel 2.15** Rekapitulasi Beban Mati (DL) dan SIDL Lantai Atap (*Rooftop*)

No.	Keterangan	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat Jenis (kg/m <sup>3</sup> )	Beban (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg)
1	BI1 (300/600)	0,3	0,6	4	2.400		5	7.452
2	BI2 (300/600)	0,3	0,6	6	2.400		14	32.961,6
3	BI3 (400/600)	0,4	0,6	4	2.400		16	31.795,2
4	BI4 (400/600)	0,4	0,6	8	2.400		8	34.329,6
5	BA1 (250/500)	0,25	0,5	4	2.400		11	11.385
6	BA2 (250/500)	0,25	0,5	6	2.400		18	29.430
7	BK (250/500)	0,25	0,5	1,5	2.400		9	3.307,5
8	B LIFT (250/500)	0,25	0,5	2	2.400		1	517,5
9	B LIFT (250/500)	0,25	0,5	4	2.400		1	1.117,5
10	B BORDES (250/500)	0,25	0,5	4	2.400		1	1.117,5
11	K (550/550)	0,55	3,6	0,55	2.400		28	44.431,2
12	Dinding Geser		3,6	4	2.400		2	10.368
13	PA+Kantilever+Bordes	17,5	0,13	33,5	2.400			167.232
14	Spesi (1 cm)	17,5		33,5		21		11.256
15	Keramik	17,5		33,5		24		12.864
16	Plafond	17,5		33,5		11		5.896
17	Penggantung Plafond	17,5		33,5		7		3.752
18	MEP	17,5		33,5		30		16.080
19	Dinding	32	3,6			200		23.040
Beban Mati Lantai Atap								448.332,6

**Tabel 2.16** Rekapitulasi Beban Mati (DL) dan SIDL Lantai Atap Core

No.	Keterangan	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat Jenis (kg/m <sup>3</sup> )	Beban (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg)
1	BI2 (300/600)	0,3	0,6	6	2.400		3	7.063,2
2	BI3 (400/600)	0,4	0,6	4	2.400		4	7.948,8
3	BA2 (250/500)	0,25	0,5	6	2.400		2	3.270
4	K (550/550)	0,55	3,6	0,55	2.400		6	7.840,8
6	Pelat Atap Core	6	0,13	8	2.400			14.976
7	Plafond	6		8		11		528
8	Penggantung Plafond	6		8		7		336
9	MEP	6		8		30		1.440
Beban Mati Atap Core								43.402,8

**Tabel 2.17** Rekapitulasi Beban Hidup (LL)

No.	Keterangan	Luas (m <sup>2</sup> )	Beban (kN/m <sup>2</sup> )	Berat (kg)
1	Lantai 2	512	4,79	62.520,84
2	Lantai 3-6	536	4,79	65.451,50
3	Lantai Atap (Rooftop)	536	4,79	65.451,50
4	Lantai Atap Core	48	4,79	5.861,33
Beban Hidup Bangunan				199.285,18

**Tabel 2.18** Berat Seismik Efektif (*Effective Seismic Weight*)

Story	Berat Seismik Efektif, W (kg)	Etabs (kg)	Ratio (%)
7 (Core)	49.264,13	49.595,5	0,67%
6 (Rooftop)	513.784,10	518.898,79	1,00%
5	695.461,70	700.580,66	0,74%
4	695.461,70	700.580,66	0,74%
3	695.461,70	700.580,66	0,74%
2	680.973,54	686.010,04	0,74%
1	680.973,54	686.010,04	0,74%
Total	4.011.380,42	4.042.256,4	0,77%

Berdasarkan hasil perhitungan manual berat seismik efektif dan hasil analisa ETABS, didapatkan bahwa selisih perhitungan atau perbandingan diantara keduanya belum atau bahkan tidak mencapai 5% sehingga pemodelan bangunan yang telah dilakukan dianggap telah sesuai atau terverifikasi.

### 2.5.1.4 Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019; Pasal 7.8.1, Hal-69 Gaya geser dasar seismik atau beban geser dasar nominal statik ekuivalen dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s W \quad (2.5)$$

Keterangan:

V = Gaya geser dasar seismik

$C_s$  = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

Sesuai dengan persamaan gaya geser seismik di atas, diperoleh besarnya beban geser dasar nominal statik ekuivalen untuk kedua arah sebagai berikut.

$$V (W - E) = C_s W = 0,0778 \times 4.011.380,42 = 312.135,5392 \text{ kg (X-Dir)}$$

$$V (N - S) = C_s W = 0,0889 \times 4.011.380,42 = 356.726,3306 \text{ kg (Y-Dir)}$$

### 2.5.1.5 Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019; Pasal 7.8.3, Hal-73 Gaya seismik lateral di sebarang tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.6)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.7)$$

Keterangan:

$F_x$  = Gaya seismik lateral (kN)

$C_{vx}$  = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

$w_i$  dan  $w_x$  = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan dikenakan pada tingkat i atau x (m)

$h_i$  dan  $h_x$  = Tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)

k = Eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai untuk struktur dengan  $T \leq 0,5$  detik,  $k = 1$ ;  $T \geq 2,5$  detik,  $k = 2$ ;  $0,5 < T < 2,5$  detik,  $k = 2$  atau ditentukan dengan interpolasi linier

Perhitungan distribusi vertikal gaya seismik untuk kedua arah gempa hasil perhitungan manual dan ETABS adalah sebagai berikut:

1. (West – East) X-Dir

$$V (W - E) = 312.135,5392 \text{ kg}$$

$$T = 1,1906 \text{ sec} ; k = 1,3453$$

**Tabel 2.19** Gaya Seismik Lateral Arah X

Story	Mass, m (kg)	Height, $h_i$ (m)	$h_i^k$	$W_i h_i^k$	$F_i$ (kN)	ETABS (kN)	Ratio (%)
7 (core)	49.264,13	25,20	76,79	3.783.131,164	92,2606	92,818	0,60%
6	513.784,10	21,60	62,41	32.065.421,594	781,9908	789,2402	0,93%
5	695.461,70	18,00	48,84	33.963.000,516	828,2677	833,8005	0,67%
4	695.461,70	14,40	36,17	25.155.437,447	613,4746	617,5741	0,67%
3	695.461,70	10,80	24,56	17.082.456,580	416,5959	419,3812	0,67%
2	680.973,54	7,20	14,24	9.694.149,322	236,4147	238,0048	0,67%
1	680.973,54	3,60	5,60	3.815.316,049	93,0455	93,6721	0,67%
Total				125.558.912,672	3.062,0496	3.084,4909	0,73%

2. (North – South) Y-Dir

$$V (N - S) = 312.135,5392 \text{ kg}$$

$$T = 0,7684 \text{ sec} ; k = 1,1342$$

**Tabel 2.20** Gaya Seismik Lateral Arah Y

Story	Mass, m (kg)	Height, $h_i$ (m)	$h_i^k$	$W_i h_i^k$	$F_i$ (kN)	ETABS (kN)	Ratio (%)
7 (core)	49.264,13	25,20	38,86	1.914.312,441	94,2327	94,8067	0,61%
6	513.784,10	21,60	32,62	16.762.198,693	825,1251	832,8143	0,93%
5	695.461,70	18,00	26,53	18.450.808,776	908,2475	914,3581	0,67%
4	695.461,70	14,40	20,60	14.325.148,608	705,1605	709,9062	0,67%
3	695.461,70	10,80	14,86	10.336.949,996	508,8400	512,2659	0,67%
2	680.973,54	7,20	9,38	6.390.355,618	314,5675	316,6978	0,68%
1	680.973,54	3,60	4,28	2.911.346,528	143,3121	144,2836	0,68%
Total				71.091.120,661	3.499,4853	3.525,1326	0,73%

Dengan demikian, rasio gaya seismik lateral dari analisis statik ekuivalen pada kedua arah gempa hasil perhitungan manual dan hasil analisis ETABS dianggap telah memenuhi syarat dan dapat dilanjutkan dalam proses pemeriksaan berikutnya untuk memvalidasi agar sesuai dengan ketentuan peraturan yang berlaku.

### 2.5.2 Simpangan Antar Tingkat (*Story Drift*)

Penentuan simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) atau *Story Drift*, dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat, di sepanjang salah satu bagian tepi struktur atau perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Perpindahan antarlantai diprediksi pada kondisi ultimit dengan menggunakan analisis respons dinamik. Simpangan pusat massa di tingkat-x ( $\delta_x$ ) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.8)$$

Keterangan:

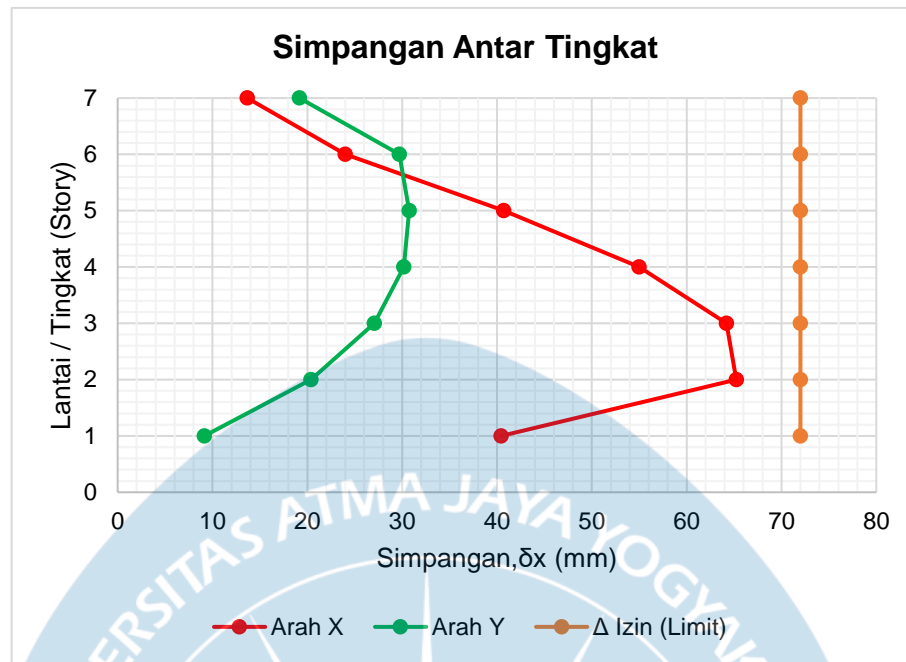
$\delta_x$  = Simpangan pusat massa di tingkat-x (*Inelastic Drift*)

$C_d$  = Faktor pembesaran simpangan lateral

$\delta_{xe}$  = Simpangan di tingkat-x yang disyaratkan pada pasal ini, yang ditentukan dengan analisis elastik (*Elastic Drift*)

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa

Dengan nilai faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) = 5,5 dan faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) = 1,0 pada masing-masing lantai atau tingkat dalam arah ortogonal X dan Y, maka nilai simpangan harus memenuhi syarat batasan simpangan antar tingkat sesuai SNI 1726:2019; Pasal 7.12.1; Hal-88 untuk kategori semua struktur lainnya, yakni  $0,002h_{sx}$  untuk kategori risiko II. Hasil pengecekan simpangan antar tingkat dan hasil rekapitulasi perhitungan detail mengenai pengecekan perpindahan antar tingkat disajikan pada Gambar 2.13 dan Tabel 2.21, Tabel 2.22 berikut. Dari hasil pengecekan dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan untuk kedua arah gempa memenuhi kriteria perpindahan ultimit izin atau memenuhi syarat batasan simpangan antar tingkat sesuai dengan ketentuan.



**Gambar 2.13** Grafik Simpangan Antar Tingkat

**Tabel 2.21** Simpangan Antar Tingkat Gempa Arah X

Diaphragm Center Of Mass Displacements (WEST-EAST SEISMIC)									
Story	Load Case/Combo	Direction	$\delta$ Total	$\delta_{xe}$	Cd	$\delta x$	h	$\Delta$ Limit	Check
			mm	mm		mm		mm	
7	Ex	X	55,136	2,486	5,5	13,673	3.600	72	OK
6	Ex	X	52,65	4,365	5,5	24,0075	3.600	72	OK
5	Ex	X	48,285	7,401	5,5	40,7055	3.600	72	OK
4	Ex	X	40,884	9,996	5,5	54,978	3.600	72	OK
3	Ex	X	30,888	11,675	5,5	64,2125	3.600	72	OK
2	Ex	X	19,213	11,861	5,5	65,2355	3.600	72	OK
1	Ex	X	7,352	7,352	5,5	40,436	3.600	72	OK

**Tabel 2.22** Simpangan Antar Tingkat Gempa Arah Y

Diaphragm Center Of Mass Displacements (NORTH-SOUTH SEISMIC)									
Story	Load Case/Combo	Direction	$\delta$ Total	$\delta_{ye}$	Cd	$\delta y$	h	$\Delta$ Limit	Check
			mm	mm		mm		mm	
7	Ey	Y	30,242	3,485	5,5	19,1675	3.600	72	OK
6	Ey	Y	26,757	5,398	5,5	29,689	3.600	72	OK
5	Ey	Y	21,359	5,589	5,5	30,7395	3.600	72	OK
4	Ey	Y	15,77	5,485	5,5	30,1675	3.600	72	OK
3	Ey	Y	10,285	4,92	5,5	27,06	3.600	72	OK
2	Ey	Y	5,365	3,704	5,5	20,372	3.600	72	OK
1	Ey	Y	1,661	1,661	5,5	9,1355	3.600	72	OK

### 2.5.3 Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2019; Pasal 7.8.7; Hal-76 Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas ( $\theta$ ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (2.9)$$

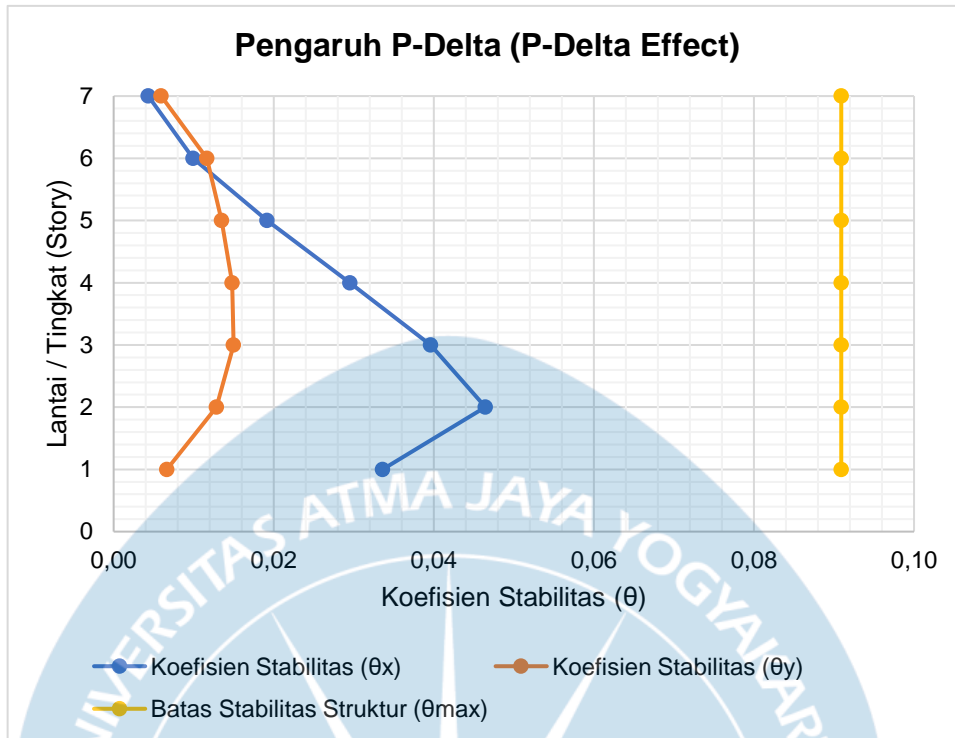
Keterangan:

- $P_x$  = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (kN); bila menghitung, faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0  
 $\Delta$  = Simpangan antar tingkat desain (mm)  
 $I_e$  = Faktor keutamaan  
 $V_x$  = Gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat dan x – 1 (kN)  
 $H_{sx}$  = tinggi tingkat di bawah tingkat, (mm)  
 $C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

Koefisien stabilitas ( $\theta$ ) tidak boleh melebihi  $\theta_{max}$  yang ditentukan sebagai berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (2.10)$$

Dimana  $\beta$  adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan x-1. Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0. Jika koefisien stabilitas ( $\theta$ ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan  $\theta_{max}$ , faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, diizinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan  $1,0/(1 - \theta)$ . Jika  $\theta$  lebih besar dari  $\theta_{max}$ , struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang. Hasil rekapitulasi dari perhitungan detail untuk pengecekan pengaruh P-delta kedua arah gempa dapat dilihat pada Tabel 2.23 berikut.



**Gambar 2.14** Grafik Pengaruh P-Delta

**Tabel 2.23** Perhitungan Pengaruh P-Delta

Story	Inelastic Drift ( $\delta_x$ )		Story Forces			h (mm)	Koefisien Stabilitas (Stability Ratio)		$\theta_{max}$	Check
	$\Delta_x$	$\Delta_y$	P	$V_x$	$V_y$		$\theta_x$	$\theta_y$		
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)					
7	13,673	19,168	581,91	92,82	94,81	3.600	0,0043	0,0059	0,0909	OK
6	24,008	29,689	7.212,54	882,06	927,62	3.600	0,0099	0,0117	0,0909	OK
5	40,706	30,740	16.008,47	1.715,86	1.841,98	3.600	0,0192	0,0135	0,0909	OK
4	54,978	30,168	24.804,40	2.333,43	2.551,89	3.600	0,0295	0,0148	0,0909	OK
3	64,213	27,060	33.600,33	2.752,81	3.064,15	3.600	0,0396	0,0150	0,0909	OK
2	65,236	20,372	42.167,15	2.990,82	3.380,85	3.600	0,0465	0,0128	0,0909	OK
1	40,436	9,136	50.733,97	3.084,49	3.525,13	3.600	0,0336	0,0066	0,0909	OK

Berdasarkan grafik dan perhitungan pengaruh P-delta untuk kedua arah gempa, dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan tidak mengalami pengaruh P-delta untuk kedua arah gempa atau pengaruh P-delta dapat diabaikan karena koefisien stabilitas (*stability ratio*)  $\theta < \theta_{max}$  atau 0,1.



#### **2.5.4 Pengecekan Ketidakberaturan Struktur Horizontal dan Vertikal**

Sesuai dengan persyaratan pada Tabel 13 dan Tabel 14 SNI 1726:2019, dilakukan pengecekan terhadap ketidakberaturan struktur horizontal dan ketidakberaturan struktur vertikal pada struktur bangunan. Masing-masing ketidakberaturan struktur yang terjadi memiliki pasal referensi masing-masing sebagai acuan untuk desain.

##### **2.5.4.1 Pengecekan Ketidakberaturan Struktur Horizontal**

Perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan vertikal berdasarkan SNI 1726:2019; Pasal 7.3.2.1; Tabel 13; Hal-59 adalah sebagai berikut.

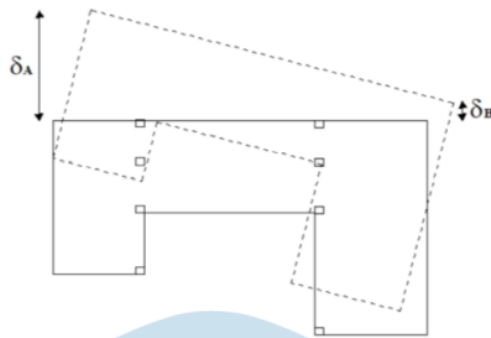
###### **1. Ketidakberaturan Torsi Tipe 1a**

Didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan  $A_x = 1,0$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.

###### **2. Ketidakberaturan Torsi Berlebihan Tipe 1b**

Didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan  $A_x = 1,0$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.

Dari hasil pengecekan ketidakberaturan torsi pada kedua arah atau terhadap sumbu-sumbu ortogonal, tidak didapatkan simpangan antar tingkat maksimum lebih dari 1,2 dan 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata sehingga dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b tidak ada. Untuk perhitungan ketidakberaturan torsi pada kedua arah dapat dilihat pada Tabel 2.24 dan Tabel 2.25 berikut.



**Gambar 2.15** Ketidakberaturan 1a dan 1b

**Tabel 2.24** Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b pada Arah X

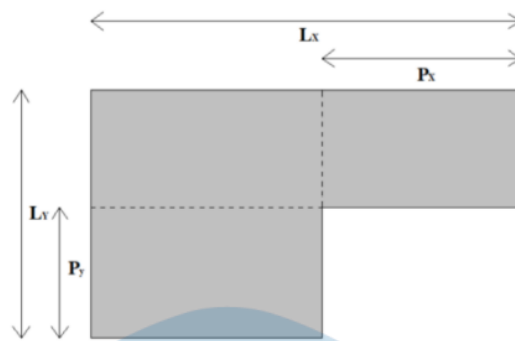
Story	Direction	Max Drift X	Avg Drift X	Ratio	Check
		mm	mm	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	
7	X	2,275	2,26	1,007	OK
6	X	4,438	4,346	1,021	OK
5	X	7,49	7,401	1,012	OK
4	X	10,075	9,994	1,008	OK
3	X	11,74	11,673	1,006	OK
2	X	11,908	11,861	1,004	OK
1	X	7,372	7,353	1,003	OK

**Tabel 2.25** Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b pada Arah Y

Story	Direction	Max Drift Y	Avg Drift Y	Ratio	Check
		mm	mm	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	
7	Y	3,697	3,657	1,011	OK
6	Y	5,522	5,402	1,022	OK
5	Y	5,719	5,59	1,023	OK
4	Y	5,62	5,487	1,024	OK
3	Y	5,043	4,92	1,025	OK
2	Y	3,801	3,706	1,026	OK
1	Y	1,701	1,66	1,025	OK

### 3. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau. Dari hasil pengecekan jika ditinjau terhadap sumbu-sumbu ortogonal dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan horizontal tipe 2 tidak ada.



**Gambar 2.16** Ketidakberaturan 2

4. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

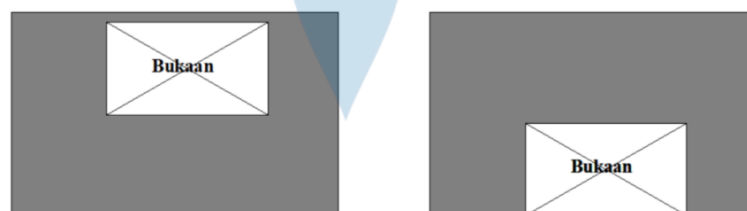
Didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.

a) Syarat 1

$$\frac{A_{\text{Bukaan}}}{A_{\text{Total}}} = \frac{24}{512} = 0,047 = 4,7\% < 50\% \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

b) Syarat 2

Kekakuan diafragma efektif dipengaruhi oleh tebal dan denah pelat pada struktur, karena pada struktur denah pelat dan tebalnya sama untuk setiap lantai maka kekakuan diafragmanya sama.

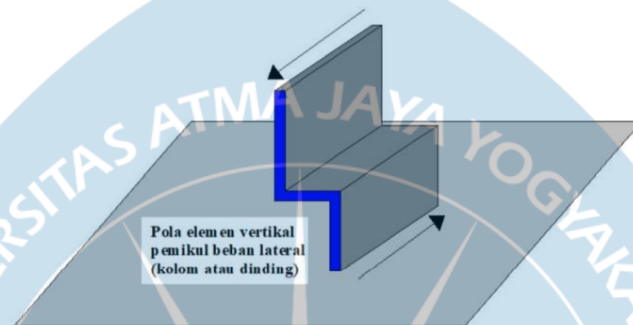


**Gambar 2.17** Ketidakberaturan 3

Dari hasil pengecekan terhadap kedua syarat yang harus dipenuhi perihal diskontinuitas diafragma, semua syarat telah terpenuhi sehingga dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan horizontal tipe 3 tidak ada.

5. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Turus Terhadap Bidang

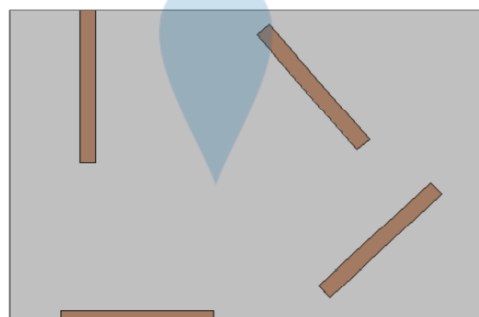
Didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral. Dari hasil pengecekan baik dinding geser (*shear wall*) berikut juga kolom semuanya menerus dari bawah sampai atas dan tidak ada yang lebih menjorok kedalam atau keluar sehingga dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan horizontal tipe 4 tidak ada.



**Gambar 2.18** Ketidakberaturan 4

6. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

Didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik. Dari hasil pengecekan, semua kolom dan dinding geser (*shear wall*) tegak lurus dengan sumbu X dan Sumbu Y sehingga ketidakberaturan horizontal tipe 5 tidak ada.



**Gambar 2.19** Ketidakberaturan 5

Dari hasil pengecekan ketidakberaturan struktur horizontal terhadap struktur bangunan yang didesain dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan tidak memiliki ketidakberaturan struktur horizontal. Hasil dari seluruh pengecekan dapat dilihat pada Tabel 2.26 berikut.

**Tabel 2.26** Hasil Pengecekan Ketidakberaturan Struktur Horizontal

<i>Type</i>	<b>Jenis Ketidakberaturan (Type of irregularity)</b>	<i>Irregularity Present</i>	<i>Reference Section</i>
1a	Ketidakberaturan Torsi ( <i>Torsional Irregularity</i> )	No	-
1b	Ketidakberaturan Torsi Berlebihan ( <i>Extreme Torsional Irregularity</i> )	No	-
2	Ketidakberaturan Sudut Dalam ( <i>Reentrant Corner Irregularity</i> )	No	-
3	Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma ( <i>Diaphragm Discontinuity Irregularity</i> )	No	-
4	Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang ( <i>Out-of-Plane Offset Irregularity</i> )	No	-
5	Ketidakberaturan Sistem Nonparalel ( <i>Nonparallel System Irregularity</i> )	No	-

#### 2.5.4.2 Ketidakberaturan Struktur Vertikal

Perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan vertikal berdasarkan SNI 1726:2019; Pasal 7.3.2.2; Tabel 14; Hal-61 adalah sebagai berikut.

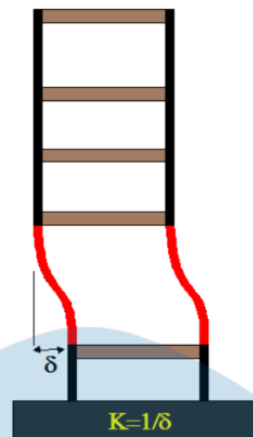
##### 1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Tipe 1a

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

##### 2. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan Tipe 1b

Didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Dari hasil pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak tipe 1a dan 1b, tidak didapatkan kekakuan lateral suatu tingkat kurang dari kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya sehingga ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b tidak ada. Untuk perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak pada kedua arah dapat dilihat pada tabel-tabel berikut.



**Gambar 2.20** Ketidakberaturan Tipe 1a dan 1b

**Tabel 2.27** Ketidakberaturan Vertikal 1a Arah X

Story	Shear X	Drift X	Stiff X	Check	
	kN	mm	kN/m	70%	80%
7	92,8180	2,2600	41.067,3300		
6	882,0582	4,3550	202.558,0380	OK	
5	1.715,8586	7,4090	231.576,3620	OK	
4	2.333,4328	10,0020	233.304,9990	OK	OK
3	2.752,8140	11,6730	235.828,4880	OK	OK
2	2.990,8188	11,8610	252.151,6150	OK	OK
1	3.084,4909	7,3530	419.502,7050	OK	OK

**Tabel 2.28** Ketidakberaturan Vertikal 1a Arah Y

Story	Shear Y	Drift Y	Stiff Y	Check	
	kN	mm	kN/m	70%	80%
7	94,8067	3,6570	25.921,1800		
6	927,6210	5,4020	171.704,5090	OK	
5	1.841,9790	5,5900	329.523,0060	OK	
4	2.551,8852	5,4870	465.069,8090	OK	OK
3	3.064,1511	4,9200	622.849,2950	OK	OK
2	3.380,8489	3,7060	912.184,7710	OK	OK
1	3.525,1325	1,6600	2.123.644,4380	OK	OK

**Tabel 2.29** Ketidakberaturan Vertikal 1b Arah X

Story	Shear X	Drift X	Stiff X	Check	
	kN	mm	kN/m	60%	70%
7	92,8180	2,2600	41.067,3300		
6	882,0582	4,3550	202.558,0380	OK	
5	1.715,8586	7,4090	231.576,3620	OK	
4	2.333,4328	10,0020	233.304,9990	OK	OK
3	2.752,8140	11,6730	235.828,4880	OK	OK
2	2.990,8188	11,8610	252.151,6150	OK	OK
1	3.084,4909	7,3530	419.502,7050	OK	OK

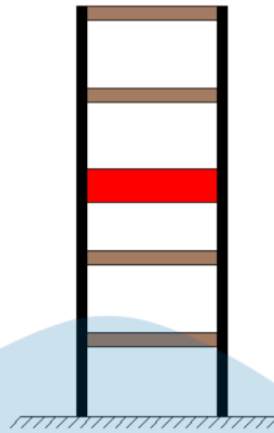
**Tabel 2.30** Ketidakberaturan Vertikal 1b Arah Y

Story	Shear Y	Drift Y	Stiff Y	Check	
	kN	mm	kN/m	60%	70%
7	94,8067	3,6570	25.921,1800		
6	927,6210	5,4020	171.704,5090	OK	
5	1.841,9790	5,5900	329.523,0060	OK	
4	2.551,8852	5,4870	465.069,8090	OK	OK
3	3.064,1511	4,9200	622.849,2950	OK	OK
2	3.380,8489	3,7060	912.184,7710	OK	OK
1	3.525,1325	1,6600	2.123.644,4380	OK	OK

### 3. Ketidakberaturan Berat (Massa) Tipe 2

Didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya baik itu di atas atau di bawahnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau. Berdasarkan hasil perhitungan disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal tipe 2 tidak ada dan hasil perhitungan yang telah dilakukan dapat dilihat pada tabel berikut.

Dari hasil pengecekan, tidak didapatkan massa efektif di sebarang tingkat lebih dari massa efektif tingkat di atas atau di bawahnya sehingga dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal tipe 2 tidak ada. Untuk perhitungan ketidakberaturan berat dapat dilihat pada Tabel 2.31 berikut.



**Gambar 2.21** Ketidakberaturan Tipe 2

**Tabel 2.31** Ketidakberaturan Berat (Massa)

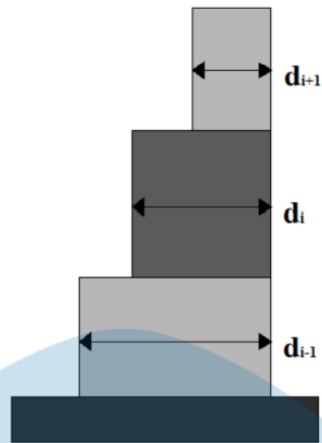
Story	Mass	150% Mass	Check	
	kg		Respect to Story Above	Respect to Story Below
7 (core)	49.595,5	74.393,25	not be considered	
6	518.898,79	778.348,19		OK
5	700.580,66	1.050.871	OK	OK
4	700.580,66	1.050.871	OK	OK
3	700.580,66	1.050.871	OK	OK
2	686.010,04	1.029.015,1	OK	OK
1	686.010,04	1.029.015,1	OK	

#### 4. Ketidakberaturan Geometri Vertikal Tipe 3

Didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik (kolom atau dinding geser) di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya baik itu di tingkat atas atau di bawahnya.

Dari hasil pengecekan, tidak didapatkan dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik baik itu di tingkat atas atau di bawahnya sehingga dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal tipe 3 tidak ada. Untuk perhitungan ketidakberaturan geometri vertikal dapat dilihat pada Tabel 2.32 berikut.





**Gambar 2.22** Ketidakberaturan Tipe 3

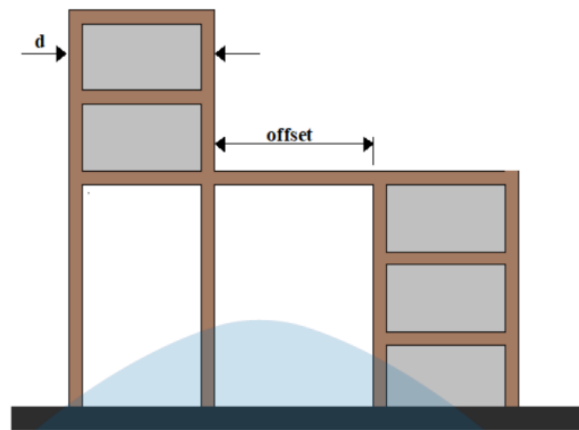
**Tabel 2.32** Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Story	h	Check
	mm	$L_x > 1,3(L_x \pm 1)$
7 (core)	not be considered	
6	550	
5	550	OK
4	550	OK
3	550	OK
2	550	OK
1	550	OK

5. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral Tipe 4

Didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya atau dalam hal ini contohnya adalah dinding geser (*shear wall*) dan kolom yang tidak menerus dari atas sampai bawah dan *offset* atau pergeserannya itu kanan-kiri.

Dari hasil pengecekan, baik elemen penahan seperti dinding geser dan kolom menerus sepanjang tinggi bangunan dan tidak ada yang memiliki *offset* sehingga ketidakberaturan vertikal tipe 4 tidak ada.



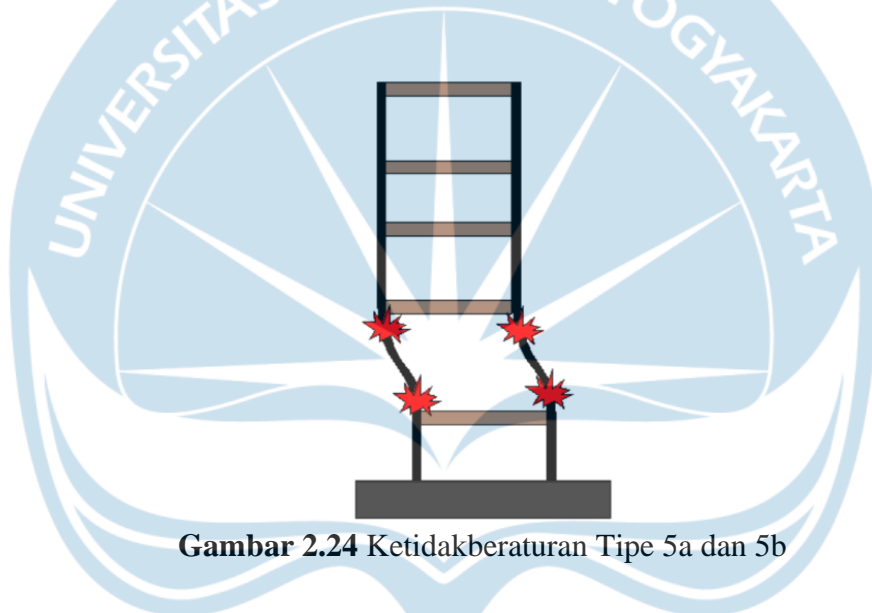
**Gambar 2.23** Ketidakberaturan Tipe 4

6. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat Tipe 5a  
Didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.
7. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat Tipe 5b  
Didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.

Untuk struktur beton bertulang, kekuatan struktur tidak hanya dipengaruhi oleh dimensi kolom atau dinding geser (*shear wall*) yang digunakan tetapi dipengaruhi juga oleh tulangan yang digunakan. Jadi, sebenarnya pengecekan ini seharusnya dilakukan setelah melakukan desain penulangan elemen akan tetapi karena pengecekan ketidakberaturan ini sebaiknya dilakukan di awal maka ketika melakukan desain elemen harus diingat bahwa ada aturan ini sehingga sebaiknya tidak mendesain elemen satu tingkat lebih lemah dari tingkat di atasnya. Sebagai pengecekan awal, karena desain elemen akan tergantung oleh gaya yang dipikul oleh elemen tersebut dan diasumsikan

bahwa tulangan yang digunakan juga kurang lebih berbanding lurus dengan gaya yang dipikul oleh tingkat tersebut, pada poin ini dapat dilakukan pengecekan dengan bantuan ETABS.

Dari hasil pengecekan ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat pada kedua arah atau terhadap sumbu-sumbu ortogonal, tidak didapatkan kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari kekuatan lateral tingkat di atasnya sehingga dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal tipe 5a dan 5b tidak ada. Untuk perhitungan ketidakberaturan tingkat lemah pada kedua arah dapat dilihat pada Tabel 2.33 dan Tabel 2.34 berikut.



**Gambar 2.24** Ketidakberaturan Tipe 5a dan 5b

**Tabel 2.33** Ketidakberaturan Vertikal 5a

Story	Shear X	Shear Y	Check	
	kN	kN	Type 5a. (80%)	
7 (core)	92,818	94,8067	not be considered	
6	882,0582	927,621		
5	1.715,8586	1.841,979	OK	OK
4	2.333,4328	2.551,8852	OK	OK
3	2.752,814	3.064,1511	OK	OK
2	2.990,8188	3.380,8489	OK	OK
1	3.084,4909	3.525,1325	OK	OK

**Tabel 2.34** Ketidakberaturan Vertikal 5b

Story	Shear X	Shear Y	Check	
	kN	kN	Type 5b. (65%)	
7 (core)	92,818	94,8067	not be considered	
6	882,0582	927,621		
5	1.715,8586	1.841,979	OK	OK
4	2.333,4328	2.551,8852	OK	OK
3	2.752,814	3.064,1511	OK	OK
2	2.990,8188	3.380,8489	OK	OK
1	3.084,4909	3.525,1325	OK	OK

Dari hasil pengecekan ketidakberaturan struktur vertikal terhadap struktur bangunan yang didesain dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan tidak memiliki ketidakberaturan struktur vertikal. Hasil dari seluruh pengecekan dapat dilihat pada Tabel 2.35 berikut.

**Tabel 2.35** Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal

Type	Jenis Ketidakberaturan (Type of irregularity)	Irregularity Present	Reference Section
1a	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (Stiffness–Soft Story Irregularity)	No	-
1b	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan (Stiffness–Extreme Soft Story Irregularity)	No	-
2	Ketidakberaturan Berat (Massa) (Weight (Mass) Irregularity)	No	-
3	Ketidakberaturan Geometri Vertikal (Vertical Geometric Irregularity)	No	-
4	Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral (In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity)	No	-
5a	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat (Discontinuity in Lateral Strength–Weak Story Irregularity)	No	-
5b	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat (Discontinuity in Lateral Strength–Extreme Weak Story Irregularity)	No	-

### 2.5.5 Kontribusi Frame Memikul Minimal 25% Gaya Lateral

Seperti yang disyaratkan pada SNI 1726:2019; Pasal 7.2.5.1; Hal-53 bahwa untuk sistem ganda, rangka pemikul momen harus mampu memikul paling sedikit 25% gaya seismik desain. Oleh karena itu, perlu dilakukan pengecekan terhadap kontribusi gaya yang dipikul oleh *frame* (sistem rangka pemikul momen) terhadap keseluruhan sistem. Hasil dari pengecekan dapat dilihat pada Tabel 2.36 berikut.

**Tabel 2.36** Rasio Gaya Geser Dasar *Frame*

Direction	V <sub>b</sub> Frame	V <sub>b</sub> Shear Wall	Base Reactions	Frame	Shear Wall
	kN	kN	kN	%	%
Y	387,815	3.137,3169	3.525,1319	11,001432	88,998568

Dari data tersebut, diperoleh bahwa kontribusi *frame* untuk arah gempa Y lebih kecil dari 25%. Untuk mengatasi rasio V<sub>b</sub> *frame* yang nilainya lebih kecil dari 25% V<sub>b</sub> dapat dibuat sebuah pemodelan khusus *frame* pada arah pembebanan gempa tersebut lalu dilakukan kalibrasi faktor skala agar gaya geser dasar *frame* mencapai 25% dari V<sub>b</sub>. Namun, dalam hal memenuhi sistem syarat ganda ini memungkinkan bahwa model yang telah dibuat itu cenderung lebih boros dari sebelumnya sehingga jika mengacu pada konsensus TPKB (Tim Penasehat Kontruksi Bangunan) yang mensyaratkan agar minimum V<sub>b</sub> *frame* memikul 10% V<sub>b</sub> agar tidak perlu dilakukan *Push Over Analysis* untuk membuktikan parameter R, C<sub>d</sub>, dan Ω<sub>0</sub>. Karena kontribusi V<sub>b</sub> *frame* pada struktur bangunan yang didesain lebih besar dari 10% untuk arah pembebanan gempa Y, maka *Push Over Analysis* tidak perlu dilakukan.

## 2.6 Perancangan Elemen Struktur

### 2.6.1 Perancangan Struktur Atap

Atap merupakan bagian dari elemen struktur yang terletak di atas bangunan sebagai pelindung bangunan di bawahnya dari panas maupun hujan. Pada perancangan struktur atap berikut ini, digunakan rangka atap *mono-frame* dengan beberapa bagian atap di antaranya, yaitu gording, kuda-kuda, dan konsol atau *overstack* yang selanjutnya akan dilakukan perhitungan untuk menentukan tipe profil yang sesuai untuk bagian-bagian tersebut termasuk profil kolom baja dan juga sambungan yang akan digunakan.

#### 2.6.1.1 Perancangan Gording

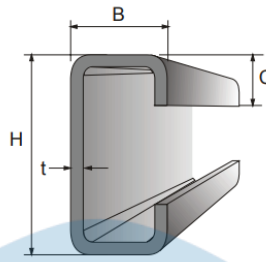
Gording merupakan bagian atap yang berfungsi untuk menahan beban-beban yang diterima oleh atap yang terpasang secara horizontal pada rangka atap baja menggunakan sambungan baut untuk menghubungkan antara suatu kuda-kuda dengan yang lain. Jika rangka atap menggunakan atap genteng untuk material atapnya maka tujuan adanya gording untuk dudukan rangka usuk dan reng, namun jika memakai atap yang berbentuk lembaran (*spandek/galvalum*) maka tidak perlu memasang rangka tambahan lagi. Perhitungan dalam penentuan jenis profil gording yang akan digunakan dalam perancangan struktur atap adalah sebagai berikut.

##### 1. Data Perancangan

Data perancangan dalam perhitungan gording adalah sebagai berikut:

Jarak antar kuda-kuda	= 4.000 mm
Jarak antar gording	= 1.050 mm
Kemiringan atap ( <i>Slope</i> )	= 20°
Mutu baja	= BJ 37
Jenis atap	= Spandek zinalume
Berat atap	= 4,86 kg/m <sup>2</sup> = 48,6 N/m <sup>2</sup>
Tegangan leleh, $F_y$	= 240 MPa = 240 N/mm <sup>2</sup> = 2.400 kg/cm <sup>2</sup>
Tegangan putus, $F_u$	= 370 MPa = 370 N/mm <sup>2</sup> = 3.700 kg/cm <sup>2</sup>
Modulus elastisitas, $E$	= 200.000 MPa = 200.000 N/mm <sup>2</sup>
Berat Jenis	= 7.850 kg/m <sup>3</sup>
Poisson, $\nu$	= 0,3

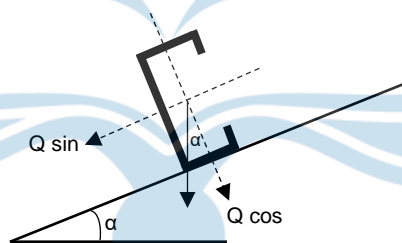
Digunakan profil *Lipped Channel* 100×50×20×3,2 dengan data sebagai berikut:



**Gambar 2.25** Penampang Profil LC

$H$ (ht) = 100 mm	$W$ = 5,50 kg/m	$r_x$ = 3,9 cm
$B$ (b) = 50 mm	$I_x$ = 106 cm <sup>4</sup>	$r_y$ = 1,87 cm
$C$ (a) = 20 mm	$I_y$ = 24 cm <sup>4</sup>	$J$ = 2392 cm <sup>4</sup>
$t$ = 3,2 mm	$S_x$ = 21,3 cm <sup>3</sup>	$C_w$ = 630 cm <sup>6</sup>
$A$ = 7,01 cm <sup>2</sup>	$S_y$ = 7,8 cm <sup>3</sup>	

## 2. Perhitungan Pembebanan pada Gording



**Gambar 2.26** Arah Pembebanan pada Gording

### 1) Beban Mati (D)

- Berat Penutup Atap =  $48,6 \text{ N/m}^2 \times 1,050 \text{ m} = 51,03 \text{ N/m}$
- Berat Sendiri Gording =  $5,50 \text{ kg/m} = 55,50 \text{ N/m}$
- Berat lain-lain =  $(\text{Berat penutup atap} + \text{Berat gording}) \times 10\%$   
 $= (51,03 \text{ N/m} + 55,50 \text{ N/m}) \times 10\%$   
 $= 10,653 \text{ N/m}$





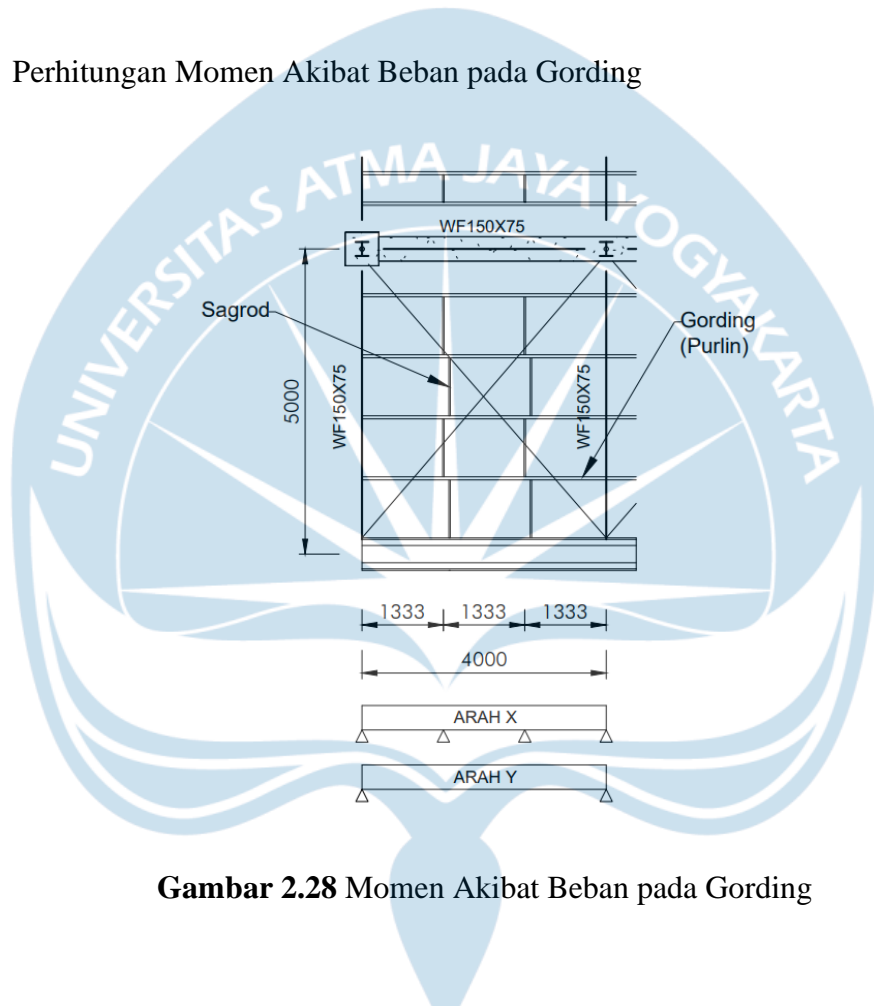
c) Koefisien Angin Hisap = -0,4

$$\begin{aligned} W_h &= \text{tekanan angin} \times \text{koefisien} \times \text{jarak gording} \\ &= 250 \text{ N/m}^2 \times (-0,4) \times 1,050 \text{ m} = -105 \text{ N/m (angin hisap)} \end{aligned}$$

$$W_{hx} = W_h \times \sin \alpha = -105 \text{ N/m} \times \sin (20^\circ) = -35,91 \text{ N/m}$$

$$W_{hy} = W_h \times \cos \alpha = -105 \text{ N/m} \times \cos (20^\circ) = -98,67 \text{ N/m}$$

### 3. Perhitungan Momen Akibat Beban pada Gording



**Gambar 2.28** Momen Akibat Beban pada Gording

a) Momen akibat dari beban mati (merata) :

$$M_{Dx} = \frac{1}{8} \times D_x \times \left(\frac{l}{3}\right)^2 = \frac{1}{8} \times 39,89 \text{ N/m} \times \left(\frac{4 \text{ m}}{3}\right)^2 = 8,86 \text{ Nm}$$

$$M_{Dy} = \frac{1}{8} \times D_y \times l^2 = \frac{1}{8} \times 109,6 \text{ N/m} \times (4 \text{ m})^2 = 219,2 \text{ Nm}$$

b) Momen akibat dari beban hidup (terpusat) :

$$M_{Lx} = \frac{1}{4} \times L_x \times \left(\frac{l}{3}\right) = \frac{1}{4} \times 342,02 \text{ N} \times \left(\frac{4 \text{ m}}{3}\right) = 114,01 \text{ Nm}$$

$$M_{Ly} = \frac{1}{4} \times L_y \times l = \frac{1}{4} \times 939,69 \text{ N} \times 4 \text{ m} = 939,69 \text{ Nm}$$

c) Momen akibat dari beban air hujan (merata) :

$$M_{Rx} = \frac{1}{8} \times R_x \times \left(\frac{l}{3}\right)^2 = \frac{1}{8} \times 71,82 \text{ N/m} \times \left(\frac{4 \text{ m}}{3}\right)^2 = 15,96 \text{ Nm}$$

$$M_{Ry} = \frac{1}{8} \times R_y \times l^2 = \frac{1}{8} \times 197,34 \text{ N/m} \times (4 \text{ m})^2 = 394,68 \text{ Nm}$$

d) Momen akibat dari beban angin (merata) :

Beban angin bekerja tegak lurus terhadap atap sehingga beban angin bekerja searah dengan arah y.

$$M_{Wty} = \frac{1}{8} \times W_{1y} \times l^2 = \frac{1}{8} \times 0 \text{ N/m} \times (4 \text{ m})^2 = 0 \text{ Nm}$$

$$M_{Wby} = \frac{1}{8} \times W_{2y} \times l^2 = \frac{1}{8} \times (-98,67 \text{ N/m}) \times (4 \text{ m})^2 = -197,34 \text{ Nm}$$

(Tidak dimasukkan kedalam perhitungan momen karena akan mengurangi harga momen)

#### 4. Perhitungan Momen Ultimate (Mu) pada Gording

Perhitungan kombinasi beban untuk momen ultimate pada gording:

1) Kombinasi 1

$$M_u = 1,4D$$

$$M_{ux} = 1,4 \times 8,86 \text{ Nm} = 12,404 \text{ Nm}$$

$$M_{uy} = 1,4 \times 219,2 \text{ Nm} = 306,88 \text{ Nm}$$

2) Kombinasi 2

$$M_u = 1,2D + 1,6L + 0,5R$$

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 1,2 \times 8,86 \text{ Nm} + 1,6 \times 114,01 \text{ Nm} + 0,5 \times 15,96 \text{ Nm} \\ &= 201,028 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 1,2 \times 219,2 \text{ Nm} + 1,6 \times 939,69 \text{ Nm} + 0,5 \times 394,68 \text{ Nm} \\ &= 1.963,884 \text{ Nm} \end{aligned}$$

3) Kombinasi 3

$$M_u = 1,2D + 1,6R + 0,5W$$

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 1,2 \times 8,86 \text{ Nm} + 1,6 \times 15,96 \text{ Nm} + 0,5 \times 0 \text{ Nm} \\ &= 36,168 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 1,2 \times 219,2 \text{ Nm} + 1,6 \times 394,68 \text{ Nm} + 0,5 \times 0 \text{ Nm} \\ &= 894,528 \text{ Nm} \end{aligned}$$

## 4) Kombinasi 4

$$M_u = 1,2D + 1,0W + L + 0,5R$$

$$M_{ux} = 1,2 \times 8,86 \text{ Nm} + 1,0 \times 0 \text{ Nm} + 114,01 \text{ Nm} + 0,5 \times 15,96 \text{ Nm} \\ = 132,622 \text{ Nm}$$

$$M_{uy} = 1,2 \times 219,2 \text{ Nm} + 1,0 \times 0 \text{ Nm} + 939,69 \text{ Nm} + 0,5 \times 394,68 \text{ Nm} \\ = 1.963,884 \text{ Nm}$$

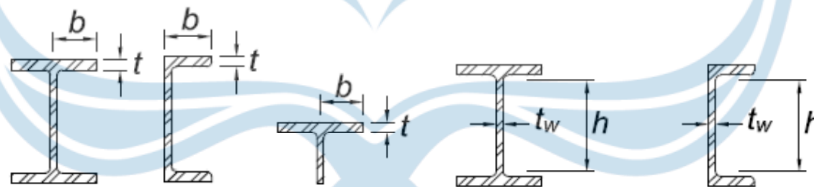
Dari perhitungan diatas, maka momen maksimum pada gording terdapat pada kombinasi 2, yaitu :

$$M_{ux} = 201,028 \text{ Nm} = 0,201 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 1.963,884 \text{ Nm} = 1,963 \text{ kNm}$$

5. Perhitungan Momen Nominal ( $M_n$ ) Profil Gording

Untuk elemen tekan komponen struktur yang mengalami lentur, penampang diklasifikasikan sebagai penampang dengan elemen kompak, nonkompak atau langsing. Pengecekan rasio lebar terhadap tebal bertujuan untuk mengklasifikasikan penampang sesuai dengan SNI 1729:2020; Tabel B4.1b. Berikut perhitungan untuk mengklasifikasikan penampang yang digunakan:



**Gambar 2.29** Lebar Terhadap Tebal  
Elemen Tekan yang Mengalami Lentur

a) Penampang sayap (*flanges*)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50 \text{ mm}}{3,2 \text{ mm}} = 15,63$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 10,97$$

$$\lambda_r = 1 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 28,87$$

Jadi,  $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$  maka profil sayap tergolong Non-Kompak.

b) Penampang badan (*web*)

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{100 \text{ mm}}{3,2 \text{ mm}} = 31,25$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 108,54$$

$$\lambda_r = 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 164,54$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_p \leq \lambda_r$  maka profil badan tergolong Kompak.

Berdasarkan hasil perhitungan jika ditinjau terhadap rasio lebar terhadap tebal pada profil sayap dan juga badan, maka penampang termasuk komponen struktur profil I dan kanal yang melentur terhadap sumbu minornya (Pasal F6) berdasarkan SNI 1729:2020; Tabel F1.1; Hal-44.

Dari hasil pengklasifikasian penampang melintang yang digunakan, kekuatan lentur nominal ( $M_n$ ) harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas leleh (momen plastis) dan tekuk lokal sayap. Sehingga, perhitungan untuk memperoleh kekuatan momen nominal sesuai dengan parameter keadaan batas yang telah ditentukan adalah sebagai berikut:

a) Momen nominal akibat Leleh (*Yield*)

$$S_x = 21.300 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = 1,12 \times S_x = 1,12 \times 21.300 \text{ mm}^3 = 23.856 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p = F_y \times Z_x$$

$$M_n = 240 \text{ MPa} \times 23.856 \text{ mm}^3 = 5.725.440 \text{ Nmm} = 5,725 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 5,725 \text{ kNm} \geq 1,963 \text{ kNm}$$

$$5,153 \text{ kNm} \geq 1,963 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

b) Momen nominal akibat Tekuk Lokal Sayap (*Flange Local Buckling*)

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) = 5.725.440 \text{ Nmm} - (5.725.440$$

Nmm

$$\begin{aligned}
 & -0,7 \times 240 \text{ MPa} \times 21.300 \text{ mm}^3 \left( \frac{15,63 - 10,97}{28,87 - 10,97} \right) \\
 & = 5.166.489,92 \text{ Nmm} = 5,167 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Pengecekan Syarat:

$$\begin{aligned}
 \phi_b M_n & \geq M_u \\
 0,9 \times 5,167 \text{ kNm} & \geq 1,963 \text{ kNm} \\
 4,650 \text{ kNm} & \geq 1,963 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}
 \end{aligned}$$

Jadi, profil penampang yang digunakan dianggap aman terhadap leleh dan juga tekuk lokal sayap.

#### 6. Kontrol Lendutan (*Deflection*) Gording:

$$\delta_{\max} = \frac{L}{240} = \frac{4.000 \text{ mm}}{240} = 16,67 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \delta_x &= \frac{5qL^4}{384EI_y} + \frac{PL^3}{48EI_y} \\
 &= \frac{5 \times 0,04 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \times (4.000 \text{ mm})^4}{384 \times 200.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 240.000 \text{ mm}^4} + \frac{342,02 \text{ N} \times (4.000 \text{ mm})^3}{48 \times 200.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 240.000 \text{ mm}^4} \\
 &= 2,78 \text{ mm} + 9,5 \text{ mm} = 12,28 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta_y &= \frac{5qL^4}{384EI_x} + \frac{PL^3}{48EI_x} \\
 \delta &= \frac{5 \times 0,11 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \times (4.000 \text{ mm})^4}{384 \times 200.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 1.060.000 \text{ mm}^4} + \frac{939,69 \text{ N} \times (4.000 \text{ mm})^3}{48 \times 200.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 1.060.000 \text{ mm}^4} \\
 &= 1,73 \text{ mm} + 5,91 \text{ mm} = 7,64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta &= \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \leq \delta_{\max} \\
 &= \sqrt{(12,28 \text{ mm})^2 + (7,64 \text{ mm})^2} \leq 16,67 \text{ mm} \\
 &= 14,46 \text{ mm} \leq 16,67 \text{ mm} \text{ (Memenuhi Syarat)}
 \end{aligned}$$

Jadi, lendutan yang terjadi pada gording dengan profil *Lipped Channel* 100×50×20×3,2 dianggap aman serta telah memenuhi syarat yang ditentukan dan dapat digunakan sebagai gording pada rangka atap.

### 2.6.1.2 Perancangan Kuda-Kuda

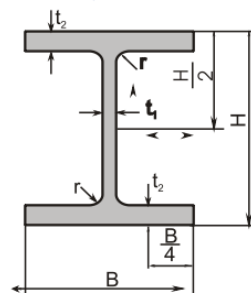
Kuda-kuda merupakan bagian dari atap yang berfungsi sebagai tumpuan semua beban yang terjadi pada rangka dan penutup atap yang selanjutnya akan disalurkan ke struktur balok dan kolom dibawahnya. Perhitungan dalam penentuan jenis profil kuda-kuda yang akan digunakan dalam perancangan struktur atap adalah sebagai berikut.

#### 1. Data Perancangan

Data perancangan dalam perhitungan kuda-kuda adalah sebagai berikut:

Jarak antar kuda-kuda	= 4.000 mm
Jarak antar gording	= 1.050 mm
Bentang kuda-kuda	= 10.000 mm
Kemiringan atap ( <i>Slope</i> )	= 20°
Panjang sisi miring atap	= 5.321 mm
Berat atap	= 4,86 kg/m <sup>2</sup>
Berat gording	= 5,50 kg/m
Mutu baja	= BJ 37
Tegangan leleh, $F_y$	= 240 MPa = 240 N/mm <sup>2</sup> = 2.400 kg/cm <sup>2</sup>
Tegangan putus, $F_u$	= 370 MPa = 370 N/mm <sup>2</sup> = 3.700 kg/cm <sup>2</sup>
Modulus elastisitas, $E$	= 200.000 MPa = 200.000 N/mm <sup>2</sup>
Berat jenis	= 7.850 kg/m <sup>3</sup>
Modulus geser baja, $G$	= 77.200 MPa
Poisson, $U$	= 0,3

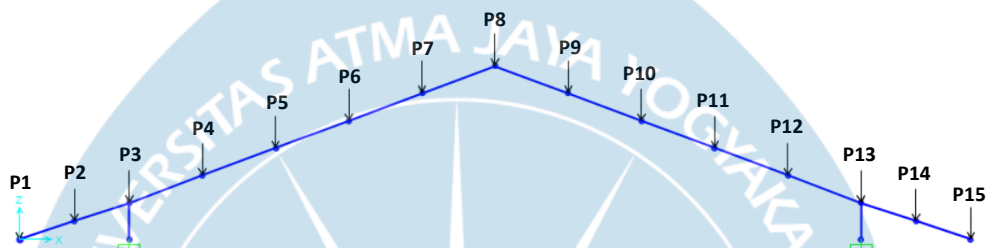
Digunakan profil *Wide Flange* 150×75×5×7 dengan data sebagai berikut:



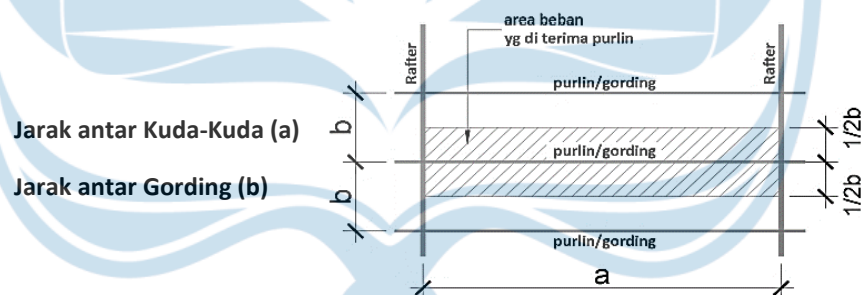
**Gambar 2.30** Penampang Profil WF

$H = 150 \text{ mm}$	$A = 17,85 \text{ cm}^2$	$r_x = 6,11 \text{ cm} = 61,1 \text{ mm}$
$B = 75 \text{ mm}$	$W = 14 \text{ kg/m}$	$r_y = 1,66 \text{ cm} = 16,6 \text{ mm}$
$t_1 = 5 \text{ mm}$	$I_x = 666 \text{ cm}^4$	$S_x = 88,8 \text{ cm}^3$
$t_2 = 7 \text{ mm}$	$I_y = 49,5 \text{ cm}^4$	$S_y = 13,2 \text{ cm}^3$
$r = 8 \text{ mm}$		

## 2. Perhitungan Pembebanan



**Gambar 2.31** Pembebanan



**Gambar 2.32** Tributary Area pada Gording

$$\begin{aligned}
 \text{Tributary Area} &= 2 \times (\frac{1}{2} \text{ Jarak antar gording}) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 1,050 \text{ m} \times 4 \text{ m} \\
 &= 4,2 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

### 1) Beban Mati (D)

#### a) Tepi (P1, P15)

Menerima beban setengah jarak gording ( $0,5 \times 1.050 \text{ mm} = 525 \text{ mm}$ )

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Penutup Atap} &= \frac{1}{2} \text{ Tributary area} \times \text{Berat atap} \\
 &= 0,525 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 48,6 \text{ N/m}^2 = 102,06 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Gording} &= \text{Panjang gording} \times \text{Berat gording} \\ &= 4 \text{ m} \times 55 \text{ N/m} = 220 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat lain-lain} &= (\text{Berat penutup atap} + \text{Berat gording}) \times 10\% \\ &= (102,06 \text{ N} + 220 \text{ N}) \times 10\% = 32,26 \text{ N}\end{aligned}$$

$$D = 102,06 \text{ N} + 220 \text{ N} + 32,26 \text{ N} = 354,860 \text{ N}$$

b) Tengah (P2-P7, P9-P14)

Menerima beban  $2 \times \frac{1}{2}$  jarak gording ( $2 \times 0,5 \times 1034 \text{ mm} = 1,034 \text{ m}$ )

$$\begin{aligned}\text{Berat Penutup Atap} &= 2 \times \frac{1}{2} \text{ Tributary area} \times \text{Berat atap} \\ &= 1,050 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 48,6 \text{ N/m}^2 = 204,12 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Gording} &= \text{Panjang gording} \times \text{Berat gording} \\ &= 4 \text{ m} \times 55 \text{ N/m} = 220 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat lain-lain} &= (\text{Berat penutup atap} + \text{Berat gording}) \times 10\% \\ &= (204,12 \text{ N} + 220 \text{ N}) \times 10\% = 42,412 \text{ N}\end{aligned}$$

$$D = 204,12 \text{ N} + 220 \text{ N} + 42,412 \text{ N} = 466,532 \text{ N}$$

c) Puncak (P8)

Menerima beban  $2 \times \frac{1}{2}$  jarak gording ( $2 \times 0,5 \times 1034 \text{ mm} = 1,034 \text{ m}$ )

$$\begin{aligned}\text{Berat Penutup Atap} &= 2 \times \frac{1}{2} \text{ Tributary area} \times \text{Berat atap} + \text{Bubungan} \\ &= 1,050 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times (48,6 \text{ N/m}^2 + 50 \text{ N/m}^2) \\ &= 414,12 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Gording} &= \text{Panjang gording} \times \text{Berat gording} \\ &= 4 \text{ m} \times 55 \text{ N/m} \times 2 = 440 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat lain-lain} &= (\text{Berat penutup atap} + \text{Berat gording}) \times 10\% \\ &= (414,12 \text{ N} + 440 \text{ N}) \times 10\% = 85,412 \text{ N}\end{aligned}$$

$$D = 414,12 \text{ N} + 440 \text{ N} + 85,412 \text{ N} = 939,532 \text{ N}$$

2) Beban Hidup (L)

$$L = 100 \text{ kg} = 1.000 \text{ N (Beban Pekerja)}$$



## 3) Beban Angin (W)

**Gambar 2.33** Koefisien Angin (PPPURG 1987)

- a) Beban Angin kondisi normal =  $25 \text{ kg/m}^2 = 250 \text{ N/m}^2$
- b) Koefisien Angin Tekan/Tiup =  $0,02\alpha - 0,4$  ; bila  $\alpha \leq 65^\circ$   
 $= 0,02 (20^\circ) - 0,4 = 0$
- $W_t$  = tekanan angin  $\times$  koefisien  $\times$  jarak antar kuda-kuda  
 $= 250 \text{ N/m}^2 \times 0 \times 4 \text{ m} = 0 \text{ N/m}$
- $W_{tx}$  =  $W_t \times \sin \alpha = 0 \text{ N/m} \times \sin (20^\circ) = 0 \text{ N/m}$
- $W_{ty}$  =  $W_t \times \cos \alpha = 0 \text{ N/m} \times \cos (20^\circ) = 0 \text{ N/m}$
- c) Koefisien Angin Hisap =  $-0,4$
- $W_h$  = tekanan angin  $\times$  koefisien  $\times$  jarak antar kuda-kuda  
 $= 250 \text{ N/m}^2 \times (-0,4) \times 4 \text{ m} = -400 \text{ N/m}$
- $W_{hx}$  =  $W_2 \times \sin \alpha = -400 \text{ N/m} \times \sin (20^\circ) = -136,81 \text{ N/m}$
- $W_{hy}$  =  $W_2 \times \cos \alpha = -400 \text{ N/m} \times \cos (20^\circ) = -375,88 \text{ N/m}$

## 3. Perhitungan Gaya pada Kuda-Kuda

Perhitungan gaya pada kuda-kuda menggunakan hasil analisis dengan SAP 2000 v.23. Berikut gaya dalam dari setiap kombinasi pembebanan:

**Tabel 2.37** Gaya-gaya terfaktor pada Kuda-Kuda *Output* SAP 2000 v.23

No	Kombinasi Pembebanan	Pu (kN)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	1,4D	7,261	1,843	2,203
2	1,2D + 1,6L + 0,5R	17,928	4,897	6,111
3	1,2D + 1,6R + 0,5W	5,376	1,615	1,90
4	1,2D + 1,0W + L + 0,5R	11,844	3,724	4,56

Sehingga, dari kombinasi pembebanan didapatkan:

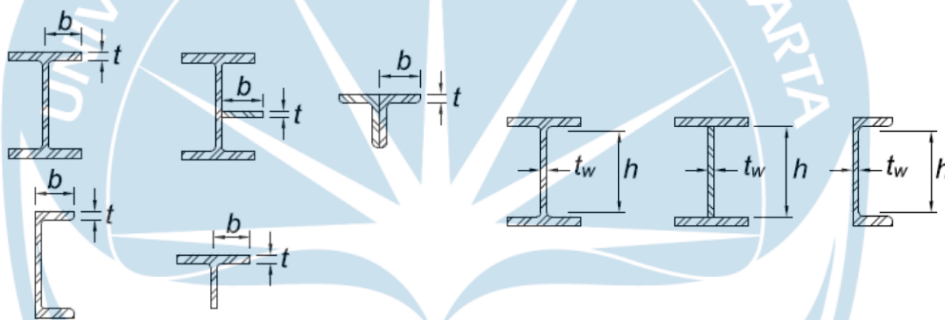
$$P_{\max} = 17,928 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 4,897 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 6,111 \text{ kNm}$$

#### 4. Perhitungan Kekuatan Aksial Nominal ( $P_n$ ) Profil Kuda-Kuda

Untuk komponen struktur yang mengalami tekan aksial, penampang diklasifikasikan sebagai penampang dengan elemen non-langsing atau elemen langsing. Pengecekan rasio lebar terhadap tebal bertujuan untuk mengklasifikasikan penampang sesuai dengan SNI 1729:2020; Tabel B4.1a. Berikut perhitungan untuk mengklasifikasikan penampang yang digunakan:



**Gambar 2.34** Lebar Terhadap Tebal  
Elemen Tekan yang Mengalami Aksial Tekan

a) Penampang sayap (flanges)  $\lambda \leq \lambda_r$

$$\left(\lambda = \frac{b}{t}\right) \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\left(\frac{(75 \text{ mm} - 5 \text{ mm}) \times 0,5}{7 \text{ mm}}\right) \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$\left(\frac{35 \text{ mm}}{7 \text{ mm}}\right) \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$5 \leq 16,17$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_r$  maka profil sayap tergolong Non-Langsing.

b) Penampang badan (web)  $\lambda \leq \lambda_r$

$$\left(\lambda = \frac{h}{t_w}\right) \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\left(\frac{(150 \text{ mm} - (2 \times 7 \text{ mm}))}{5 \text{ mm}}\right) \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$\left(\frac{136 \text{ mm}}{5 \text{ mm}}\right) \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$27,2 \leq 43,01$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_r$  maka profil badan tergolong Non-Langsing.

Berdasarkan hasil perhitungan jika ditinjau terhadap kelangsingan sayap dan juga kelangsingan badan, maka penampang termasuk profil tanpa elemen langsing sehingga jika berdasarkan SNI 1729:2020; Tabel E1.1; Hal-33, Kekuatan tekan nominal ( $P_n$ ) harus ditentukan berdasarkan pada keadaan batas berupa tekuk lentur (*flexural buckling*) dan tekuk torsi (*torsional buckling*). Sehingga, perhitungan untuk memperoleh kekuatan aksial nominal sesuai dengan parameter keadaan batas yang telah ditentukan adalah sebagai berikut:

a) Tekuk Lentur (*Flexural Buckling*)

Dalam pengecekan tekuk lentur pada komponen struktur tanpa elemen langsing mengacu pada SNI 1729:2020; Pasal E3; Hal-34. Berikut ini merupakan perhitungan untuk menentukan nilai kuat nominal profil terhadap tekuk lentur:

Analisa rasio kelangsingan elemen pada setiap sumbu:

$$\frac{L_c}{r} = \frac{KL}{r} \quad (2.11)$$

Keterangan:

$L_c/r$  = Rasio kelangsingan ( $L = 2500 \text{ mm}$  (Jarak antar pengaku))

$K$  = Faktor panjang efektif ( $K = 1$  karena perletakan berupa sendi-sendi)

$r$  = Radius girasi (mm)

Catatan:

Untuk komponen struktur yang didesain berdasarkan tekan, rasio kelangsingan efektif ( $L_c/r$ ) sebaiknya tidak melebihi 200.

$$\text{Sumbu-x : } \frac{L_c}{r} = \frac{KL_x}{r_x} = \frac{1 \times 2.500 \text{ mm}}{61,1 \text{ mm}} = 40,92 < 200$$

$$\text{Sumbu-y : } \frac{L_c}{r} = \frac{KL_y}{r_y} = \frac{1 \times 2.500 \text{ mm}}{16,6 \text{ mm}} = 150,6 < 200$$

Jadi, dipilih nilai  $\lambda_y = 150,6$  karena merupakan nilai terbesar dan menunjukkan bahwa sumbu-y lebih dominan mengalami tekuk lentur dari pada sumbu-x.

Tegangan kritis,  $F_{cr}$ , ditentukan sebagai berikut:

$$\left(\frac{L_c}{r}\right) > 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$150,6 > 4,71 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240}}$$

$$150,6 > 135,97$$

Maka, tegangan kritis ditentukan dengan persamaan  $F_{cr} = 0,877F_e$  (E3-3).

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}\right) = \left(\frac{\pi^2 \times 200.000 \text{ MPa}}{(150,6)^2}\right) = 87,0322 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 0,877F_e = 0,877 \times 87,0322 = 76,33 \text{ MPa}$$

Sehingga, nilai kuat aksial nominal profil terhadap tekuk lentur:

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 76,33 \text{ MPa} \times 1785 \text{ mm}^2 = 136.249,05 \text{ N} = 136,25 \text{ kN}$$

Keterangan:

$F_e$  = Tegangan tekuk kritis elastis (MPa)

$F_{cr}$  = Tegangan kritis (MPa)

$A_g$  = Luas penampang bruto komponen struktur ( $\text{mm}^2$ )

Pengecekan Syarat:

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

$$0,9 \times 136,25 \text{ kN} \geq 18,49 \text{ kN}$$

$$122,63 \text{ kN} \geq 18,49 \text{ kN (Memenuhi Syarat)}$$

b) Tekuk Torsi (*Torsional Buckling*)

Dalam pengecekan tekuk torsi pada komponen struktur tanpa elemen langsing mengacu pada SNI 1729:2020; Pasal E4; Hal-35. Berikut ini merupakan perhitungan untuk menentukan nilai kuat nominal profil terhadap tekuk torsi:

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} \quad (2.12)$$

Keterangan:

$F_e$  = Tegangan tekuk kritis elastis (MPa)

$C_w$  = Konstanta pilin ( $\text{mm}^6$ )

$G$  = Modulus elastisitas geser baja = 11.200 ksi (77.200 MPa)

$L_{cz}$  = Panjang pengaku (mm)

$J$  = Konstanta torsi ( $\text{mm}^4$ )

$I_x, I_y$  = Momen inersia terhadap sumbu utama x dan y ( $\text{mm}^4$ )

$$d' = h - t_f = 150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} = 143 \text{ mm}$$

$$J = \frac{(2 \times b \times t_f^3) + (d' \times t_w^3)}{3} = \frac{(2 \times 75 \text{ mm} \times (7 \text{ mm})^3) + (143 \text{ mm} \times (5 \text{ mm})^3)}{3}$$

$$= 23.108,33 \text{ mm}^4$$

$$C_w = \frac{d'^2 \times b^3 \times t_f}{24} = \frac{(143 \text{ mm})^2 \times (75 \text{ mm})^3 \times 7 \text{ mm}}{24} = 2.516.185.547 \text{ mm}^6$$

$K = 1,0$  (Asumsi)

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200.000 \text{ N/mm}^2 \times (2.516.185.547 \text{ mm}^6)}{((1 \times 2500 \text{ mm})^2)} + 77.200 \times 23.108,33$$

$\text{mm}^4$

$$\times \left( \frac{1}{(6.660.000 \text{ mm}^4 + 495.000 \text{ mm}^4)} \right)$$

$$= 260,44 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 0,877F_e = 0,877 \times 260,44 \text{ MPa} = 228,41 \text{ MPa}$$

Sehingga nilai kuat aksial nominal profil terhadap tekuk torsi :

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 228,41 \text{ MPa} \times 1785 \text{ mm}^2 = 407.711,85 \text{ N} = 407,71 \text{ kN}$$

Keterangan:

$F_e$  = Tegangan tekuk kritis elastis (MPa)

$F_{cr}$  = Tegangan kritis (MPa)

$A_g$  = Luas penampang bruto komponen struktur ( $\text{mm}^2$ )

Pengecekan Syarat:

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

$$0,9 \times 407,71 \text{ kN} \geq 17,928 \text{ kN}$$

$$366,94 \text{ kN} \geq 17,928 \text{ kN} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Jadi, profil penampang yang digunakan dianggap aman terhadap tekuk lentur dan juga tekuk torsi.

#### 5. Perhitungan Kekuatan Geser Nominal ( $V_n$ ) Profil Kuda-Kuda

Untuk perhitungan kekuatan geser nominal mengacu pada SNI 1729:2020; Pasal G2.1.(a) sebagai berikut:

Pengecekan komponen struktur:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{(150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} - 7 \text{ mm})}{5 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$27,2 \leq 64,66$$

Maka, profil termasuk komponen struktur profil-I gilas panas.

Dengan terpenuhinya syarat, maka nilai  $C_v = 1,0$  dan  $\phi_v = 1,0$

Sehingga nilai kuat geser nominal :

$$V_n = 0,6 F_y \times A_w \times C_v1$$

$$V_n = 0,6 \times F_y \times ((h - t_f - t_f) \times t_w) \times C_v1$$

$$= 0,6 \times 240 \text{ MPa} \times ((150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} - 7 \text{ mm}) \times 5 \text{ mm}) \times 1,0$$

$$= 97920 \text{ N} = 97,92 \text{ kN}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi_v V_n \geq V_u$$

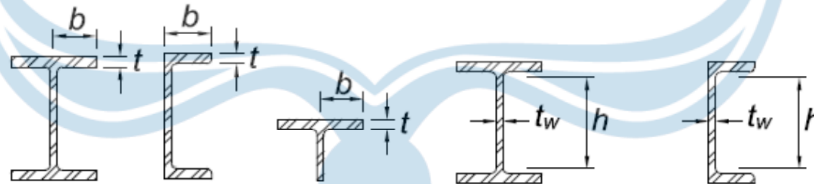
$$1,0 \times 97,92 \text{ kN} \geq 4,897 \text{ kN}$$

$$97,92 \text{ kN} \geq 4,897 \text{ kN} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Jadi, profil penampang yang digunakan dianggap aman terhadap gaya geser maksimum.

#### 6. Perhitungan Momen Nominal ( $M_n$ ) Profil Kuda-Kuda

Untuk elemen tekan komponen struktur yang mengalami lentur, penampang diklasifikasikan sebagai penampang dengan elemen kompak, nonkompak atau langsing. Pengecekan rasio lebar terhadap tebal bertujuan untuk mengklasifikasikan penampang sesuai dengan SNI 1729:2020; Tabel B4.1b. Berikut perhitungan untuk mengklasifikasikan penampang yang digunakan:



**Gambar 2.35** Lebar Terhadap Tebal  
Elemen Tekan yang Mengalami Lentur

##### a) Penampang sayap (*flanges*)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{((150 \text{ mm} - 5 \text{ mm}) \times 0,5)}{7 \text{ mm}} = 10,36$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 10,97$$

$$\lambda_r = 1 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 28,87$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_p \leq \lambda_r$  maka profil sayap tergolong Kompak.

b) Penampang badan (*web*)

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{(150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} - 7 \text{ mm})}{5 \text{ mm}} = 27,2$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 108,54$$

$$\lambda_r = 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 164,54$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_p \leq \lambda_r$  maka profil badan tergolong Kompak.

Berdasarkan hasil perhitungan jika ditinjau terhadap rasio lebar terhadap tebal pada profil sayap dan juga badan, maka penampang termasuk komponen struktur profil I kompak simetris ganda dan kanal yang melentur terhadap sumbu mayornya (Pasal F2) berdasarkan SNI 1729:2020; Tabel F1.1; Hal-44.

Dari hasil pengklasifikasian penampang melintang yang digunakan, kekuatan lentur nominal ( $M_n$ ) harus diperoleh dari nilai terendah keadaan batas leleh (momen plastis) dan tekuk torsi lateral. Sehingga, perhitungan untuk memperoleh kekuatan momen nominal sesuai dengan parameter keadaan batas yang telah ditentukan adalah sebagai berikut:

a) Momen nominal akibat Leleh (*Yield*)

$$S_x = 88.800 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = 1,12 \times S_x = 1,12 \times 88.800 \text{ mm}^3 = 99.456 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p = F_y \times Z_x$$

$$M_p = 240 \text{ MPa} \times 99.456 \text{ mm}^3 = 23.869.440 \text{ Nmm} = 23,869 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 23,869 \text{ kNm} \geq 6,42 \text{ kNm}$$

$$21,482 \text{ kNm} \geq 6,42 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$



b) Momen nominal akibat Tekuk Torsi Lateral (*Lateral Torsional Buckling*)

$L_b = 2.500 \text{ mm} = 2,5 \text{ m}$  (Jarak antar pengaku)

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 16,6 \text{ mm} \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 843,393 \text{ mm} = 0,843 \text{ m}$$

Radius girasi efektif (rts):

$h_0 = H - t_f = 150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} = 143 \text{ mm}$  (Jarak antar titik berat sayap)

$$r_{ts}^2 = \frac{I_{yh_0}}{2S_x}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{495.000 \text{ mm}^4 \times 143 \text{ mm}}{2 \times 88800 \text{ mm}^3}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{495.000 \text{ mm}^4 \times 143 \text{ mm}}{2 \times 88800 \text{ mm}^3}} = 19,964 \text{ mm}$$

Untuk profil I simetris ganda koefisien  $c = 1$   
(SNI 1729:2020; Pasal F2-8a)

Konstanta torsi (J):

$d' = h - t_f = 150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} = 143 \text{ mm}$  ( $d' = h_0$ )

$$J = \frac{(2 \times b \times t_f^3) + (d' \times t_w^3)}{3}$$

$$= \frac{(2 \times 75 \text{ mm} \times (7 \text{ mm})^3) + (143 \text{ mm} \times (5 \text{ mm})^3)}{3}$$

$$= 23108,33 \text{ mm}^4$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \times \frac{E}{0,7 f_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 f_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 1,95 (19,96 \text{ mm}) \times \frac{200.000 \text{ MPa}}{0,7 \times 240 \text{ MPa}} \times$$

$$\sqrt{(0,0018) + \sqrt{(0,0018)^2 + 4,77 \times 10^{-6}}}$$

$$= 3152,94 \text{ mm} = 3,15 \text{ m}$$

Jadi,  $L_p < L_b < L_r$  sehingga jika mengacu SNI 1279-2020; Pasal F.2.2, maka kekuatan momen nominal adalah:

$$M_n = C_b \left( M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \quad (2.13)$$

Keterangan:

$C_b$  = Faktor modifikasi tekuk torsi lateral

$L_b$  = Panjang antara titik-titik, baik yang terbreis terhadap perpindahan lateral sayap tekan (mm)

$L_p$  = Batas panjang tak terbreis lateral untuk keadaan batas leleh (mm)

$L_r$  = Batas panjang tak terbreis untuk keadaan batas pada tekuk torsi-lateral inelastik (mm)

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$M_A$  = Momen pada  $\frac{1}{4}$  segmen ( $\frac{1}{4} \times 5321 \text{ mm} = 1,33 \text{ m}$ ) = 0,34 kNm

$M_B$  = Momen pada  $\frac{1}{2}$  segmen ( $\frac{1}{2} \times 5321 \text{ mm} = 2,66 \text{ m}$ ) = 2,11 kNm

$M_C$  = Momen pada  $\frac{3}{4}$  segmen ( $\frac{3}{4} \times 5321 \text{ mm} = 3,99 \text{ m}$ ) = 0,23 kNm

$M_{\max} = 6,11 \text{ kNm}$

$$C_b = \frac{12,5 (6,11 \text{ kNm})}{2,5 (6,11 \text{ kNm}) + 3 (0,34 \text{ kNm}) + 4 (2,11 \text{ kNm}) + 3 (0,23 \text{ kNm})}$$

$$= 3$$

Sehinga nilai kuat momen nominal:

$$M_n = 3 \times (23,869 \text{ kNm} - (23,869 \text{ kNm} - 0,7(420 \text{ MPa})(88.800 \text{ mm}^3))$$

$$\left( \frac{2.500 \text{ mm} - 843,393 \text{ mm}}{3.152,94 \text{ mm} - 843,393 \text{ mm}} \right)$$

$$= 56,179 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

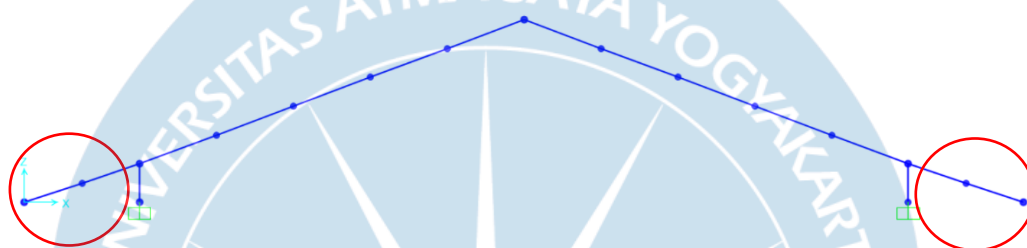
$$0,9 \times 56,179 \text{ kNm} \geq 6,111 \text{ kNm}$$

$$50,561 \text{ kNm} \geq 6,111 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Jadi, profil penampang yang digunakan dianggap aman terhadap leleh dan juga tekuk torsi lateral.

### 2.6.1.3 Perancangan Konsol (*Overstack*) Kuda-Kuda

Konsol (*overstack*) kuda-kuda merupakan komponen rangka atap baja yang biasa dipasang sebagai penopang *overhang* dari suatu kuda-kuda. Perhitungan dalam penentuan jenis profil konsol kuda-kuda yang akan digunakan dalam perancangan struktur atap adalah sebagai berikut.



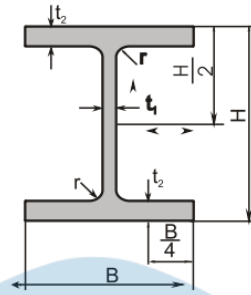
**Gambar 2.36** Konsol pada Kuda-Kuda

#### 1. Data Perancangan

Data perancangan dalam perhitungan kuda-kuda adalah sebagai berikut:

Jarak antar kuda-kuda	= 4.000 mm
Jarak antar gording	= 1.050 mm
Bentang kuda-kuda	= 10.000 mm
Kemiringan atap ( <i>Slope</i> )	= 20°
Panjang sisi miring atap	= 5.321 mm
Berat atap	= 4,86 kg/m <sup>2</sup>
Berat gording	= 5,50 kg/m
Mutu baja	= BJ 37
Tegangan leleh, $F_y$	= 240 MPa = 240 N/mm <sup>2</sup> = 2.400 kg/cm <sup>2</sup>
Tegangan putus, $F_u$	= 370 MPa = 370 N/mm <sup>2</sup> = 3.700 kg/cm <sup>2</sup>
Modulus elastisitas, $E$	= 200.000 MPa = 200.000 N/mm <sup>2</sup>
Berat jenis	= 7.850 kg/m <sup>3</sup>
Modulus geser baja, $G$	= 77.200 MPa
Poisson, $U$	= 0,3

Digunakan profil *Wide Flange* 150×75×5×7 dengan data sebagai berikut:



**Gambar 2.37** Penampang Profil WF

$H = 150 \text{ mm}$	$A = 17,85 \text{ cm}^2$	$r_x = 6,11 \text{ cm} = 61,1 \text{ mm}$
$B = 75 \text{ mm}$	$W = 14 \text{ kg/m}$	$r_y = 1,66 \text{ cm} = 16,6 \text{ mm}$
$t_1 = 5 \text{ mm}$	$I_x = 666 \text{ cm}^4$	$S_x = 88,8 \text{ cm}^3$
$t_2 = 7 \text{ mm}$	$I_y = 49,5 \text{ cm}^4$	$S_y = 13,2 \text{ cm}^3$
$r = 8 \text{ mm}$		

2. Perhitungan Gaya pada Konsol (*Overstack*)

Perhitungan gaya pada konsol menggunakan hasil analisis dengan SAP 2000 v.23. Berikut gaya dalam maksimum dari kombinasi pembebanan:

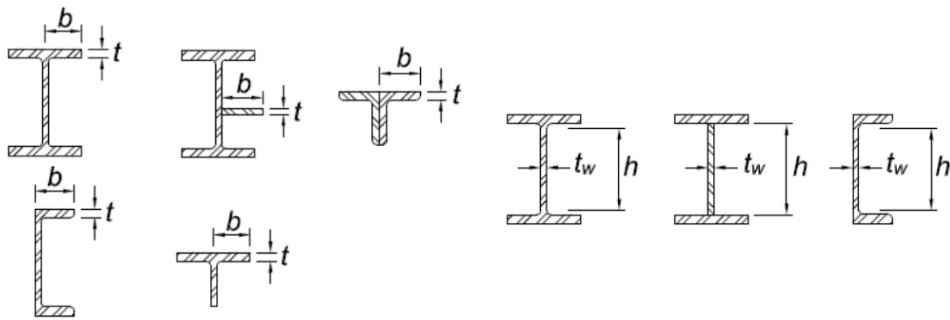
$$P_{\max} = 1,40 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 4,21 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 4,85 \text{ kNm}$$

3. Perhitungan Kekuatan Aksial Nominal ( $P_n$ ) Profil Konsol

Untuk komponen struktur yang mengalami tekan aksial, penampang diklasifikasikan sebagai penampang dengan elemen non-langsing atau elemen langsing. Pengecekan rasio lebar terhadap tebal bertujuan untuk mengklasifikasikan penampang sesuai dengan SNI 1729:2020; Tabel B4.1a. Berikut perhitungan untuk mengklasifikasikan penampang yang digunakan:



**Gambar 2.38** Lebar Terhadap Tebal  
Elemen Tekan yang Mengalami Aksial Tekan

- a) Penampang sayap (flanges)  $\lambda \leq \lambda_r$

$$\left(\lambda = \frac{b}{t}\right) \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\left(\frac{(75 \text{ mm} - 5 \text{ mm}) \times 0,5}{7 \text{ mm}}\right) \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$\left(\frac{35 \text{ mm}}{7 \text{ mm}}\right) \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$5 \leq 16,17$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_r$  maka profil sayap tergolong Non-Langsing.

- b) Penampang badan (web)  $\lambda \leq \lambda_r$

$$\left(\lambda = \frac{h}{t_w}\right) \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\left(\frac{(150 \text{ mm} - (2 \times 7 \text{ mm}))}{5 \text{ mm}}\right) \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$\left(\frac{136 \text{ mm}}{5 \text{ mm}}\right) \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$27,2 \leq 43,01$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_r$  maka profil badan tergolong Non-Langsing.

Berdasarkan hasil perhitungan jika ditinjau terhadap kelangsingan sayap dan juga kelangsingan badan, maka penampang termasuk profil tanpa elemen langsing sehingga jika berdasarkan SNI 1729:2020; Tabel E1.1; Hal-33, Kekuatan tekan nominal ( $P_n$ ) harus ditentukan berdasarkan pada keadaan batas berupa tekuk lentur (*flexural buckling*) dan tekuk torsi (*torsional buckling*). Sehingga, perhitungan untuk memperoleh kekuatan aksial nominal sesuai dengan parameter keadaan batas yang telah ditentukan adalah sebagai berikut:

a) Tekuk Lentur (*Flexural Buckling*)

Dalam pengecekan tekuk lentur pada komponen struktur tanpa elemen langsing mengacu pada SNI 1729:2020; Pasal E3; Hal-34. Berikut ini merupakan perhitungan untuk menentukan nilai kuat nominal profil terhadap tekuk lentur:

Analisa rasio kelangsingan elemen pada setiap sumbu:

$$\frac{L_c}{r} = \frac{KL}{r}$$

Keterangan:

$L_c/r$  = Rasio kelangsingan ( $L = 950$  mm (Jarak antar pengaku))

$K$  = Faktor panjang efektif ( $K = 1$  karena perletakan berupa sendi-sendi)

$r$  = Radius girasi (mm)

Catatan:

Untuk komponen struktur yang didesain berdasarkan tekan, rasio kelangsingan efektif ( $L_c/r$ ) sebaiknya tidak melebihi 200.

$$\text{Sumbu-x : } \frac{L_c}{r} = \frac{KL_x}{r_x} = \frac{1 \times 950 \text{ mm}}{61,1 \text{ mm}} = 15,55 < 200$$

$$\text{Sumbu-y : } \frac{L_c}{r} = \frac{KL_y}{r_y} = \frac{1 \times 950 \text{ mm}}{16,6 \text{ mm}} = 57,23 < 200$$

Jadi, dipilih nilai  $\lambda_y = 57,23$  karena merupakan nilai terbesar dan menunjukkan bahwa sumbu-y lebih dominan mengalami tekuk lentur dari pada sumbu-x.

Tegangan kritis,  $F_{cr}$ , ditentukan sebagai berikut:

$$\left(\frac{L_c}{r}\right) \leq 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$57,23 \leq 4,71 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240}}$$

$$57,23 \leq 135,97$$

Maka, tegangan kritis ditentukan dengan persamaan  $F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$  (E3-2).

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}\right) = \left(\frac{\pi^2 \times 200.000 \text{ MPa}}{(57,23)^2}\right) = 602,67 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = \left(0,658 \frac{240 \text{ MPa}}{602,67 \text{ MPa}}\right) \times 240 \text{ MPa} = 203,15 \text{ MPa}$$

Sehingga, nilai kuat aksial nominal profil terhadap tekuk lentur:

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 203,15 \text{ MPa} \times 1785 \text{ mm}^2 = 362622,75 \text{ N} = 362,62 \text{ kN}$$

Keterangan:

$F_e$  = Tegangan tekuk kritis elastis (MPa)

$F_{cr}$  = Tegangan kritis (MPa)

$A_g$  = Luas penampang bruto komponen struktur ( $\text{mm}^2$ )

Pengecekan Syarat:

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

$$0,9 \times 362,62 \text{ kN} \geq 1,40 \text{ kN}$$

$$326,36 \text{ kN} \geq 1,40 \text{ kN} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

b) Tekuk Torsi (*Torsional Buckling*)

Dalam pengecekan tekuk torsi pada komponen struktur tanpa elemen langsing mengacu pada SNI 1729:2020; Pasal E4; Hal-35. Berikut ini merupakan perhitungan untuk menentukan nilai kuat nominal profil terhadap tekuk torsi:

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y}$$

Keterangan:

$F_e$  = Tegangan tekuk kritis elastis (MPa)

$C_w$  = Konstanta pilin ( $\text{mm}^6$ )

$G$  = Modulus elastisitas geser baja = 11.200 ksi (77200 MPa)

$L_{cz}$  = Panjang pengaku (mm)

$J$  = Konstanta torsi ( $\text{mm}^4$ )

$I_x, I_y$  = Momen inersia terhadap sumbu utama x dan y ( $\text{mm}^4$ )

$$d' = h - t_f = 150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} = 143 \text{ mm}$$

$$J = \frac{(2 \times b \times t_f^3) + (d' \times t_w^3)}{3} = \frac{(2 \times 75 \text{ mm} \times (7 \text{ mm})^3) + (143 \text{ mm} \times (5 \text{ mm})^3)}{3}$$

$$= 23.108,33 \text{ mm}^4$$

$$C_w = \frac{d'^2 \times b^3 \times t_f}{24} = \frac{(143 \text{ mm})^2 \times (75 \text{ mm})^3 \times 7 \text{ mm}}{24} = 2.516.185.547 \text{ mm}^6$$

$K = 1,0$  (Asumsi)

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200.000 \text{ N/mm}^2 \times (2.516.185.547 \text{ mm}^6)}{((1 \times 2.500 \text{ mm})^2)} + 77.200 \times 23.108,33$$

$$\text{mm}^4$$

$$\times \left( \frac{1}{(6.660.000 \text{ mm}^4 + 495.000 \text{ mm}^4)} \right)$$

$$= 260,44 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left( 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = \left( 0,658 \frac{240}{260,44} \right) \times 240 = 153,88 \text{ MPa}$$

Sehingga nilai kuat aksial nominal profil terhadap tekuk torsi :

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 153,88 \text{ MPa} \times 1785 \text{ mm}^2 = 274.675,8 \text{ N} = 274,68 \text{ kN}$$

Keterangan:

$F_e$  = Tegangan tekuk kritis elastis (MPa)



$F_{cr}$  = Tegangan kritis (MPa)

$A_g$  = Luas penampang bruto komponen struktur ( $\text{mm}^2$ )

Pengecekan Syarat:

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

$$0,9 \times 274,68 \text{ kN} \geq 1,40 \text{ kN}$$

$$247,21 \text{ kN} \geq 1,40 \text{ kN} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Jadi, profil penampang yang digunakan dianggap aman terhadap tekuk lentur dan juga tekuk torsi.

#### 4. Perhitungan Kekuatan Geser Nominal ( $V_n$ ) Profil Konsol

Untuk perhitungan kekuatan geser nominal mengacu pada SNI 1729:2020; Pasal G2.1.(a) sebagai berikut:

Pengecekan komponen struktur:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{(150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} - 7 \text{ mm})}{5 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$27,2 \leq 64,66$$

Maka, profil termasuk komponen struktur profil-I gilas panas.

Dengan terpenuhinya syarat, maka nilai  $C_v1 = 1,0$  dan  $\phi_v = 1,0$

Sehingga nilai kuat geser nominal :

$$V_n = 0,6 F_y \times A_w \times C_v1$$

$$V_n = 0,6 \times F_y \times ((h - t_f - t_f) \times t_w) \times C_v1$$

$$= 0,6 \times 240 \text{ MPa} \times ((150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} - 7 \text{ mm}) \times 5 \text{ mm}) \times 1,0$$

$$= 97.920 \text{ N} = 97,92 \text{ kN}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi_v V_n \geq V_u$$

$$1,0 \times 97,92 \text{ kN} \geq 4,21 \text{ kN}$$

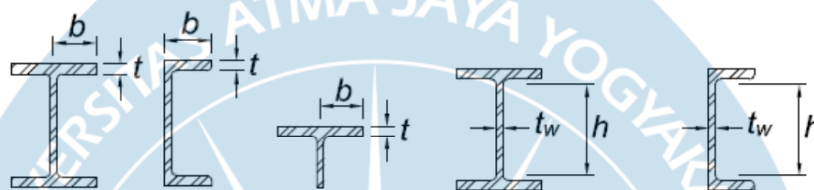
$$97,92 \text{ kN} \geq 4,21 \text{ kN} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Jadi, profil penampang yang digunakan dianggap aman terhadap gaya geser maksimum.

#### 5. Perhitungan Momen Nominal ( $M_n$ ) Profil Konsol

Untuk elemen tekan komponen struktur yang mengalami lentur, penampang diklasifikasikan sebagai penampang dengan elemen kompak, nonkompak atau langsing. Pengecekan rasio lebar terhadap tebal bertujuan untuk mengklasifikasikan penampang sesuai dengan SNI 1729:2020; Tabel B4.1b.

Berikut perhitungan untuk mengklasifikasikan penampang yang digunakan:



**Gambar 2.39** Lebar Terhadap Tebal  
Elemen Tekan yang Mengalami Lentur

##### a) Penampang sayap (*flanges*)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{((150 \text{ mm} - 5 \text{ mm}) \times 0,5)}{7 \text{ mm}} = 10,36$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 10,97$$

$$\lambda_r = 1 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 28,87$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_p \leq \lambda_r$  maka profil sayap tergolong Kompak.

##### b) Penampang badan (*web*)

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{(150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} - 7 \text{ mm})}{5 \text{ mm}} = 27,2$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 108,54$$

$$\lambda_r = 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 164,54$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_p \leq \lambda_r$  maka profil badan tergolong Kompak.

Berdasarkan hasil perhitungan jika ditinjau terhadap rasio lebar terhadap tebal pada profil sayap dan juga badan, maka penampang termasuk komponen struktur profil I kompak simetris ganda dan kanal yang melentur terhadap sumbu mayornya (Pasal F2) berdasarkan SNI 1729:2020; Tabel F1.1; Hal-44.

Dari hasil pengklasifikasian penampang melintang yang digunakan, kekuatan lentur nominal ( $M_n$ ) harus diperoleh dari nilai terendah keadaan batas leleh (momen plastis) dan tekuk torsi lateral. Sehingga, perhitungan untuk memperoleh kekuatan momen nominal sesuai dengan parameter keadaan batas yang telah ditentukan adalah sebagai berikut:

- a) Momen nominal akibat Leleh (*Yield*)

$$S_x = 88.800 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = 1,12 \times S_x = 1,12 \times 88.800 \text{ mm}^3 = 99.456 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p = F_y \times Z_x$$

$$\begin{aligned} M_p &= 240 \text{ MPa} \times 99.456 \text{ mm}^3 \\ &= 23.869.440 \text{ Nmm} = 23,869 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 23,869 \text{ kNm} \geq 6,42 \text{ kNm}$$

$$21,482 \text{ kNm} \geq 6,42 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

- b) Momen nominal akibat Tekuk Torsi Lateral (*Lateral Torsional Buckling*)

$$L_b = 950 \text{ mm} = 0,95 \text{ m} \text{ (Jarak antar pengaku)}$$

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 16,6 \text{ mm} \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 843,393 \text{ mm} = 0,843 \text{ m}$$

Radius girasi efektif ( $r_{ts}$ ):

$$h_0 = H - t_f = 150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} = 143 \text{ mm} \text{ (Jarak antar titik berat sayap)}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_0}{2S_x}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{495.000 \text{ mm}^4 \times 143 \text{ mm}}{2 \times 88.800 \text{ mm}^3}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{495.000 \text{ mm}^4 \times 143 \text{ mm}}{2 \times 88.800 \text{ mm}^3}}$$

$$= 19,964 \text{ mm}$$

Untuk profil I simetris ganda koefisien  $c = 1$   
(SNI 1729:2020; Pasal F2-8a)

Konstanta torsi (J):

$$d' = h - t_f = 150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} = 143 \text{ mm} \quad (d' = h_0)$$

$$J = \frac{(2 \times b \times t_f^3) + (d' \times t_w^3)}{3}$$

$$= \frac{(2 \times 75 \text{ mm} \times (7 \text{ mm})^3) + (143 \text{ mm} \times (5 \text{ mm})^3)}{3} = 23108,33 \text{ mm}^4$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \times \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 1,95 (19,96 \text{ mm}) \times \frac{200.000 \text{ MPa}}{0,7 \times 240 \text{ MPa}} \times$$

$$\sqrt{(0,0018) + \sqrt{(0,0018)^2 + 4,77 \times 10^{-6}}}$$

$$= 3152,94 \text{ mm} = 3,15 \text{ m}$$

Jadi,  $L_p < L_b < L_r$  sehingga jika mengacu SNI 1729-2020; Pasal F.2.2, maka kekuatan momen nominal adalah:

$$M_n = C_b \left( M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right)$$

Keterangan:

$C_b$  = Faktor modifikasi tekuk torsi lateral

$L_b$  = Panjang antara titik-titik, baik yang terbreis terhadap perpindahan lateral sayap tekan (mm)

$L_p$  = Batas panjang tak terbreis lateral untuk keadaan batas leleh (mm)

$L_r$  = Batas panjang tak terbreis untuk keadaan batas pada tekuk torsi-lateral inelastik (mm)

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$M_A$  = Momen pada  $\frac{1}{4}$  segmen ( $\frac{1}{4} \times 1596 \text{ mm} = 0,399 \text{ m}$ ) = 0,78 kNm

$M_B$  = Momen pada  $\frac{1}{2}$  segmen ( $\frac{1}{2} \times 1596 \text{ mm} = 0,798 \text{ m}$ ) = 1,57 kNm

$M_C$  = Momen pada  $\frac{3}{4}$  segmen ( $\frac{3}{4} \times 1596 \text{ mm} = 1,197 \text{ m}$ ) = 3,22 kNm

$M_{\max} = 4,85 \text{ kNm}$

$$C_b = \frac{12,5 (4,85 \text{ kNm})}{2,5 (4,85 \text{ kNm}) + 3 (0,78 \text{ kNm}) + 4 (1,57 \text{ kNm}) + 3 (3,22 \text{ kNm})}$$

$$= 1,99$$

Sehinga nilai kuat momen nominal:

$$M_n = 1,99 \times (23,869 \text{ kNm} - (23,869 \text{ kNm} - 0,7(420 \text{ MPa})(88.800 \text{ mm}^3))$$

$$\left( \frac{950 \text{ mm} - 843,393 \text{ mm}}{3152,94 \text{ mm} - 843,393 \text{ mm}} \right)$$

$$= 23,98 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

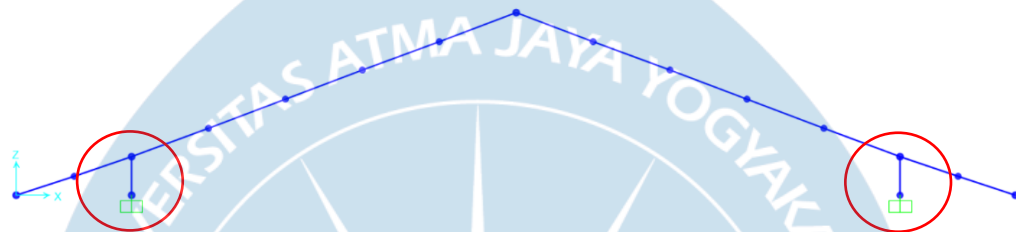
$$0,9 \times 23,98 \text{ kNm} \geq 4,85 \text{ kNm}$$

$$21,582 \text{ kNm} \geq 4,85 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Jadi, profil penampang yang digunakan dianggap aman terhadap leleh dan juga tekuk torsi lateral.

### 2.6.1.4 Perancangan Kolom Baja

Kolom baja merupakan bagian dari rangka atap baja yang berfungsi sebagai struktur vertikal yang memikul beban yang disalurkan dari bagian kuda-kuda dan balok. Perhitungan dalam penentuan jenis profil kolom baja yang akan digunakan dalam perancangan struktur atap adalah sebagai berikut.



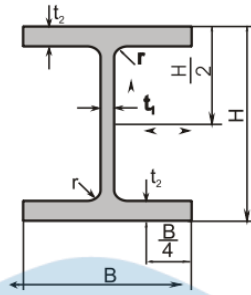
**Gambar 2.40** Kolom Baja

#### 1. Data Perancangan

Data perancangan dalam perhitungan kolom baja adalah sebagai berikut:

Jarak antar kuda-kuda	= 4.000 mm
Jarak antar gording	= 1.050 mm
Bentang kuda-kuda	= 10.000 mm
Kemiringan atap ( <i>Slope</i> )	= 20°
Panjang sisi miring atap	= 5.321 mm
Berat atap	= 4,86 kg/m <sup>2</sup>
Berat gording	= 5,50 kg/m
Mutu baja	= BJ 37
Tegangan leleh, $F_y$	= 240 MPa = 240 N/mm <sup>2</sup> = 2.400 kg/cm <sup>2</sup>
Tegangan putus, $F_u$	= 370 MPa = 370 N/mm <sup>2</sup> = 3.700 kg/cm <sup>2</sup>
Modulus elastisitas, $E$	= 200.000 MPa = 200.000 N/mm <sup>2</sup>
Berat jenis	= 7.850 kg/m <sup>3</sup>
Modulus geser baja, $G$	= 77.200 MPa
Poisson, $U$	= 0,3

Digunakan profil *Wide Flange* 150×75×5×7 dengan data sebagai berikut:



**Gambar 2.41** Penampang Profil WF

$H = 150 \text{ mm}$	$A = 17,85 \text{ cm}^2$	$r_x = 6,11 \text{ cm} = 61,1 \text{ mm}$
$B = 75 \text{ mm}$	$W = 14 \text{ kg/m}$	$r_y = 1,66 \text{ cm} = 16,6 \text{ mm}$
$t_1 = 5 \text{ mm}$	$I_x = 666 \text{ cm}^4$	$S_x = 88,8 \text{ cm}^3$
$t_2 = 7 \text{ mm}$	$I_y = 49,5 \text{ cm}^4$	$S_y = 13,2 \text{ cm}^3$
$r = 8 \text{ mm}$		

## 2. Perhitungan Gaya pada Kolom Baja

Perhitungan gaya pada kolom baja menggunakan hasil analisis dengan SAP 2000 v.23. Berikut gaya dalam maksimum dari kombinasi pembebanan:

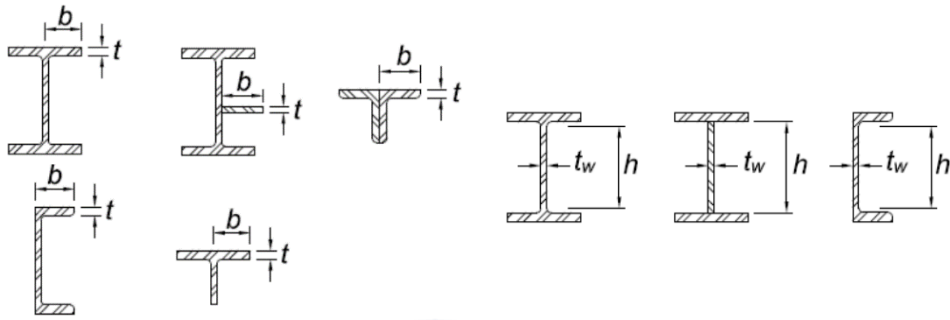
$$P_{\max} = 17,53 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 15,08 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 6,28 \text{ kNm}$$

## 3. Perhitungan Kekuatan Aksial Nominal ( $P_n$ ) Kolom Baja

Untuk komponen struktur yang mengalami tekan aksial, penampang diklasifikasikan sebagai penampang dengan elemen non-langsing atau elemen langsing. Pengecekan rasio lebar terhadap tebal bertujuan untuk mengklasifikasikan penampang sesuai dengan SNI 1729:2020; Tabel B4.1a. Berikut perhitungan untuk mengklasifikasikan penampang yang digunakan:



**Gambar 2.42** Lebar Terhadap Tebal  
Elemen Tekan yang Mengalami Aksial Tekan

- a) Penampang sayap (flanges)  $\lambda \leq \lambda_r$

$$\left(\lambda = \frac{b}{t}\right) \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\left(\frac{(75 \text{ mm} - 5 \text{ mm}) \times 0,5}{7 \text{ mm}}\right) \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$\left(\frac{35 \text{ mm}}{7 \text{ mm}}\right) \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$5 \leq 16,17$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_r$  maka profil sayap tergolong Non-Langsing.

- b) Penampang badan (web)  $\lambda \leq \lambda_r$

$$\left(\lambda = \frac{h}{t_w}\right) \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\left(\frac{(150 \text{ mm} - (2 \times 7 \text{ mm}))}{5 \text{ mm}}\right) \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$\left(\frac{136 \text{ mm}}{5 \text{ mm}}\right) \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$27,2 \leq 43,01$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_r$  maka profil badan tergolong Non-Langsing.



Berdasarkan hasil perhitungan jika ditinjau terhadap kelangsingan sayap dan juga kelangsingan badan, maka penampang termasuk profil tanpa elemen langsing sehingga jika berdasarkan SNI 1729:2020; Tabel E1.1; Hal-33, Kekuatan tekan nominal ( $P_n$ ) harus ditentukan berdasarkan pada keadaan batas berupa tekuk lentur (*flexural buckling*) dan tekuk torsi (*torsional buckling*). Sehingga, perhitungan untuk memperoleh kekuatan aksial nominal sesuai dengan parameter keadaan batas yang telah ditentukan adalah sebagai berikut:

a) Tekuk Lentur (*Flexural Buckling*)

Dalam pengecekan tekuk lentur pada komponen struktur tanpa elemen langsing mengacu pada SNI 1729:2020; Pasal E3; Hal-34. Berikut ini merupakan perhitungan untuk menentukan nilai kuat nominal profil terhadap tekuk lentur:

Analisa rasio kelangsingan elemen pada setiap sumbu:

$$\frac{L_c}{r} = \frac{KL}{r}$$

Keterangan:

$L_c/r$  = Rasio kelangsingan ( $L = h = 500$  mm (Tinggi Kolom))

$K$  = Faktor panjang efektif ( $K = 1$  karena perletakan berupa sendi-sendi)

$r$  = Radius girasi (mm)

Catatan:

Untuk komponen struktur yang didesain berdasarkan tekan, rasio kelangsingan efektif ( $L_c/r$ ) sebaiknya tidak melebihi 200.

$$\text{Sumbu-x : } \frac{L_c}{r} = \frac{KL_x}{r_x} = \frac{1 \times 500 \text{ mm}}{61,1 \text{ mm}} = 8,18 < 200$$

$$\text{Sumbu-y : } \frac{L_c}{r} = \frac{KL_y}{r_y} = \frac{1 \times 500 \text{ mm}}{16,6 \text{ mm}} = 30,12 < 200$$

Jadi, dipilih nilai  $\lambda_y = 30,12$  karena merupakan nilai terbesar dan menunjukkan bahwa sumbu-y lebih dominan mengalami tekuk lentur dari pada sumbu-x.

Tegangan kritis,  $F_{cr}$ , ditentukan sebagai berikut:

$$\left(\frac{L_c}{r}\right) \leq 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$30,12 \leq 4,71 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240}}$$

$$30,12 \leq 135,97$$

Maka, tegangan kritis ditentukan dengan persamaan  $F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$  (E3-2).

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}\right) = \left(\frac{\pi^2 \times 200.000 \text{ MPa}}{(30,12)^2}\right) = 2.175,8 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y = \left(0,658 \frac{240 \text{ MPa}}{2.175,8 \text{ MPa}}\right) \times 240 \text{ MPa} = 229,17 \text{ MPa}$$

Sehingga, nilai kuat aksial nominal profil terhadap tekuk lentur:

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 229,17 \text{ MPa} \times 1.785 \text{ mm}^2 = 409.068,45 \text{ N} = 409,07 \text{ kN}$$

Keterangan:

$F_e$  = Tegangan tekuk kritis elastis (MPa)

$F_{cr}$  = Tegangan kritis (MPa)

$A_g$  = Luas penampang bruto komponen struktur ( $\text{mm}^2$ )

Pengecekan Syarat:

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

$$0,9 \times 409,07 \text{ kN} \geq 17,53 \text{ kN}$$

$$368,16 \text{ kN} \geq 17,53 \text{ kN} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

b) Tekuk Torsi (*Torsional Buckling*)

Dalam pengecekan tekuk torsi pada komponen struktur tanpa elemen langsing mengacu pada SNI 1729:2020; Pasal E4; Hal-35. Berikut ini merupakan perhitungan untuk menentukan nilai kuat nominal profil terhadap tekuk torsi:

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y}$$

Keterangan:

$F_e$  = Tegangan Tekuk Kritis Elastis (MPa)

$C_w$  = Konstanta pilin ( $\text{mm}^6$ )

$G$  = Modulus elastisitas geser baja = 11.200 ksi (77.200 MPa)

$L_{cz}$  = Panjang pengaku (mm)

$J$  = Konstanta torsi ( $\text{mm}^4$ )

$I_x, I_y$  = Momen inersia terhadap sumbu utama x dan y ( $\text{mm}^4$ )

$$d' = h - t_f = 150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} = 143 \text{ mm}$$

$$J = \frac{(2 \times b \times t_f^3) + (d' \times t_w^3)}{3} = \frac{(2 \times 75 \text{ mm} \times (7 \text{ mm})^3) + (143 \text{ mm} \times (5 \text{ mm})^3)}{3}$$

$$= 23.108,33 \text{ mm}^4$$

$$C_w = \frac{d'^2 \times b^3 \times t_f}{24} = \frac{(143 \text{ mm})^2 \times (75 \text{ mm})^3 \times 7 \text{ mm}}{24} = 2516185547 \text{ mm}^6$$

$K = 1,0$  (Asumsi)

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200000 \text{ N/mm}^2 \times (2516185547 \text{ mm}^6)}{((1 \times 500 \text{ mm})^2)} + 77200 \times 23108,33 \text{ mm}^4$$

$$\times \left( \frac{1}{(6660000 \text{ mm}^4 + 495000 \text{ mm}^4)} \right)$$

$$= 3.025,991 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left( 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y = \left( 0,658 \frac{240}{3025,991} \right) \times 240 = 232,16 \text{ MPa}$$

Sehingga nilai kuat aksial nominal profil terhadap tekuk torsi:

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 232,16 \text{ MPa} \times 1.785 \text{ mm}^2 = 414.405,6 \text{ N} = 414,406 \text{ kN}$$

Keterangan:

$F_e$  = Tegangan tekuk kritis elastis (MPa)

$F_{cr}$  = Tegangan kritis (MPa)

$A_g$  = Luas penampang bruto komponen struktur ( $\text{mm}^2$ )

Pengecekan Syarat:

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

$$0,9 \times 414,406 \text{ kN} \geq 17,53 \text{ kN}$$

$$372,965 \text{ kN} \geq 17,53 \text{ kN (Memenuhi Syarat)}$$

Jadi, profil penampang yang digunakan dianggap aman terhadap tekuk lentur dan juga tekuk torsi.

#### 4. Perhitungan Kekuatan Geser Nominal ( $V_n$ ) Profil Kolom Baja

Untuk perhitungan kekuatan geser nominal mengacu pada SNI 1729:2020;

Pasal G2.1.(a) sebagai berikut:

Pengecekan komponen struktur:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{(150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} - 7 \text{ mm})}{5 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}}$$

$$27,2 \leq 64,66$$

Maka, profil termasuk komponen struktur profil-I gilas panas.

Dengan terpenuhinya syarat, maka nilai  $C_v1 = 1,0$  dan  $\phi_v = 1,0$

Sehingga nilai kuat geser nominal:

$$V_n = 0,6 F_y \times A_w \times C_v1$$

$$V_n = 0,6 \times F_y \times ((h - t_f - t_f) \times t_w) \times C_v1$$

$$= 0,6 \times 240 \text{ MPa} \times ((150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} - 7 \text{ mm}) \times 5 \text{ mm}) \times 1,0$$

$$= 97.920 \text{ N} = 97,92 \text{ kN}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi_v V_n \geq V_u$$

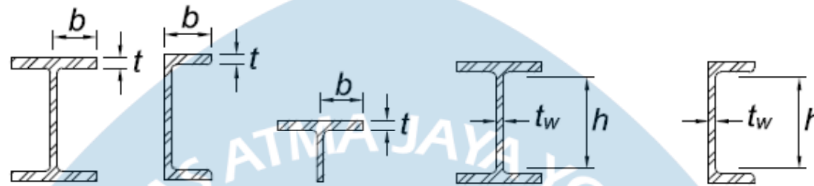
$$1,0 \times 97,92 \text{ kN} \geq 15,08 \text{ kN}$$

$$97,92 \text{ kN} \geq 15,08 \text{ kN (Memenuhi Syarat)}$$

Jadi, profil penampang yang digunakan dianggap aman terhadap gaya geser maksimum.

### 5. Perhitungan Momen Nominal ( $M_n$ ) Profil Kolom Baja

Untuk elemen tekan komponen struktur yang mengalami lentur, penampang diklasifikasikan sebagai penampang dengan elemen kompak, nonkompak atau langsing. Pengecekan rasio lebar terhadap tebal bertujuan untuk mengklasifikasikan penampang sesuai dengan SNI 1729:2020; Tabel B4.1b. Berikut perhitungan untuk mengklasifikasikan penampang yang digunakan:



**Gambar 2.43** Lebar Terhadap Tebal  
Elemen Tekan yang Mengalami Lentur

#### a) Penampang sayap (*flanges*)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{((150 \text{ mm} - 5 \text{ mm}) \times 0,5)}{7 \text{ mm}} = 10,36$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 10,97$$

$$\lambda_r = 1 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 28,87$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_p \leq \lambda_r$  maka profil sayap tergolong Kompak.

#### b) Penampang badan (*web*)

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{(150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} - 7 \text{ mm})}{5 \text{ mm}} = 27,2$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 108,54$$

$$\lambda_r = 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 164,54$$

Jadi,  $\lambda \leq \lambda_p \leq \lambda_r$  maka profil badan tergolong Kompak.

Berdasarkan hasil perhitungan jika ditinjau terhadap rasio lebar terhadap tebal pada profil sayap dan juga badan, maka penampang termasuk komponen

struktur profil I kompak simetris ganda dan kanal yang melentur terhadap sumbu utamanya (Pasal F2) berdasarkan SNI 1729:2020; Tabel F1.1; Hal-44.

Dari hasil pengklasifikasian penampang melintang yang digunakan, kekuatan lentur nominal ( $M_n$ ) harus diperoleh dari nilai terendah keadaan batas leleh (momen plastis) dan tekuk torsi lateral. Sehingga, perhitungan untuk memperoleh kekuatan momen nominal sesuai dengan parameter keadaan batas yang telah ditentukan adalah sebagai berikut:

- a) Momen nominal akibat Leleh (*Yield*)

$$S_x = 88.800 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = 1,12 \times S_x = 1,12 \times 88.800 \text{ mm}^3 = 99.456 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p = F_y \times Z_x$$

$$M_p = 240 \text{ MPa} \times 99.456 \text{ mm}^3 = 23.869.440 \text{ Nmm} = 23,869 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 23,869 \text{ kNm} \geq 6,28 \text{ kNm}$$

$$21,482 \text{ kNm} \geq 6,28 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

- b) Momen nominal akibat Tekuk Torsi Lateral (*Lateral Torsional Buckling*)

$$L_b = h = 500 \text{ mm} = 0,50 \text{ m} \text{ (Tinggi Kolom)}$$

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 16,6 \text{ mm} \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{240 \text{ MPa}}} = 843,393 \text{ mm} = 0,843 \text{ m}$$

Radius girasi efektif ( $r_{ts}$ ):

$$h_0 = H - t_f = 150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} = 143 \text{ mm} \text{ (Jarak antar titik berat sayap)}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_0}{2S_x}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{495.000 \text{ mm}^4 \times 143 \text{ mm}}{2 \times 88.800 \text{ mm}^3}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{495.000 \text{ mm}^4 \times 143 \text{ mm}}{2 \times 88.800 \text{ mm}^3}} = 19,964 \text{ mm}$$

Untuk profil I simetris ganda koefisien  $c = 1$   
(SNI 1729:2020; Pasal F2-8a)

Konstanta torsi (J):

$$d' = h - t_f = 150 \text{ mm} - 7 \text{ mm} = 143 \text{ mm} \quad (d' = h_0)$$

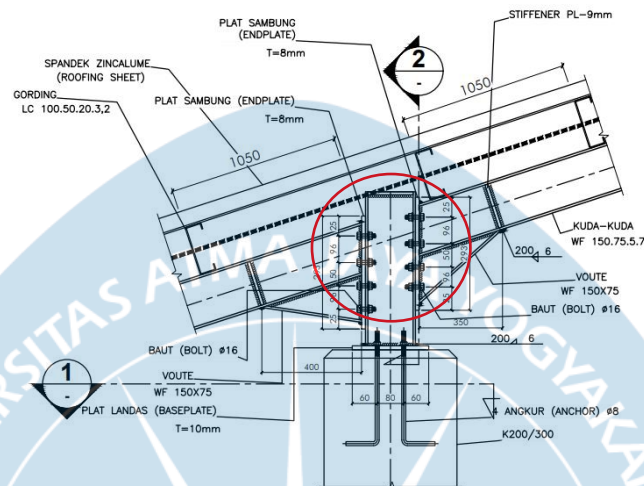
$$\begin{aligned} J &= \frac{(2 \times b \times t_f^3) + (d' \times t_w^3)}{3} \\ &= \frac{(2 \times 75 \text{ mm} \times (7 \text{ mm})^3) + (143 \text{ mm} \times (5 \text{ mm})^3)}{3} \\ &= 23.108,33 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_r &= 1,95 r_{ts} \times \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \\ &= 1,95 (19,96 \text{ mm}) \times \frac{200.000 \text{ MPa}}{0,7 \times 240 \text{ MPa}} \times \\ &\quad \sqrt{(0,0018) + \sqrt{(0,0018)^2 + 4,77 \times 10^{-6}}} \\ &= 3.152,94 \text{ mm} = 3,15 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi,  $L_b < L_p$  sehingga jika mengacu SNI 1279-2020; Pasal F.2.2, maka kekuatan keadaan batas tekuk torsi lateral tidak berlaku sehingga pengaruhnya dapat diabaikan.

### 2.6.1.5 Perancangan Sambungan Rangka Atap

#### 1. Sambungan Antara Kuda-Kuda dengan Kolom



**Gambar 2.44** Sambungan Kuda-Kuda dengan Kolom

Gaya-gaya yang terjadi pada titik sambungan kuda-kuda dengan kolom diambil dari hasil analisis menggunakan SAP v.23 berikut:

$$V_{\max} = 15,08 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 6,28 \text{ kNm}$$

##### 1) Perhitungan Sambungan Baut

Mutu baut	= A325 (SNI 1729-2020; Tabel J3.2)
Diameter lubang, $\phi$	= 20 mm (SNI 1729-2020; Tabel J3.3M)
Diameter baut, $d_b$	= 16 mm
Luas baut, $A_b$	= 201 mm <sup>2</sup>
Mutu pelat sambung	= BJ41
Tebal pelat sambung	= 8 mm
Tegangan leleh, $F_y$	= 250 MPa = 250 N/mm <sup>2</sup> = 2.500 kg/cm <sup>2</sup>
Tegangan putus, $F_u$	= 410 MPa = 410 N/mm <sup>2</sup> = 4.100 kg/cm <sup>2</sup>
Jumlah baut	= 4 (direncanakan)
Kekuatan tarik, $F_{nt}$	= 620 MPa
Kekuatan geser, $F_{nv}$	= 372 MPa



Berikut merupakan perhitungan untuk memperoleh spasi dan jarak tepi yang akan digunakan dalam sambungan baut:

Spasi baut (SNI 1729-2020; Pasal J3.3 dan Pasal J3.5):

$$2 \frac{2}{3} db < S1 < 24tp \text{ atau tidak boleh melebihi } 300 \text{ mm}$$

$$42,67 \text{ mm} < S1 < 24 (8 \text{ mm})$$

$$42,67 \text{ mm} < S1 < 192 \text{ mm}$$

Jarak Tepi (SNI 1729-2020; Pasal J3.4 dan J3.5):

Jarak tepi minimum ( $db = 16 \text{ mm}$ ) = 22 mm

$$22 \text{ mm} < S2 < 12tp$$

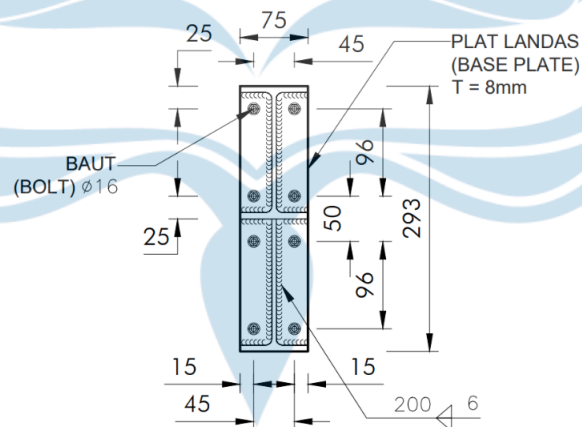
$$22 \text{ mm} < S2 < 12 (8 \text{ mm})$$

$$22 \text{ mm} < S2 < 96 \text{ mm}$$

Jadi, berdasarkan hasil perhitungan digunakan:

Spasi,  $S1 = 45 \text{ mm}$

Jarak Tepi,  $S2 = 25 \text{ mm}$



**Gambar 2.45** Konfigurasi Sambungan Kuda-Kuda dengan Kolom

2) Perhitungan Kekuatan Nominal ( $R_n$ ) Sambungan Baut:

a) Kondisi Geser (SNI 1729-2020; Pasal J3.6)

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

$$R_n = 372 \text{ N/mm}^2 \times 201 \text{ mm}^2 = 74.772 \text{ N} = 74,77 \text{ kN}$$

b) Kuat Tumpu (*Bearing Strength*)

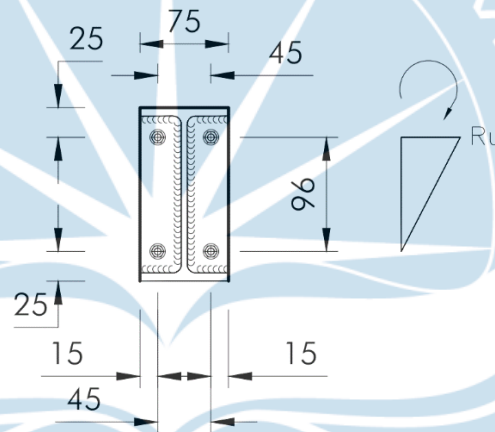
$$\begin{aligned}
 R_n &= 1,2 \times L_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d_b \times t \times F_u \\
 &= 1,2 \times (100 \text{ mm} - 16 \text{ mm}) \times 8 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2 \\
 &\leq 2,4 \times 16 \text{ mm} \times 8 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 330.624 \text{ N} \leq 125.952 \text{ N (dipilih)}
 \end{aligned}$$

Pengecekan Syarat:

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &\geq V_u \\
 0,75 \times 125,95 \text{ kN} &\geq 15,08 \text{ kN} \\
 94,46 \text{ kN} &\geq 15,08 \text{ kN (Memenuhi Syarat)}
 \end{aligned}$$

c) Kuat Nominal akibat Momen ( $R_n$ )

Menghitung gaya tarik akibat momen ( $R_{ui}$ ):



**Gambar 2.46** Gaya yang Terjadi Akibat Momen

Gaya yang dipikul masing-masing baut dapat dinyatakan dengan:

$$M_u = 6,28 \text{ kNm}$$

$$R_{ui} = \frac{M_u \times d_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = (96 \text{ mm})^2 = 9216 \text{ mm}^2$$

$$R_u = \frac{6.280.000 \text{ Nmm} \times 96 \text{ mm}}{9216 \text{ mm}^2} = 65.416,67 \text{ N} = 65,42 \text{ kN}$$

Analisa Kuat Baut:

$$R_n = F_{nt} \times A_b = 620 \text{ MPa} \times 201 \text{ mm}^2 = 124.620 \text{ N} = 124,62 \text{ kN}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$0,75 \times 124,62 \text{ kN} \geq 65,42 \text{ kN}$$

$$94,37 \text{ kN} \geq 65,42 \text{ kN (Memenuhi Syarat)}$$

### 3) Perhitungan Sambungan Las

Profil yang dipakai WF 150.75.5.7

Mutu logam pengisi (Las) = FE60XX

FE60XX = 60 ksi  $\times$  7,03 = 421,8 MPa

Tebal pelat sambung = 8 mm

Ukuran minimum las filet = 5 mm (Pasal J2.4)

Ukuran maksimum las filet = 8 mm – 2 mm = 6 mm (Pasal J2.2b)

Dipakai tebal las = 6 mm

Panjang efektif las,  $l_e$  = 2  $\times$  (150 mm – (2  $\times$  6 mm)) = 276 mm

Tebal efektif las,  $A_{we}$  = 276 mm  $\times$  6 mm = 1656 mm<sup>2</sup>

Berikut merupakan perhitungan kekuatan desain las berdasarkan SNI 1729-2020; Pasal J2.4:

#### a) Kekuatan Terhadap Las

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times F_{nw} \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times F_{EXX} \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 421,8 \text{ N/mm}^2 \times 1656 \text{ mm}^2 \\ &= 314325,36 \text{ N} = 314,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### b) Kekuatan Terhadap Bahan Dasar

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times 0,60 F_u \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 410 \text{ N/mm}^2 \times 1656 \text{ mm}^2 \\ &= 305.532 \text{ N} = 305,53 \text{ kN (dipilih)} \end{aligned}$$

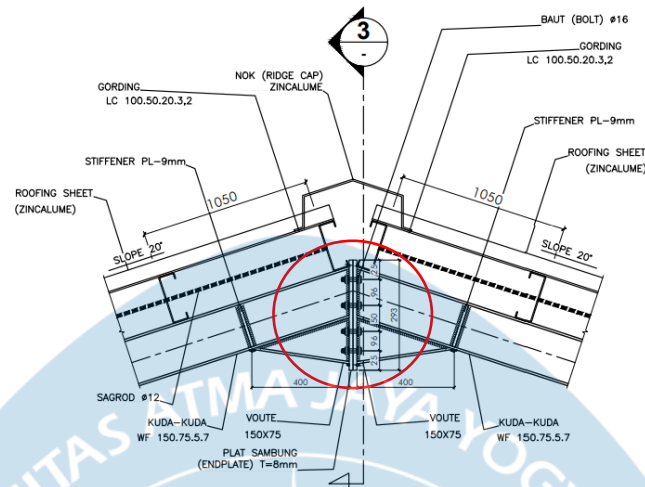
Pengecekan Syarat:

$$\phi R_n \geq V_u$$

$$0,75 \times 305,53 \text{ kN} \geq 15,08 \text{ kN}$$

$$229,15 \text{ kN} \geq 15,08 \text{ kN (Memenuhi Syarat)}$$

## 2. Sambungan Antara Kuda-Kuda



**Gambar 2.47** Sambungan Antar Kuda-Kuda

Gaya-gaya yang terjadi pada titik sambungan kuda-kuda dengan kolom diambil dari hasil analisis menggunakan SAP v.23 berikut:

$$V_{\max} = 3,99 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 3,71 \text{ kNm}$$

### 1) Perhitungan Sambungan Baut

Mutu baut = A325 (SNI 1729-2020; Tabel J3.2)

Diameter lubang,  $\phi$  = 20 mm (SNI 1729-2020; Tabel J3.3M)

Diameter baut,  $d_b$  = 16 mm

Luas baut,  $A_b$  = 201 mm<sup>2</sup>

Mutu pelat sambung = BJ41

Tebal pelat sambung = 8 mm

Tegangan leleh,  $F_y$  = 250 MPa = 250 N/mm<sup>2</sup> = 2.500 kg/cm<sup>2</sup>

Tegangan putus,  $F_u$  = 410 MPa = 410 N/mm<sup>2</sup> = 4.100 kg/cm<sup>2</sup>

Jumlah baut = 4 (direncanakan)

Kekuatan tarik,  $F_{nt}$  = 620 MPa

Kekuatan geser,  $F_{nv}$  = 372 MPa

Berikut merupakan perhitungan untuk memperoleh spasi dan jarak tepi yang akan digunakan dalam sambungan baut:

Spasi baut (SNI 1729-2020; Pasal J3.3 dan Pasal J3.5):

$$2 \frac{2}{3} db < S1 < 24tp \text{ atau tidak boleh melebihi } 300 \text{ mm}$$

$$42,67 \text{ mm} < S1 < 24 (8 \text{ mm})$$

$$42,67 \text{ mm} < S1 < 192 \text{ mm}$$

Jarak Tepi (SNI 1729-2020; Pasal J3.4 dan J3.5):

Jarak tepi minimum ( $db = 16 \text{ mm}$ ) = 22 mm

$$22 \text{ mm} < S2 < 12tp$$

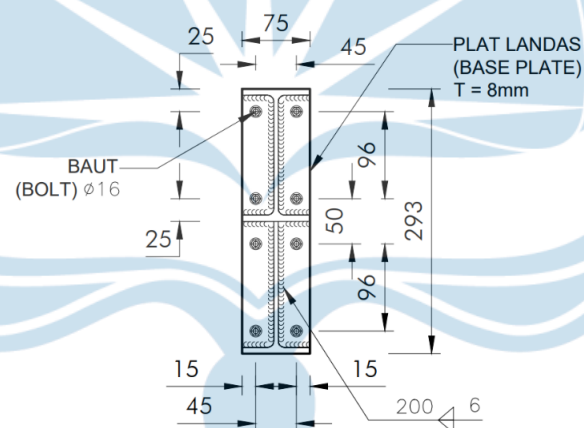
$$22 \text{ mm} < S2 < 12 (8 \text{ mm})$$

$$22 \text{ mm} < S2 < 96 \text{ mm}$$

Jadi, berdasarkan hasil perhitungan digunakan:

Spasi,  $S1 = 45 \text{ mm}$

Jarak Tepi,  $S2 = 25 \text{ mm}$



**Gambar 2.48** Konfigurasi Sambungan Antar Kuda-Kuda

2) Perhitungan Kekuatan Nominal ( $R_n$ ) Sambungan Baut:

a) Kondisi Geser (SNI 1729-2020; Pasal J3.6)

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

$$R_n = 372 \text{ N/mm}^2 \times 201 \text{ mm}^2 = 74772 \text{ N} = 74,77 \text{ kN}$$

b) Kuat Tumpu (*Bearing Strength*)

$$R_n = 1,2 \times L_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times db \times t \times F_u$$

$$= 1,2 \times (100 \text{ mm} - 16 \text{ mm}) \times 8 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 2,4 \times 16 \text{ mm} \times 8 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2$$

$$= 330.624 \text{ N} \leq 125.952 \text{ N (dipilih)}$$

Pengecekan Syarat:

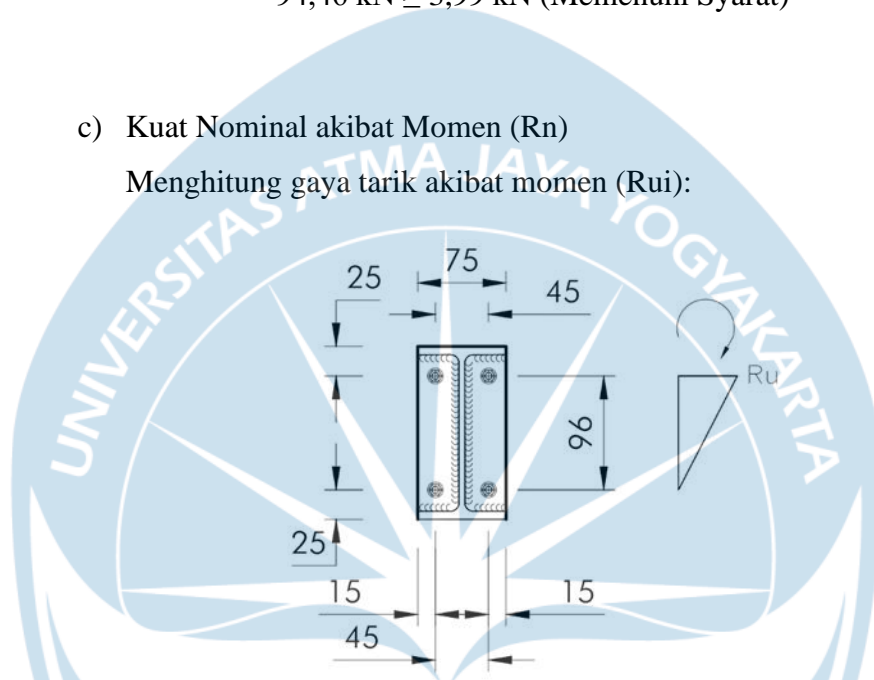
$$\phi R_n \geq V_u$$

$$0,75 \times 125,95 \text{ kN} \geq 3,99 \text{ kN}$$

$$94,46 \text{ kN} \geq 3,99 \text{ kN (Memenuhi Syarat)}$$

c) Kuat Nominal akibat Momen ( $R_n$ )

Menghitung gaya tarik akibat momen ( $R_{ui}$ ):



**Gambar 2.49** Gaya yang Terjadi Akibat Momen

Gaya yang dipikul masing-masing baut dapat dinyatakan dengan:

$$M_u = 3,71 \text{ kNm}$$

$$R_{ui} = \frac{M_u \times d_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = (96 \text{ mm})^2 = 9216 \text{ mm}^2$$

$$R_u = \frac{3.710.000 \text{ Nmm} \times 96 \text{ mm}}{9.216 \text{ mm}^2} = 38.645,83 \text{ N} = 38,65 \text{ kN}$$

Analisa Kuat Baut:

$$R_n = F_{nt} \times A_b = 620 \text{ MPa} \times 201 \text{ mm}^2 = 124.620 \text{ N} = 124,62 \text{ kN}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$0,75 \times 124,62 \text{ kN} \geq 38,65 \text{ kN}$$

$$94,37 \text{ kN} \geq 38,65 \text{ kN (Memenuhi Syarat)}$$

### 3) Perhitungan Sambungan Las

Profil yang dipakai WF 150.75.5.7

Mutu logam pengisi (Las) = FE60XX

FE60XX =  $60 \text{ ksi} \times 7,03 = 421,8 \text{ MPa}$

Tebal pelat sambung = 8 mm

Ukuran minimum las filet = 5 mm (Pasal J2.4)

Ukuran maksimum las filet =  $8 \text{ mm} - 2 \text{ mm} = 6 \text{ mm}$  (Pasal J2.2b)

Dipakai tebal las = 6 mm

Panjang efektif las,  $l_e = 2 \times (150 \text{ mm} - (2 \times 6 \text{ mm})) = 276 \text{ mm}$

Tebal efektif las,  $A_{we} = 276 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} = 1656 \text{ mm}^2$

Berikut merupakan perhitungan kekuatan desain las berdasarkan SNI 1729-2020; Pasal J2.4:

#### a) Kekuatan Terhadap Las

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times F_{nw} \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times F_{EXX} \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 421,8 \text{ N/mm}^2 \times 1656 \text{ mm}^2 \\ &= 314.325,36 \text{ N} = 314,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### b) Kekuatan Terhadap Bahan Dasar

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times 0,60 F_u \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 410 \text{ N/mm}^2 \times 1656 \text{ mm}^2 \\ &= 305.532 \text{ N} = 305,53 \text{ kN (dipilih)} \end{aligned}$$

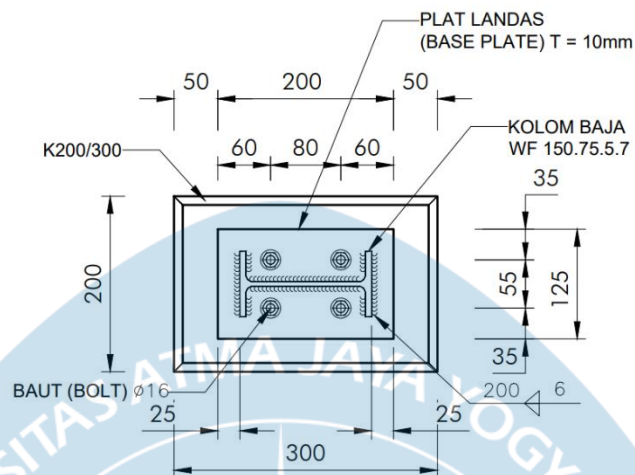
Pengecekan Syarat:

$$\phi R_n \geq V_u$$

$$0,75 \times 305,53 \text{ kN} \geq 3,99 \text{ kN}$$

$$229,15 \text{ kN} \geq 3,99 \text{ kN (Memenuhi Syarat)}$$

### 3. Sambungan Kolom dengan Pelat Landas (*Base Plate*)



**Gambar 2.50** Sambungan Kolom dengan Pelat Landas

Gaya-gaya yang terjadi pada titik sambungan kolom dengan pelat landas (*base plate*) diambil dari hasil analisis menggunakan SAP v.23 berikut:

$$P_{\max} = 17,45 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 15,08 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 6,28 \text{ kNm}$$

$$\text{Dimensi Kolom Beton} = 200 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} (f'_c = 30 \text{ MPa})$$

$$\text{Profil yang digunakan} = \text{WF } 150 \times 75 \times 5 \times 7$$

$$\text{Tipe baut untuk angkur} = \text{A325}$$

$$\text{Diameter baut} = 16 \text{ mm}$$

$$F_{nt} \text{ dan } F_{nv} = 620 \text{ MPa dan } 372 \text{ MPa}$$

#### 1) Perancangan Dimensi Pelat Landas

Perhitungan Luas Perlu, A:

$$f'_c \geq P_u / A$$

$$30 \text{ MPa} \geq 17,45 \text{ kN} / A$$

$$A \geq 17450 \text{ N} / 30 \text{ MPa}$$

$$A \geq 581,67 \text{ mm}^2$$



Direncanakan dengan dimensi sebagai berikut:

$$b = 125 \text{ mm} ; h = 200 \text{ mm}$$

$$A = b \times h = 125 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} = 25.000 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

## 2) Perhitungan Tebal Pelat Landas

Tegangan yang terjadi pada penampang bawah pelat landas ( $f_{pu}$ ):

$$f_{pu} = 0,85 \times 30 \text{ MPa} = 25,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus penampang, } S = 1/6 \times b \times tp^2 = 1/6 \times 125 \times tp^2 = 20,83 \text{ tp}^2$$

Tebal penampang yang dibutuhkan :

$$f_y \geq \frac{M}{S} = \frac{\frac{1}{2} f_{pu} m^2}{S}$$

$$240 \text{ MPa} \geq \frac{\frac{1}{2} (25,5 \text{ MPa}) (25 \text{ mm})^2}{20,83 \text{ tp}^2}$$

$$tp \geq \sqrt{\frac{\frac{1}{2} \times 25,5 \text{ MPa} \times (25 \text{ mm})^2}{20,83 \times 240 \text{ MPa}}}$$

$$tp \geq 1,26 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan tebal pelat landas (*base plate*) 10 mm.

## 3) Perhitungan Jumlah Angkur pada Pelat Landas

Diameter angkur = 16 mm

$$\sum M = 0$$

$$P \times 60 \text{ mm} + M - 0,85 \times f_c' \times a \times b = 0$$

$$17.450 \text{ N} \times 60 \text{ mm} + 6.280.000 \text{ Nmm} - 0,85 \times 30 \text{ MPa} \times a \times 200 \text{ mm} (325 \text{ mm} - 0,5a) = 0$$

$$1.047.000 \text{ Nmm} + 6.280.000 \text{ Nmm} - 5.100a (325 \text{ mm} - 0,5a) = 0$$

$$1.047.000 \text{ Nmm} + 6.280.000 \text{ Nmm} - 1.657.500a - 2550a^2 = 0$$

$$2.873,33 \text{ Nmm} - 650a - a^2 = 0$$

Mencari nilai a:

$$a_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$a_{1,2} = \frac{-650 \pm \sqrt{(650)^2 - 4 \times 1 \times 2.873,33 \text{ Nmm}}}{2 (1)}$$

$$a_1 = 645,55 \text{ mm}$$

$$a_2 = 4,45 \text{ mm}$$

Dipakai a = 4,45, maka:

$$\sum V = 0$$

$$T - P - 0,85fc' \times a \times b = 0$$

$$T = P + 0,85fc' \times a \times b$$

$$T = P + 0,85(30 \text{ MPa}) \times 4,45 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$$

$$T = 17.450 \text{ N} + 0,85(30 \text{ MPa}) \times 4,45 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$$

$$T = 40.145 \text{ N}$$

Jadi, nilai tegangan tarik yang terjadi pada angkur sebesar 40.145 N.

Kuat tarik satu baut adalah:

$$\begin{aligned} \phi T_n &= 0,75 \times F_{nt} \times A_b \\ &= 0,75 \times 620 \text{ MPa} \times 1/4 \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 \\ &= 93.493,80 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga, jumlah angkur yang dibutuhkan:

$$N = \frac{T_u}{\phi T_n} = \frac{40145 \text{ N}}{93.493,80 \text{ N}} = 0,43 \approx 2 \text{ buah}$$

Didapatkan kebutuhan angkur yang dipasang untuk satu sisinya yaitu 2 buah sehingga jumlah angkur keseluruhan untuk kedua sisi adalah 4 buah angkur. Perhitungan angkur terhadap geser ( $V_u$ ) berdasarkan SNI 1729-2020; Pasal J3.6:

$$R_n = F_{nv} \times A_b = 372 \text{ MPa} \times 0,25 \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 = 74.795,04 \text{ N}$$

Maka, kuat geser total angkur adalah  $R_n = 4 \times 74795 \text{ N} = 299.180,16 \text{ N}$ .

## 4) Perhitungan Panjang Angkur

$$L_h = \frac{\frac{40.145 \text{ N}}{2}}{0,75 \times f_c' \times d_b} = \frac{\frac{40.145 \text{ N}}{2}}{0,75 \times 30 \text{ MPa} \times 16 \text{ mm}} = 55,76 \text{ mm}$$

Maka digunakan panjang angkur sebesar 55,76 mm.

## 5) Perancangan Sambungan Las pada Sudut

Mutu logam pengisi (Las)	= FE60XX
FE60XX	= 60 ksi $\times$ 7,03 = 421,80 N/mm <sup>2</sup>
Tebal pelat sambung	= 8 mm
Ukuran minimum las filet	= 5 mm (Pasal J2.4)
Ukuran maksimum las filet	= 8 mm – 2 mm = 6 mm (Pasal J2.2b)
Dipakai tebal las	= 6 mm
Panjang efektif las, $l_e$	= 2 $\times$ (150 mm – (2 $\times$ 6 mm)) = 276 mm
Tebal efektif las, $A_{we}$	= 276 mm $\times$ 6 mm = 1.656 mm <sup>2</sup>

Berikut merupakan perhitungan kekuatan desain las berdasarkan SNI 1729-2020; Pasal J2.4:

## a) Kekuatan Terhadap Las

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times F_{nw} \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times F_{EXX} \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 421,8 \text{ N/mm}^2 \times 1.656 \text{ mm}^2 \\ &= 314.325,36 \text{ N} = 314,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

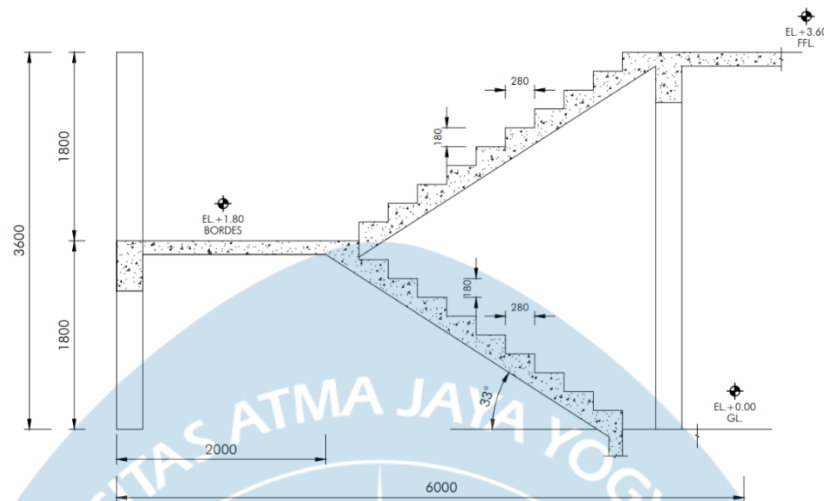
## b) Kekuatan Terhadap Bahan Dasar

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times 0,60 F_u \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 410 \text{ N/mm}^2 \times 1.656 \text{ mm}^2 \\ &= 305.532 \text{ N} = 305,53 \text{ kN (dipilih)} \end{aligned}$$

Pengecekan Syarat:

$$\begin{aligned} \phi R_n &\geq V_u \\ 0,75 \times 305,53 \text{ kN} &\geq 15,08 \text{ kN} \\ 229,15 \text{ kN} &\geq 15,08 \text{ kN (Memenuhi Syarat)} \end{aligned}$$

## 2.6.2 Perancangan Tangga



**Gambar 2.51** Potongan Tangga

### 2.6.2.1 Data Perancangan Tangga

Data yang akan digunakan dalam perancangan tangga adalah sebagai berikut:

Tinggi antar lantai	= 3.600 mm
Lebar tangga	= 1.500 mm
Tinggi injakan (Optrade, O)	= 180 mm
Lebar injakan (Antrede, A)	= 280 mm
Jumlah tanjakan	= $3.600 \text{ mm} / 180 \text{ mm} = 20$
Jumlah injakan	= $20 - 1 = 19$
Lebar bordes	= 2.000 mm
Panjang bordes	= 4.000 mm
Tebal pelat tangga (t) dan bordes	= 130 mm
Sudut kemiringan tangga, $\alpha$	= $\tan^{-1}\left(\frac{O}{A}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{180 \text{ mm}}{280 \text{ mm}}\right) = 32,74^\circ$
Kekuatan tekan beton, $f'_c$	= 30 MPa
Kekuatan leleh tulangan, $f_y$	= 420 MPa
Modulus elastisitas beton, $E_c$	= $4.700 \times \sqrt{30 \text{ MPa}} = 25.742,9602 \text{ MPa}$
Modulus elastisitas tulangan, $E_s$	= 200.000 MPa
Diameter tulangan lentur, $d_b$	= 10 mm
Diameter tulangan susut, $d_s$	= 8 mm

Perancangan tangga harus memenuhi syarat kemiringan tangga dan syarat kelandaian, sebagai berikut :

1) Syarat Kemiringan Tangga

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

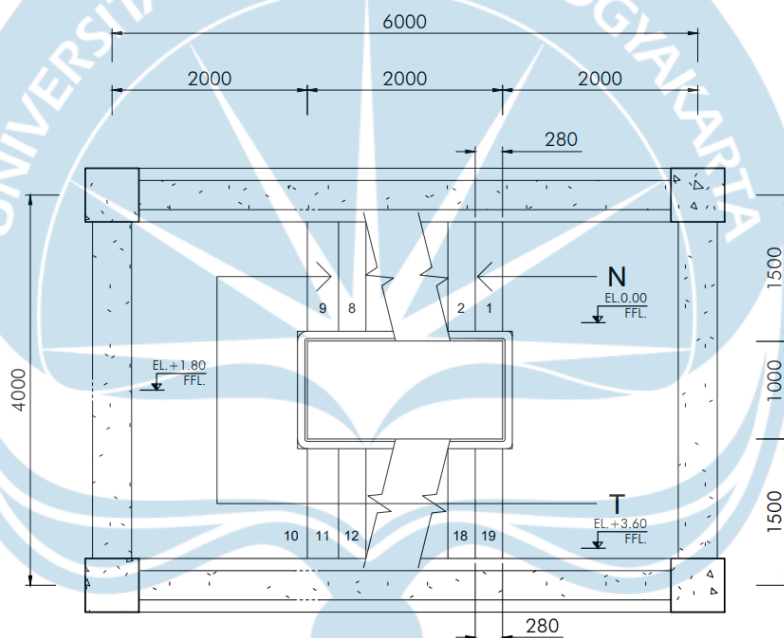
$$25^\circ \leq 32,74^\circ \leq 40^\circ \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

2) Syarat Kelandaian

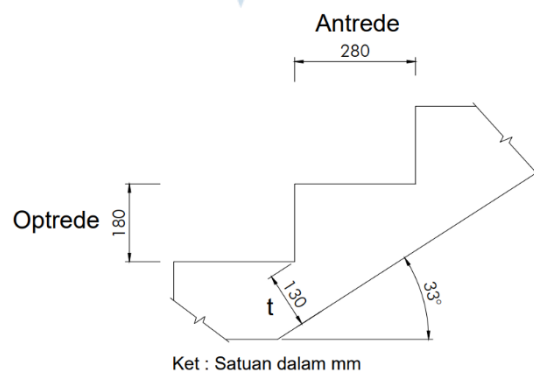
$$60 \leq (2O + A) \leq 65$$

$$60 \leq (2(180 \text{ mm}) + 280 \text{ mm}) \leq 65$$

$$60 \leq 64 \leq 65 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$



**Gambar 2.52** Denah Perancangan Tangga



Ket : Satuan dalam mm

**Gambar 2.53** Dimensi Pelat Anak Tangga

### 2.6.2.2 Pembebanan Pelat Tangga dan Bordes

#### 1. Pembebanan pada Pelat Tangga

##### a) Beban Mati (*Dead Load*)

$$\begin{aligned}\text{Berat pelat tangga} &= \frac{t}{\cos \alpha} \times 0,24 \text{ kN/m}^3 \\ &= \frac{0,13 \text{ m}}{\cos(32,74)} \times 0,24 \text{ kN/m}^3 = 0,037 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat anak tangga} &= \frac{1}{2} O \times 0,24 \text{ kN/m}^3 \\ &= \frac{1}{2} (0,180 \text{ m}) \times 0,24 \text{ kN/m}^3 = 0,022 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$DL = 0,037 \text{ kN/m}^2 + 0,022 \text{ kN/m}^2 = 0,059 \text{ kN/m}^2$$

##### b) Beban Mati Tambahan (*Super Imposed Dead Load*)

$$\text{Berat spesi (1 cm)} = 0,21 \text{ kN/m}^2$$

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

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

$$SIDL = 0,21 \text{ kN/m}^2 + 0,24 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2 = 1,45 \text{ kN/m}^2$$

$$DL + SIDL = 1,509 \text{ kN/m}^2$$

##### c) Beban Hidup (*Live Load*)

$$\text{Jalur penyelamatan saat kebakaran} = 4,79 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 4,79 \text{ kN/m}$$

$$LL = 4,79 \text{ kN/m}$$

#### 2. Pembebanan pada Pelat Bordes

##### a) Beban Mati (*Dead Load*)

$$\begin{aligned}\text{Berat pelat bordes} &= t \times 0,24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0,13 \text{ m} \times 0,24 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0,0312 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$DL = 0,0312 \text{ kN/m}^2$$

##### b) Beban Mati Tambahan (*Super Imposed Dead Load*)

$$\text{Berat Spesi (1 cm)} = 0,21 \text{ kN/m}^2$$

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

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

$$SIDL = 0,21 \text{ kN/m}^2 + 0,24 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2 = 1,45 \text{ kN/m}^2$$

$$DL + SIDL = 1,481 \text{ kN/m}^2$$

c) Beban Hidup (*Live Load*)

$$\text{Jalur penyelamatan saat kebakaran} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

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

### 2.6.2.3 Perhitungan Beban Terfaktor Pelat Tangga dan Bordes

Gaya rencana dihitung dengan bantuan program SAP2000 v.23.2.0, dengan menggunakan kombinasi beban (beban terfaktor) sebagai berikut:

1. 1,4 (DL + SIDL)
2. 1,2 (DL+ SIDL) + 1,6 LL

Sehingga dari kombinasi-kombinasi beban diatas didapatkan gaya dalam tangga dan bordes terbesar, yaitu:

1. Momen terfaktor ( $M_u$ ):
  - a) Tulangan Longitudinal (Lentur)
    - $M_u (-)$  tumpuan = 6,379 kNm
    - $M_u (+)$  lapangan = 3,631 kNm
  - b) Tulangan Transversal (Susut)
    - $M_u (-)$  tumpuan = 4,769 kNm
    - $M_u (+)$  lapangan = 2,262 kNm
2. Gaya Geser Terfaktor ( $V_u$ ):
  - $V_u = 3,435 \text{ kN}$

### 2.6.2.4 Perhitungan Penulangan Pelat Tangga dan Bordes

- 1) Tulangan Longitudinal (Lentur)

Perhitungan Kebutuhan Tulangan pada Tumpuan:

$$M_u (-) \text{ tumpuan} = 6,379 \text{ kNm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan ulir D10;  $f_y = 420 \text{ MPa}$

Tebal selimut beton,  $s_b = 20 \text{ mm}$  (SNI 2847:2019; Pasal 20.6.1)

Tinggi efektif pelat,  $d = h - s_b - (d_b/2)$

$$= 130 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - (10 \text{ mm}/2) = 105 \text{ mm}$$

Nilai  $\rho$  maks untuk menjamin syarat penampang bertulangan daktail:  
Faktor distribusi tegangan beton (SNI 2847:2019; Tabel 22.2.2.4.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 \text{ MPa} - 28)}{7} = 0,836$$

Rasio *balance* tulangan ( $C_b = T_b$ ) dan nilai  $\rho_{\text{maks}}$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'c\beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 0,836}{420 \text{ MPa}} \left( \frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right)$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,023$$

Rasio penulangan  $\rho$  yang diperlukan:

$b$  = Lebar pelat per satuan meter ( $b = 1000 \text{ mm}$ )

$\phi = 0,9$  (diasumsikan)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{6.379.000 \text{ Nmm}}{0,9 \times 1.000 \text{ mm} \times (105 \text{ mm})^2} = 0,64$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f'c}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,64}{0,85 \times 30 \text{ MPa}}} \right) = 0,0015$$

Jadi,  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$  sehingga  $\rho_{\text{pakai}} = 0,0015$ .

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0015 \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} = 157,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{ min } 1} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}}}{4 \times 420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} = 342,33 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{s, \text{ min } 2} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} = 350 \text{ mm}^2$$



Berdasarkan hasil perhitungan  $A_s \leq A_{s,min}$ . Jadi, digunakan nilai  $A_{s,min}$  terbesar yaitu  $350 \text{ mm}^2$  dalam penentuan spasi tulangan.

Spasi Tulangan:

$$s = \frac{\frac{1}{4}\pi b d b^2}{A_s} = \frac{\frac{1}{4}\pi (1.000 \text{ mm})(10 \text{ mm})^2}{350 \text{ mm}^2} = 224,40$$

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 7.7.2.3; Hal-126, spasi maksimum untuk tulangan pada pelat adalah harus kurang dari  $3h$  atau  $450 \text{ mm}$ .

$$s_{maks} = 3 \times h = 3 \times 130 \text{ mm} = 390 \text{ mm} \text{ atau } s_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan tulangan tumpuan **D10-150**.

Perhitungan Kebutuhan Tulangan pada Lapangan:

$M_u (+)$  lapangan =  $3,631 \text{ kNm}$

Direncanakan menggunakan tulangan ulir D10;  $f_y = 420 \text{ MPa}$ .

Tebal selimut beton,  $s_b = 20 \text{ mm}$  (SNI 2847:2019; Pasal 20.6.1)

Tinggi efektif pelat,  $d = h - s_b - (d_b/2)$

$$= 130 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - (10 \text{ mm}/2) = 105 \text{ mm}$$

Nilai  $\rho$  maks untuk menjamin syarat penampang bertulangan daktail :

Faktor distribusi regangan beton (SNI 2847:2019; Tabel 22.2.2.4.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 \text{ MPa} - 28)}{7} = 0,836$$

Rasio balance tulangan ( $C_b = T_b$ ) dan nilai  $\rho_{maks}$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'c\beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 0,836}{420 \text{ MPa}} \left( \frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right)$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,023$$

Rasio penulangan  $\rho$  yang diperlukan:

$b$  = Lebar pelat per satuan meter ( $b = 1000$  mm)

$\phi = 0,9$  (diasumsikan)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{3.631.000 \text{ Nmm}}{0,9 \times 1.000 \text{ mm} \times (105 \text{ mm})^2} = 0,37$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f_c'}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,37}{0,85 \times 30 \text{ MPa}}} \right) = 0,00089$$

Jadi,  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$  sehingga  $\rho_{\text{pakai}} = 0,00089$ .

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,00089 \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} = 93,45 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min } 1} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}}}{4 \times 420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} = 342,33 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{s, \text{min } 2} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} = 350 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan  $A_s \leq A_{s, \text{min}}$ . Jadi, digunakan nilai  $A_{s, \text{min}}$  terbesar yaitu  $350 \text{ mm}^2$  dalam penentuan spasi tulangan.

Spasi Tulangan:

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi b d b^2}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} \pi (1.000 \text{ mm})(10 \text{ mm})^2}{350 \text{ mm}^2} = 224,40$$

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 7.7.2.3; Hal-126, spasi maksimum untuk tulangan pada pelat adalah harus kurang dari  $3h$  atau  $450$  mm.

$$s_{\text{maks}} = 3 \times h = 3 \times 130 \text{ mm} = 390 \text{ mm} \text{ atau } s_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan tulangan tumpuan **D10-200**.

## 2) Tulangan Transversal (Susut)

Perhitungan Kebutuhan Tulangan pada Tumpuan:

Mu (-) tumpuan = 4,769 kNm

Direncanakan menggunakan tulangan ulir D8;  $f_y = 420$  MPa

Tebal selimut beton,  $s_b = 20$  mm (SNI 2847:2019; Pasal 20.6.1)

Tinggi efektif pelat,  $d = h - s_b - (d_b/2)$

$$= 130 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - (8 \text{ mm}/2) = 106 \text{ mm}$$

Nilai  $\rho$  maks untuk menjamin syarat penampang bertulangan daktail:

Faktor distribusi regangan beton (SNI 2847:2019; Tabel 22.2.2.4.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 \text{ MPa} - 28)}{7} = 0,836$$

Rasio *balance* tulangan ( $C_b = T_b$ ) dan nilai  $\rho_{\text{maks}}$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_c\beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 0,836 \left( \frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right)}{420 \text{ MPa}}$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,023$$

Rasio penulangan  $\rho$  yang diperlukan:

$b$  = Lebar pelat per satuan meter ( $b = 1000$  mm)

$\phi = 0,9$  (diasumsikan)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{4.769.000 \text{ Nmm}}{0,9 \times 1.000 \text{ mm} \times (106 \text{ mm})^2} = 0,47$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,47}{0,85 \times 30 \text{ MPa}}} \right) = 0,0011$$

Jadi,  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$  sehingga  $\rho_{\text{pakai}} = 0,0011$ .

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0011 \times 1.000 \text{ mm} \times 106 \text{ mm} = 116,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{ min } 1} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} bd = \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}}}{4 \times 420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 106 \text{ mm} = 345,59 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{s, \text{ min } 2} = \frac{1,4}{f_y} bd = \frac{1,4}{420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 106 \text{ mm} = 353,33 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan  $A_s \leq A_{s, \text{ min}}$ . Jadi, digunakan nilai  $A_{s, \text{ min}}$  terbesar yaitu  $353,33 \text{ mm}^2$  dalam penentuan spasi tulangan.

Spasi Tulangan:

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi b d b^2}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} \pi (1.000 \text{ mm})(8 \text{ mm})^2}{353,33 \text{ mm}^2} = 142,26$$

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 24.4.3.3; Hal-553, spasi tulangan susut pada pelat tidak boleh melebihi nilai terkecil dari  $5h$  atau  $450 \text{ mm}$ .

$$s_{\text{maks}} = 5 \times h = 5 \times 130 \text{ mm} = 650 \text{ mm} \text{ atau } s_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan tulangan tumpuan **D8-100**.

Perhitungan Kebutuhan Tulangan pada Lapangan:

$$M_u (-) \text{ lapangan} = 2,262 \text{ kNm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan ulir D8;  $f_y = 420 \text{ MPa}$

Tebal selimut beton,  $s_b = 20 \text{ mm}$  (SNI 2847:2019; Pasal 20.6.1)

Tinggi efektif pelat,  $d = h - s_b - (d_b/2)$

$$= 130 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - (8 \text{ mm}/2) = 106 \text{ mm}$$

Nilai  $\rho$  maks untuk menjamin syarat penampang bertulangan daktail:

Faktor distribusi regangan beton (SNI 2847:2019; Tabel 22.2.2.4.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 \text{ MPa} - 28)}{7} = 0,836$$

Rasio *balance* tulangan ( $C_b = T_b$ ) dan nilai  $\rho_{maks}$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_c\beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 0,836}{420 \text{ MPa}} \left( \frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right)$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,023$$

Rasio penulangan  $\rho$  yang diperlukan:

$b$  = Lebar pelat per satuan meter ( $b = 1000 \text{ mm}$ )

$\phi = 0,9$  (diasumsikan)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{2.262.000 \text{ Nmm}}{0,9 \times 1.000 \text{ mm} \times (106 \text{ mm})^2} = 0,22$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,22}{0,85 \times 30 \text{ MPa}}} \right) = 0,00053$$

Jadi,  $\rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$  sehingga  $\rho_{pakai} = 0,00053$ .

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,00053 \times 1.000 \text{ mm} \times 106 \text{ mm} = 56,18 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min 1} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}}}{4 \times 420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 106 \text{ mm} = 345,59 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{s, \min 2} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 106 \text{ mm} = 353,33 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan  $A_s \leq A_{s, \min}$ . Jadi, digunakan nilai  $A_{s, \min}$  terbesar yaitu  $353,33 \text{ mm}^2$  dalam penentuan spasi tulangan.

Spasi Tulangan:

$$s = \frac{\frac{1}{4}\pi bdb^2}{A_s} = \frac{\frac{1}{4}\pi(1.000 \text{ mm})(8 \text{ mm})^2}{353,33 \text{ mm}^2} = 142,26$$

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 24.4.3.3; Hal-553, spasi tulangan susut pada pelat tidak boleh melebihi nilai terkecil dari 5h atau 450 mm.

$$s_{\text{maks}} = 5 \times h = 5 \times 130 \text{ mm} = 650 \text{ mm} \text{ atau } s_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan tulangan tumpuan **D8-100**.

### 3. Analisis Kekuatan Pelat

#### 1) Tulangan Longitudinal (Lentur)

Analisis Kekuatan Pelat pada Tumpuan:

Digunakan tulangan **D10-150**

$$A_s = \frac{\frac{1}{4}\pi bdb^2}{s} = \frac{\frac{1}{4}\pi \times 1.000 \text{ mm} \times (10 \text{ mm})^2}{150 \text{ mm}} = 523,60 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{523,60 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 1.000 \text{ mm}} = 8,62 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,62}{0,836} = 10,31 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,03 = \frac{105 \text{ mm} - 10,31}{10,31} \times 0,03$$

$$= 0,28 > 0,005 \text{ (terkendali tarik; } \phi = 0,9)$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 523,60 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times \left( 106 \text{ mm} - \frac{8,62}{2} \right)$$

$$= 22,14 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 22,14 \text{ kNm} = 19,93 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi M_n > M_u$$

$$19,93 \text{ kNm} > 6,379 \text{ kNm (Memenuhi Syarat)}$$

Analisis Kekuatan Pelat pada Lapangan:Digunakan tulangan **D10-200**

$$A_s = \frac{\frac{1}{4} \pi b d b^2}{s} = \frac{\frac{1}{4} \pi \times 1.000 \text{ mm} \times (10 \text{ mm})^2}{200 \text{ mm}} = 392,70 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f' c b} = \frac{392,70 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm}} = 6,47 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6,47}{0,836} = 7,74 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,03 = \frac{105 \text{ mm} - 7,74 \text{ mm}}{7,74 \text{ mm}} \times 0,03$$

$$= 0,38 > 0,005 \text{ (terkendali tarik; } \phi = 0,9)$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 392,70 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times \left( 106 \text{ mm} - \frac{6,47}{2} \right)$$

$$= 16,79 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 16,79 \text{ kNm} = 15,11 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi M_n > M_u$$

$$15,11 \text{ kNm} > 3,631 \text{ kNm (Memenuhi Syarat)}$$

## 2) Tulangan Transversal (Susut)

Analisis Kekuatan Pelat pada Tumpuan:Digunakan tulangan **D8-100**

$$A_s = \frac{\frac{1}{4} \pi b d b^2}{s} = \frac{\frac{1}{4} \pi \times 1.000 \text{ mm} \times (8 \text{ mm})^2}{100 \text{ mm}} = 502,66 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f' c b} = \frac{502,66 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 1.000 \text{ mm}} = 8,28 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,28}{0,836} = 9,90 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,03 = \frac{105 \text{ mm} - 9,90 \text{ mm}}{9,90 \text{ mm}} \times 0,03$$

$$= 0,29 > 0,005 \text{ (terkendali tarik; } \phi = 0,9)$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 502,66 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times \left( 106 \text{ mm} - \frac{8,28}{2} \right)$$

$$= 21,50 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 21,50 \text{ kNm} = 19,35 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi M_n > M_u$$

$$19,35 \text{ kNm} > 4,769 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Analisis kekuatan pelat pada Lapangan:

Digunakan tulangan **D8-100**

$$A_s = \frac{\frac{1}{4} \pi b d b^2}{s} = \frac{\frac{1}{4} \pi \times 1.000 \text{ mm} \times (8 \text{ mm})^2}{100 \text{ mm}} = 502,66 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{502,66 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm}} = 8,28 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,28}{0,836} = 9,90 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,03 = \frac{105 \text{ mm} - 9,90 \text{ mm}}{9,90 \text{ mm}} \times 0,03$$

$$= 0,29 > 0,005 \text{ (terkendali tarik; } \phi = 0,9)$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 502,66 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times \left( 106 \text{ mm} - \frac{8,28}{2} \right)$$

$$= 21,50 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 21,50 \text{ kNm} = 19,35 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

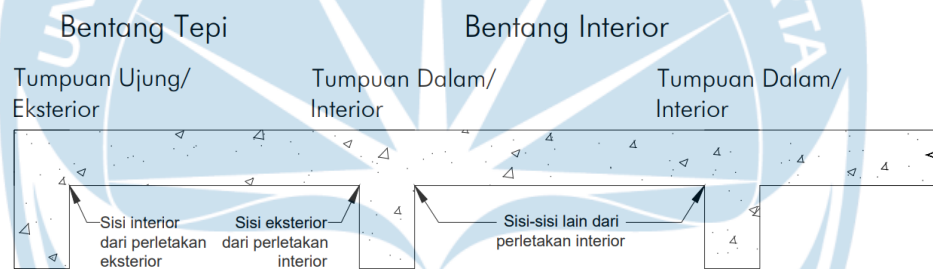
$$\phi M_n > M_u$$

$$19,35 \text{ kNm} > 2,262 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$



### 2.6.3 Perancangan Pelat Lantai dan Pelat Atap

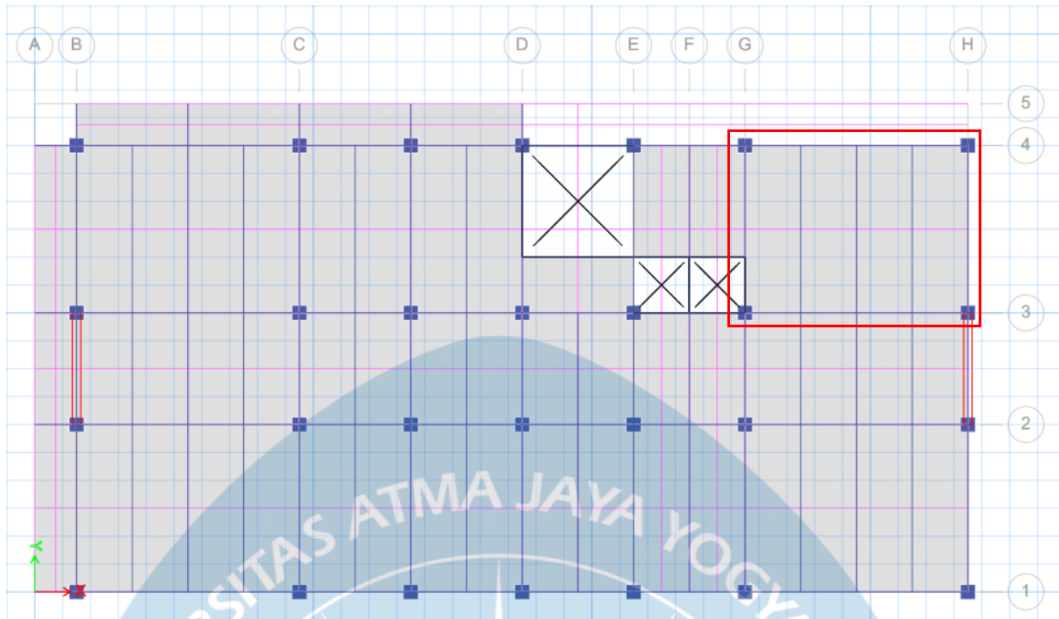
Sistem pelat satu arah didefinisikan sebagai elemen pelat yang memiliki kecenderungan mentransfer beban hanya ke satu arah dan secara langsung memikul beban hidup layak (*service*) dan beban mati tambahan (*superimposed*). Sistem pelat juga merupakan suatu sistem struktur yang bersifat statis tak tentu sehingga diperlukan beberapa cara untuk menghitung gaya-gaya dalam pada sistem struktur seperti Analisis Elastik (misalnya distribusi momen atau metode matriks dengan menggunakan *software* analisis struktur seperti ETABS, SAP, MIDAS, SANSPRO, dll.), Analisis Plastik, Analisis Pendekatan (seperti metode koefisien momen berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 6.5; Hal-99). Berbagai terminologi sistem pelat/balok menerus, seperti perletakan eksterior dan lain-lain, yang perlu diketahui dapat dilihat pada Gambar 2.54.



**Gambar 2.54** Terminologi Sistem Pelat

#### 2.6.3.1 Desain Pelat Satu Arah dengan Perangkat Lunak SAFE

Pada penentuan kebutuhan tulangan pada elemen pelat dengan menggunakan *software* SAFE, pelat yang akan didesain adalah pelat pada lantai 2 dengan tebal 130 mm dan daerah pelat dibagi menjadi dua bagian, yakni daerah tumpuan dan daerah lapangan dengan lebar jalur yang disesuaikan dengan lebar pelatnya. Dengan *software* SAFE, diperoleh luas penulangan yang dibutuhkan pada semua pelat dengan beban gravitasi. Kemudian, dipilih 1 pelat yang memiliki momen terbesar untuk selanjutnya didesain. Denah pelat yang akan didesain dapat dilihat pada Gambar 2.55.



**Gambar 2.55** Denah Pelat yang Akan Didesain pada SAFE

Dari hasil *software* SAFE, maka diperoleh luas tulangan per meter yang dibutuhkan adalah sebagai berikut:

**Tabel 2.38** Luas Tulangan Perlu dari *Software* SAFE

Pelat	Tebal (mm)	Lx (mm)	Ly (mm)	As Pada Lajur Kolom Sumbu Vertikal (mm <sup>2</sup> /m)		As Pada Lajur Kolom Sumbu Horizontal (mm <sup>2</sup> /m)		As Pada Lajur Tengah Sumbu Horizontal (mm <sup>2</sup> /m)	
				Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom
1	130	8.000	6.000	243,99	242,01	347,33	244,93	395,39	244,93

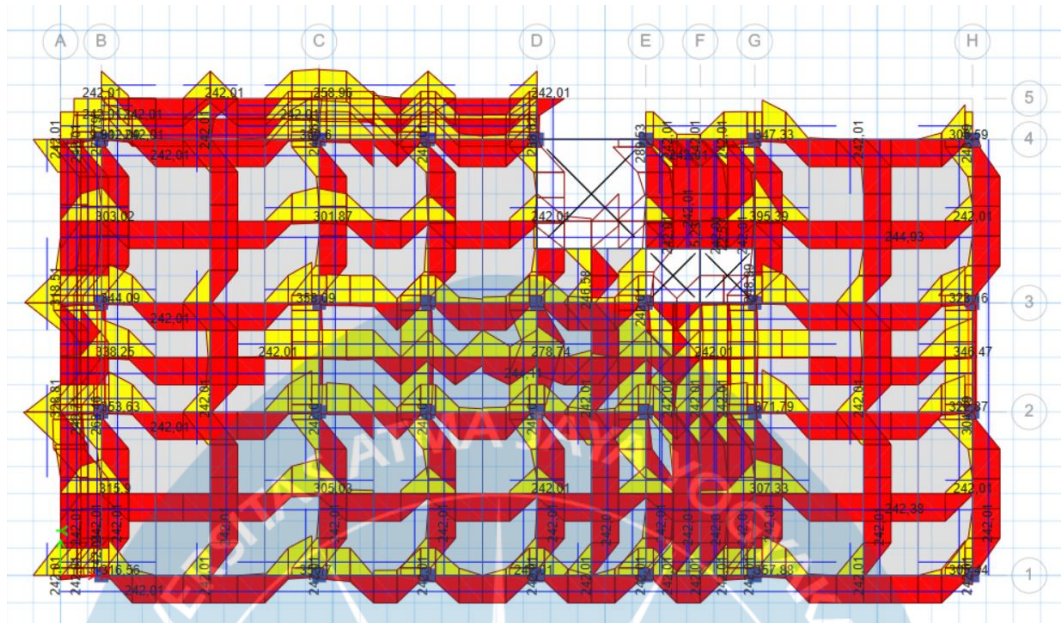
Dengan menggunakan diameter tulangan 10 mm, maka tulangan terpasang pada desain pelat adalah sebagai berikut:

**Tabel 2.39** Rencana Tulangan Terpasang pada Pelat

Pelat	Tebal (mm)	Lx (mm)	Ly (mm)	As Pada Lajur Kolom Sumbu Vertikal (mm <sup>2</sup> /m)		As Pada Lajur Kolom Sumbu Horizontal (mm <sup>2</sup> /m)		As Pada Lajur Tengah Sumbu Horizontal (mm <sup>2</sup> /m)	
				Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom
1	130	8.000	6.000	D10-250	D10-250	D10-200	D10-250	D10-200	D10-250

Nilai tulangan pada pelat dari hasil SAFE akan diperiksa kembali dengan menggunakan Metode Koefisien Momen dan hasilnya akan dibandingkan diakhir perhitungan.

Berikut gambar hasil pemodelan pelat dengan menggunakan SAFE:



**Gambar 2.56** Hasil Pemodelan Pelat dengan SAFE

**2.6.3.2 Desain Pelat Satu Arah dengan Metode Koefisien Momen**

Perhitungan dengan cara analisis elastik atau analisis plastik yang memperhitungkan semua kombinasi pembebanan yang mungkin terjadi akan memerlukan usaha yang cukup besar. Sebagai alternatif, dapat digunakan metode pendekatan untuk sistem struktur menerus yakni, Metode Koefisien Momen yang juga dapat digunakan sebagai alat bantu untuk memeriksa hasil perhitungan *software* analisis struktur. Perhitungan desain tulangan lentur pada pelat dengan menggunakan Metode Koefisien Momen didasarkan pada koefisien momen (Cm) dan koefisien geser (Cv) seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.55.

	Bentang Tepi			Bentang Interior			
	Tumpuan Ujung/ Eksterior		Tumpuan Dalam/ Interior	Tumpuan Dalam/ Interior		Tumpuan Dalam/ Interior	
Cm	-1/16	1/14	-1/10	-1/11	1/16	-1/11	-1/11
Cv	1,0	-	1,15	1,0	-	1,0	1,0

**Gambar 2.57** Koefisien Momen untuk Struktur dengan Perletakan Monolit dengan Kolom

Berikut perhitungan perancangan pelat satu arah dengan Metode Koefisien Momen:

1. Data Perancangan

Kekuatan tekan beton, $f'c$	= 30 MPa
Kekuatan leleh tulangan, $f_y$	= 420 MPa
Modulus elastisitas beton, $E_c$	= $4.700 \times \sqrt{30 \text{ MPa}} = 25742,9602 \text{ MPa}$
Modulus elastisitas tulangan, $E_s$	= 200.000 MPa
Tebal pelat, $h$	= 130 mm
Tebal selimut beton, $s_b$	= 20 mm
Diameter tulangan lentur, $d_b$	= 10 mm
Diameter tulangan susut, $d_s$	= 10 mm

2. Perhitungan Beban Terfaktor

a) Beban Mati (*Dead Load*)

$$\text{Berat sendiri pelat} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,13 \text{ m} = 312 \text{ kg/m}^2$$

$$DL = 312 \text{ kg/m}^2$$

b) Beban Mati Tambahan (*Super Imposed Dead Load*)

Spesi (1 cm)	= 21 kg/m <sup>2</sup>
Keramik	= 24 kg/m <sup>2</sup>
Plafond	= 11 kg/m <sup>2</sup>
Penggantung plafond	= 7 kg/m <sup>2</sup>
MEP	= 30 kg/m <sup>2</sup>

$$SIDL = 93 \text{ kg/m}^2$$

$$DL + SIDL = 312 \text{ kg/m}^2 + 93 \text{ kg/m}^2 = 405 \text{ kg/m}^2 = 3,972 \text{ kN/m}^2$$

c) Beban Hidup (*Live Load*)

$$\text{Ruang Publik} = 4,79 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI 1727:2020; 4.3.1; Tabel 4.3-1)}$$

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

d) Kombinasi Beban (Beban Terfaktor)

$$1) 1,4 (DL + SIDL) = 1,4 (3,972 \text{ kN/m}^2) = 5,561 \text{ kN/m}^2$$

$$2) 1,2 (DL + SIDL) + 1,6 LL = 1,2 (3,972 \text{ kN/m}^2) + 1,6 (4,79 \text{ kN/m}^2)$$

$$= 12,430 \text{ kN/m}^2$$

Beban tersebut dijadikan satuan berat per meter, sehingga :

$$\text{Beban Terfaktor (} w_u \text{)} = 12,430 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 12,430 \text{ kN/m}$$

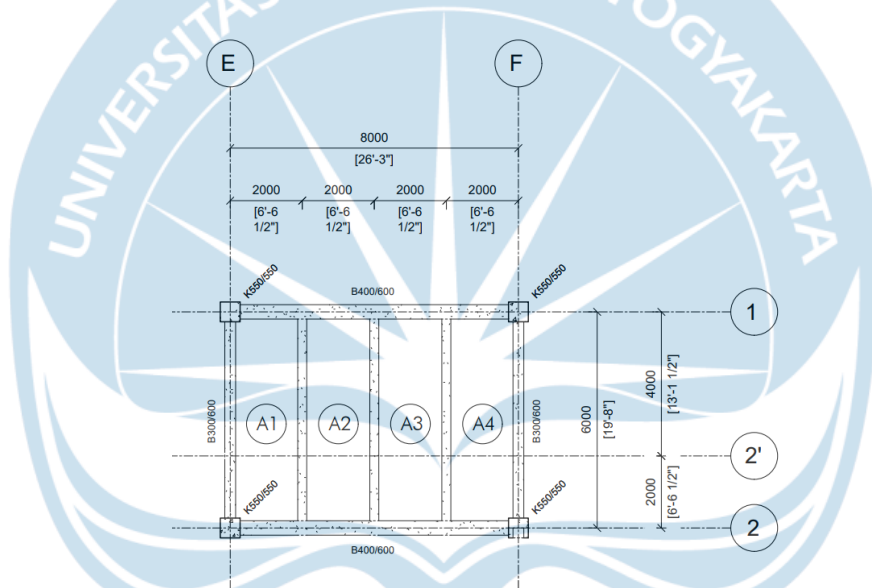
Berdasarkan SNI 2847:2019: Pasal 6.5; Hal-99 tentang Metode Pendekatan untuk Analisis Balok Menerus dan Pelat Satu Arah Nonprategang diizinkan untuk digunakan jika memenuhi persyaratan berikut:

$$L < 3D$$

$$4,79 \text{ kN/m}^2 < 3(3,972 \text{ kN/m}^2)$$

$$4,79 \text{ kN/m}^2 < 11,916 \text{ kN/m}^2 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Sehingga dalam menghitung  $M_u$  dan  $V_u$  akibat beban gravitasi dapat digunakan metode pendekatan, yaitu metode koefisien momen sesuai dengan SNI 2847:2019; Tabel 6.5.2; Hal-100.



**Gambar 2.58** Denah Pelat yang Akan Didesain

### 3. Perhitungan Momen terfaktor ( $M_u$ )

Berdasarkan SNI 2847:2019; Tabel 6.5.2; Hal-100 dan Gambar 2.55 (Koefisien Momen untuk Struktur dengan Perletakan Monolit dengan Kolom).

Perhitungan momen terfaktor adalah sebagai berikut:

Bentang bersih ( $l_n = l - (b/2) - (b/2)$ )

$$l_{n1} = 2.000 \text{ mm} - (400 \text{ mm} / 2) - (250 \text{ mm} / 2) = 1.675 \text{ mm} = 1,675 \text{ m}$$

$$l_{n2} = 2.000 \text{ mm} - (250 \text{ mm} / 2) - (250 \text{ mm} / 2) = 1.750 \text{ mm} = 1,750 \text{ m}$$

$$l_{n3} = 2.000 \text{ mm} - (250 \text{ mm} / 2) - (250 \text{ mm} / 2) = 1.750 \text{ mm} = 1,750 \text{ m}$$

$$l_{n4} = 2.000 \text{ mm} - (250 \text{ mm} / 2) - (400 \text{ mm} / 2) = 1.675 \text{ mm} = 1,675 \text{ m}$$

Pelat A<sub>1</sub> :

(Exterior)

$$M_1(-) \text{ tumpuan} = \frac{w_u \times l_{n1}^2}{11} = \frac{12,430 \text{ kN/m} \times (1,675 \text{ m})^2}{11} = 3,170 \text{ kNm}$$

(Interior)

$$M_2(+) \text{ lapangan} = \frac{w_u \times l_{n1}^2}{16} = \frac{12,430 \text{ kN/m} \times (1,750 \text{ m})^2}{16} = 2,379 \text{ kNm}$$

(Interior)

$$M_3(-) \text{ tumpuan} = \frac{w_u \times l_{n1}^2}{11} = \frac{12,430 \text{ kN/m} \times (1,750 \text{ m})^2}{11} = 3,461 \text{ kNm}$$

Pelat A<sub>2</sub> :

(Interior)

$$M_4(-) \text{ tumpuan} = \frac{w_u \times l_{n1}^2}{11} = \frac{12,430 \text{ kN/m} \times (1,750 \text{ m})^2}{11} = 3,461 \text{ kNm}$$

(Interior)

$$M_5(+) \text{ lapangan} = \frac{w_u \times l_{n1}^2}{16} = \frac{12,430 \text{ kN/m} \times (1,750 \text{ m})^2}{16} = 2,379 \text{ kNm}$$

(Interior)

$$M_6(-) \text{ tumpuan} = \frac{w_u \times l_{n1}^2}{11} = \frac{12,430 \text{ kN/m} \times (1,750 \text{ m})^2}{11} = 3,461 \text{ kNm}$$

Pelat A<sub>3</sub> :

$$M_7(-) \text{ tumpuan} = \frac{w_u \times l_{n1}^2}{11} = \frac{12,430 \text{ kN/m} \times (1,750 \text{ m})^2}{11} = 3,461 \text{ kNm}$$

(Interior)

$$M_8(+) \text{ lapangan} = \frac{w_u \times l_{n1}^2}{16} = \frac{12,430 \text{ kN/m} \times (1,750 \text{ m})^2}{16} = 2,379 \text{ kNm}$$

(Interior)

$$M_9(-) \text{ tumpuan} = \frac{w_u \times l_{n1}^2}{11} = \frac{12,430 \text{ kN/m} \times (1,750 \text{ m})^2}{11} = 3,461 \text{ kNm}$$

Pelat A4 :

$$M_{10}(-) \text{ tumpuan} = \frac{w_u \times l_{n1}^2}{10} = \frac{12,430 \text{ kN/m} \times (1,750 \text{ m})^2}{10} = 3,807 \text{ kNm}$$

(Interior)

$$M_{11}(+) \text{ lapangan} = \frac{w_u \times l_{n1}^2}{14} = \frac{12,430 \text{ kN/m} \times (1,750 \text{ m})^2}{14} = 2,719 \text{ kNm}$$

(Interior)

$$M_{12}(-) \text{ tumpuan} = \frac{w_u \times l_{n1}^2}{16} = \frac{12,430 \text{ kN/m} \times (1,675 \text{ m})^2}{16} = 2,180 \text{ kNm}$$

Dari hasil perhitungan pada semua titik, didapatkan momen terbesar, yaitu :

$$M_u (-) \text{ tumpuan} = 3,807 \text{ kNm (Exterior)}$$

$$M_u (+) \text{ lapangan} = 2,719 \text{ kNm (Interior)}$$

#### 4. Perhitungan Gaya Geser Terfaktor ( $V_u$ )

Berdasarkan SNI 2847:2019; Tabel 6.5.4; Hal-100, perhitungan gaya geser terfaktor adalah sebagai berikut:

$$V_u = \frac{1,15w_u l_n}{2} = \frac{1,15 \times 12,430 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,750 \text{ m}}{2} = 12,508 \text{ kN}$$

#### 5. Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

##### 1) Tulangan Longitudinal (Lentur)

Perhitungan Kebutuhan Tulangan pada Tumpuan:

Direncanakan menggunakan tulangan ulir D10;  $f_y = 420 \text{ MPa}$

Tebal selimut beton,  $s_b = 20 \text{ mm}$  (SNI 2847:2019; Pasal 20.6.1)

Tinggi efektif pelat lantai,  $d = h - s_b - (10/2)$

$$= 130 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - (10 \text{ mm} / 2)$$

$$= 105 \text{ mm}$$

Nilai  $\rho$  maks untuk menjamin syarat penampang bertulangan daktail:

Faktor distribusi regangan beton (SNI 2847:2019; Tabel 22.2.2.4.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 \text{ MPa} - 28)}{7} = 0,836$$

Rasio *balance* tulangan ( $C_b = T_b$ ) dan nilai  $\rho_{maks}$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'c\beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 0,836}{420 \text{ MPa}} \left( \frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right)$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,023$$

Rasio penulangan  $\rho$  yang diperlukan:

$b$  = Lebar pelat per satuan meter ( $b = 1000 \text{ mm}$ )

$\phi = 0,9$  (diasumsikan)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{3.807.000 \text{ Nmm}}{0,9 \times 1.000 \text{ mm} \times (105 \text{ mm})^2} = 0,38$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f'c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,38}{0,85 \times 30 \text{ MPa}}} \right) = 0,001$$

Jadi,  $\rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$  sehingga  $\rho_{pakai} = 0,001$ .

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,001 \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} = 105 \text{ mm}^2$$

$$A_s, \text{ min } 1 = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}}}{4 \times 420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} = 342,33 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_s, \text{ min } 2 = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} = 350 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan  $A_s \leq A_s, \text{min}$ . Jadi, digunakan nilai  $A_s, \text{min}$  terbesar yaitu  $350 \text{ mm}^2$  dalam penentuan spasi tulangan.



Spasi Tulangan:

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi b d b^2}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} \pi (1.000 \text{ mm})(10 \text{ mm})^2}{350 \text{ mm}^2} = 224,40$$

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 7.7.2.3; Hal-126, spasi maksimum untuk tulangan pada pelat adalah harus kurang dari 3h atau 450 mm.

$$s_{\text{maks}} = 3 \times h = 3 \times 130 \text{ mm} = 390 \text{ mm} \text{ atau } s_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan tulangan tumpuan **D10-200**.

#### Perhitungan Kebutuhan Tulangan pada Lapangan:

Direncanakan menggunakan tulangan ulir D10;  $f_y = 420 \text{ MPa}$

Tebal selimut beton,  $s_b = 20 \text{ mm}$  (SNI 2847:2019; Pasal 20.6.1)

Tinggi efektif pelat lantai,  $d = h - s_b - (10/2)$

$$= 130 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - (10 \text{ mm} / 2)$$

$$= 105 \text{ mm}$$

Nilai  $\rho$  maks untuk menjamin syarat penampang bertulangan daktail:

Faktor distribusi regangan beton (SNI 2847:2019; Tabel 22.2.2.4.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 \text{ MPa} - 28)}{7} = 0,836$$

Rasio *balance* tulangan ( $C_b = T_b$ ) dan nilai  $\rho_{\text{maks}}$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'c\beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 0,836}{420 \text{ MPa}} \left( \frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right)$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,023$$

Rasio penulangan  $\rho$  yang diperlukan:

$b$  = Lebar pelat per satuan meter ( $b = 1000 \text{ mm}$ )

$\phi = 0,9$  (diasumsikan)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{2.719.000 \text{ Nmm}}{0,9 \times 1.000 \text{ mm} \times (105 \text{ mm})^2} = 0,27$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f_c'}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,27}{0,85 \times 30 \text{ MPa}}} \right) = 0,0007$$

Jadi,  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$  sehingga  $\rho_{\text{pakai}} = 0,0007$ .

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0007 \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} = 73,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min } 1} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} b d = \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}}}{4 \times 420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} = 342,33 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{s, \text{min } 2} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} = 350 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan  $A_s \leq A_{s, \text{min}}$ . Jadi, digunakan nilai  $A_{s, \text{min}}$  terbesar yaitu  $350 \text{ mm}^2$  dalam penentuan spasi tulangan.

Spasi Tulangan:

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi b d b^2}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} \pi (1.000 \text{ mm})(10 \text{ mm})^2}{350 \text{ mm}^2} = 224,40$$

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 7.7.2.3; Hal-126, spasi maksimum untuk tulangan pada pelat adalah harus kurang dari  $3h$  atau  $450 \text{ mm}$ .

$$s_{\text{maks}} = 3 \times h = 3 \times 130 \text{ mm} = 390 \text{ mm} \text{ atau } s_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan tulangan tumpuan **D10-200**.

## 2) Tulangan Transversal (Susut)

Direncanakan menggunakan tulangan ulir D10;  $f_y = 420 \text{ MPa}$

Tebal selimut beton,  $s_b = 20 \text{ mm}$  (SNI 2847:2019; Pasal 20.6.1)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi efektif pelat lantai, } d &= h - s_b - (10/2) \\
 &= 130 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - (10 \text{ mm} / 2) \\
 &= 105 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Luas minimum tulangan untuk pelat satu arah berdasarkan SNI 2847:2019; Tabel 7.6.1.1; Hal-123:

$$\begin{aligned}
 A_{s, \text{ min } 1} &= \frac{0,0018 \times 420}{420 \text{ MPa}} bh = \frac{0,0018 \times 420}{420 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 130 \text{ mm} \\
 &= 234 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

atau

$$A_{s, \text{ min } 2} = 0,0014bh = 0,0014 \times 1.000 \text{ mm} \times 130 \text{ mm} = 182 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan  $A_s \leq A_{s, \text{ min}}$ . Jadi, digunakan nilai  $A_{s, \text{ min}}$  terbesar yaitu  $234 \text{ mm}^2$  dalam penentuan spasi tulangan.

Spasi Tulangan:

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi b d s^2}{A_s} = \frac{\frac{1}{4} \pi (1.000 \text{ mm})(10 \text{ mm})^2}{234 \text{ mm}^2} = 335,64$$

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 24.4.3.3; Hal-553, spasi tulangan susut pada pelat tidak boleh melebihi nilai terkecil dari  $5h$  atau  $450 \text{ mm}$ .

$$s_{\text{maks}} = 5 \times h = 5 \times 130 \text{ mm} = 650 \text{ mm} \quad \text{atau} \quad s_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan tulangan susut **D10-250**.

## 6. Analisis Kekuatan Geser Beton

Kuat geser dari material beton,  $V_c$  adalah:

Gaya geser terfaktor,  $V_u = 12,508 \text{ kN}$

$\lambda = 1,0$  (beton normal);  $\phi = 0,75$

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

$$= 0,75(0,17 \times 1,0 \times \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 1.000 \text{ mm} \times 105 \text{ mm}) = 73,326 \text{ kN}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$73,326 \text{ kN} \geq 12,508 \text{ kN (Memenuhi Syarat)}$$

## 7. Analisis Kekuatan Pelat

Analisis Kekuatan Pelat pada Tumpuan:

Digunakan tulangan **D10-200**

$$A_s = \frac{\frac{1}{4} \pi b d b^2}{s} = \frac{\frac{1}{4} \pi \times 1.000 \text{ mm} \times (10 \text{ mm})^2}{200 \text{ mm}} = 392,70 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{392,70 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm}} = 6,45 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,17}{0,836} = 7,72 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} \times 0,03 = \frac{105 \text{ mm} - 7,72 \text{ mm}}{7,72 \text{ mm}} \times 0,03 \\ &= 0,38 > 0,005 \text{ (terkendali tarik; } \phi = 0,9) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 392,70 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times \left( 105 \text{ mm} - \frac{6,45}{2} \right) \\ &= 16,79 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 16,79 \text{ kNm} = 15,11 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi M_n > M_u$$

$$15,11 \text{ kNm} > 3,807 \text{ kNm (Memenuhi Syarat)}$$

Analisis Kekuatan Pelat pada Lapangan:

Digunakan tulangan **D10-200**

$$A_s = \frac{\frac{1}{4} \pi b d b^2}{s} = \frac{\frac{1}{4} \pi \times 1.000 \text{ mm} \times (10 \text{ mm})^2}{200 \text{ mm}} = 392,70 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{392,70 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 1.000 \text{ mm}} = 6,45 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,17}{0,836} = 7,72 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,03 = \frac{105 \text{ mm} - 7,72 \text{ mm}}{7,72 \text{ mm}} \times 0,03$$

$$= 0,38 > 0,005 \text{ (terkendali tarik; } \phi = 0,9)$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 392,70 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times \left( 105 \text{ mm} - \frac{6,45}{2} \right)$$

$$= 16,79 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 16,79 \text{ kNm} = 15,11 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi M_n > M_u$$

$$15,11 \text{ kNm} > 2,719 \text{ kNm (Memenuhi Syarat)}$$

### 2.6.3.3 Perbandingan Hasil Penulangan Pelat SAFE dan Koefisien Momen

Berikut tabel perbandingan hasil penulangan pelat dari hasil analisis SAFE dengan Metode Koefisien Momen:

**Tabel 2.40** Perbandingan Hasil Penulangan Pelat

Keterangan	SAFE	Koefisien Momen
Momen Tumpuan X	D10-200	D10-200
Momen Lapangan X	D10-250	D10-200
Momen Tumpuan Y	D10-250	D10-250
Momen Lapangan Y	D10-250	D10-250

Dari hasil tersebut, dapat disimpulkan bahwa hasil yang diperoleh dengan metode koefisien momen lebih konservatif, namun mendekati hasil desain dengan SAFE. Hasil desain penulangan pelat tetap menggunakan hasil dari metode koefisien momen agar lebih aman.

### 2.6.4 Perancangan Balok

Balok adalah elemen struktur yang utamanya menahan momen dan gaya geser dalam. Bila pada elemen struktur juga bekerja gaya aksial maka elemen tersebut dinamakan elemen balok-kolom. Pada elemen struktur balok juga timbul torsi yang merupakan momen yang memutar terhadap sumbu longitudinal balok atau elemen struktur karena adanya beban eksentrik terhadap sumbu balok. Selain itu, torsi umum dijumpai pada balok lengkung dan elemen-elemen struktur portal ruang. Pada kasus-kasus tertentu pengaruh torsi lebih menentukan dalam perencanaan elemen struktur dibandingkan pengaruh beban-beban lainnya karena momen torsi pada penampang dapat menimbulkan tegangan geser yang berlebihan, yang dapat menyebabkan keretakan pada penampang yang tidak ditulangi secara khusus. Elemen balok yang akan didesain berdasarkan nilai momen terbesar ada sebanyak 3 tipe, yakni balok induk (*primary beam*) persegi panjang 400 mm × 600 mm, 300 mm × 600 mm, dan balok anak (*secondary beam*) 250 mm × 500 mm.

#### 2.6.4.1 Data Perancangan Balok

Berikut data untuk penulangan balok induk B400/600 dengan parameter desain serta gaya dalam yang akan digunakan dan pengecekan syarat ketentuan:

##### 1. Data Material

Faktor modifikasi, $\lambda$	= 1 (Beton Normal)
Kekuatan tekan beton, $f'c$	= 30 MPa
Modulus elastisitas beton, $E_c$	= $4.700 \times \sqrt{30 \text{ MPa}}$ = 25.742,9602 MPa
Kekuatan leleh tulangan longitudinal, $f_y$	= 420 MPa
Kekuatan leleh tulangan transversal, $f_{yt}$	= 420 MPa
Modulus elastisitas tulangan, $E_s$	= 200.000 MPa

##### 2. Diameter Tulangan

Diameter tulangan longitudinal (lentur), $d_b$	= 25 mm
Diameter tulangan torsi (pinggang), $d_{bt}$	= 13 mm
Diameter tulangan transversal (sengkang), $d_s$	= 13 mm

## 3. Geometri Balok

Lebar balok, b	= 400 mm
Tinggi balok, h	= 600 mm
Panjang balok, L	= 8.000 mm
Selimit beton / bersih, cc	= 40 mm
Panjang kolom (sisi tegak lurus), c <sub>1</sub>	= 550 mm
Lebar kolom (sisi sejajar), c <sub>2</sub>	= 550 mm
Panjang tumpuan, Lt = 2 × h	= 1.200 mm
Tinggi efektif balok, d = h - cc - ds - db/2	= 534,5 mm
Panjang bentang bersih, Ln = L - c <sub>1</sub>	= 7.450 mm
Luas bruto penampang beton, Ag = b × h	= 240.000 mm <sup>2</sup>

## 4. Gaya Dalam pada Balok Balok Induk 400/600

Berdasarkan hasil analisis struktur pada program ETABS 20.0.0, gaya dalam balok yang didapat adalah sebagai berikut:

**Tabel 2.41** Gaya Dalam Balok Induk 400/600

<b>B400/600</b>			
<b>Gaya Dalam (Internal Forces)</b>			<b>Satuan</b>
Lentur (Longitudinal)			
Mu,tumpuan (-)	=	459,3417	kN-m
Mu,tumpuan (+)	=	234,7561	kN-m
Mu,lapangan (-)	=	311,3815	kN-m
Mu,lapangan (+)	=	238,7402	kN-m
Pu	=	0	kN
Sengkang (Transversal)			
Vu,tumpuan	=	269,2491	kN
Vu,lapangan	=	227,9272	kN
Pinggang (Torsi)			
Tu,tumpuan	=	57,3675	kN-m

## 5. Kesesuaian Syarat Gaya dan Geometri Balok

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.6; Hal-377 yang membahas tentang balok sistem rangka pemikul momen khusus. Syarat-syarat balok yang harus dipenuhi adalah sebagai berikut:

- a) Gaya aksial pada balok  $P_u$  tidak boleh melebihi  $0,1 A_g f_c$ .

$$P_u = 0 \text{ kN}$$

$$A_g = 240.000 \text{ mm}^2$$

$$0,1 A_g f_c = 0,1 \times 240.000 \times 30 \text{ MPa} = 720 \text{ kN}$$

$$P_u \leq A_g f_c / 10$$

$$0 \text{ kN} \leq 720 \text{ kN} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

- b) Panjang bentang bersih ( $L_n$ ) untuk komponen struktur tidak boleh kurang dari  $4d$ .

$$7.450 \text{ mm} \geq 4d$$

$$7.450 \text{ mm} \geq 4 (534,5 \text{ mm})$$

$$7.450 \text{ mm} \geq 2.138 \text{ mm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

- c) Lebar balok ( $b$ ) tidak boleh kurang dari  $0,3h$  dan  $250 \text{ mm}$ .

$$b \geq 0,3h$$

$$400 \text{ mm} \geq 0,3 (600 \text{ mm})$$

$$400 \text{ mm} \geq 180 \text{ mm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

- d) 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.

$$c_2 = 550 \text{ mm} ; c_1 = 0,75c_1 = 0,75 (550 \text{ mm}) = 412,5 \text{ mm}$$

$$b \leq c_2 \text{ dan } 0,75c_1$$

$$401 \text{ mm} \leq 550 \text{ mm dan } 412,5 \text{ mm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

#### 2.6.4.2 Perhitungan Penulangan Balok

1. Tulangan Longitudinal (Lentur)

Perhitungan Kebutuhan Tulangan pada Tumpuan (-):

$$M_u \text{ Tumpuan (-)} = 459,3417 \text{ kNm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan ulir:

D25;  $f_y = 420 \text{ MPa}$  (Tulangan Longitudinal)

D13;  $f_{yt} = 420 \text{ MPa}$  (Tulangan Transversal)



Tebal selimut beton/bersih,  $cc = 40 \text{ mm}$

Tinggi efektif balok,  $d = h - cc - ds - db/2$

$$= 600 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - (13 \text{ mm}) - (25 \text{ mm} / 2)$$

$$= 534,5 \text{ mm}$$

Nilai  $\rho$  maks untuk menjamin syarat penampang bertulangan daktail:

Faktor distribusi regangan beton (SNI 2847:2019; Tabel 22.2.2.4.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 \text{ MPa} - 28)}{7} = 0,836$$

Rasio *balance* tulangan ( $C_b = T_b$ ) dan nilai  $\rho_{\text{maks}}$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'c\beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 0,836}{420 \text{ MPa}} \left( \frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right)$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{\text{maks } 1} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,022 \text{ atau}$$

$$\rho_{\text{maks } 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019; Pasal 18.6.3.1)}$$

Rasio penulangan  $\rho$  yang diperlukan:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{459.341.700 \text{ Nmm}}{0,9 \times 400 \text{ mm} \times (534,5 \text{ mm})^2} = 4,466$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,466}{0,85 \times 30 \text{ MPa}}} \right) = 0,012$$

Jadi,  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$  sehingga  $\rho_{\text{pakai}} = 0,012$ .

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,012 \times 400 \text{ mm} \times 534,5 \text{ mm} = 2.517,663 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min } 1} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}}}{4 \times 420 \text{ MPa}} \times 400 \text{ mm} \times 534,5 \text{ mm} = 697,042 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{s, \min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420 \text{ MPa}} \times 400 \text{ mm} \times 534,5 \text{ mm} = 712,667 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan  $A_s \geq A_{s, \min}$ . Jadi, digunakan nilai  $A_s$  terbesar yaitu  $2517,663 \text{ mm}^2$  dalam penentuan kebutuhan tulangan.

Kebutuhan Tulangan:

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \pi d b^2} = \frac{2517,663 \text{ mm}^2}{\frac{1}{4} \pi (25 \text{ mm})^2} = 5,13$$

Jumlah tulangan tumpuan negatif yang dipakai,  $n = 6$

Jarak bersih antar tulangan:

$$s = \frac{b - 2c_c - 2d_s - n \times d_b}{n - 1} = \frac{400 - 2(40) - 2(13) - 6 \times (25)}{6 - 1} = 28,8 \text{ mm}$$

Penentuan jumlah lapis/rangkap (baris):

$$s \geq d_b \text{ dan } 25 \text{ mm}$$

$$28,8 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm dan } 25 \text{ mm (1 rangkap)}$$

Jadi, jumlah lapis/rangkap yang digunakan adalah 1.

Luas tulangan yang dipakai:

$$A_s \text{ pakai} = n \times \frac{\pi d b^2}{4} = 6 \times \frac{\pi (25 \text{ mm})^2}{4} = 2.945,243 \text{ mm}^2$$

Pemeriksaan nilai regangan pada baja tulangan lapis terluar atau terjauh dari serat tekan ( $\epsilon_t$ ) dan faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ ):

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{2.945,243 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm}} = 121,275 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{121,275 \text{ mm}}{0,836} = 145,115 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} \times 0,03 = \frac{534,5 \text{ mm} - 145,115 \text{ mm}}{145,115 \text{ mm}} \times 0,03 \\ &= 0,0080 > 0,005 \text{ (terkendali tarik; } \phi = 0,9) \end{aligned}$$

Perhitungan  $\phi M_n$ :

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2.945,243 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times \left( 534,5 \text{ mm} - \frac{121,275 \text{ mm}}{2} \right) \\ &= 586,1691 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 586,1691 \text{ kNm} = 527,5522 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi M_n > M_u$$

$$527,5522 \text{ kNm} > 459,3417 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu tumpuan atas} &= \frac{M_u}{f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \\ &= \frac{459,3417 \text{ kNm}}{420 \text{ MPa} \left( 534,5 \text{ mm} - \frac{121,275 \text{ mm}}{2} \right)} \\ &= 2.307,991 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan Kebutuhan Tulangan pada Tumpuan (+):

$$M_u \text{ Tumpuan (+)} = 234,7561 \text{ kNm}$$

$$0,5 M_u \text{ Tumpuan (-)} = 229,6709 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ pakai} = 234,7561 \text{ kNm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan ulir:

D25;  $f_y = 420 \text{ MPa}$  (Tulangan Longitudinal)

D13;  $f_{yt} = 420 \text{ MPa}$  (Tulangan Transversal)

Tebal selimut beton/bersih,  $cc = 40 \text{ mm}$

Tinggi efektif balok,  $d = h - cc - d_s - d_b/2$

$$= 600 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - (13 \text{ mm}) - (25 \text{ mm} / 2)$$

$$= 534,5 \text{ mm}$$

Nilai  $\rho$  maks untuk menjamin syarat penampang bertulangan daktail:  
Faktor distribusi regangan beton (SNI 2847:2019; Tabel 22.2.2.4.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 \text{ MPa} - 28)}{7} = 0,836$$

Rasio *balance* tulangan ( $C_b = T_b$ ) dan nilai  $\rho_{\text{maks}}$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'c\beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 0,836}{420 \text{ MPa}} \left( \frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right)$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{\text{maks } 1} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,022 \text{ atau}$$

$$\rho_{\text{maks } 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019; Pasal 18.6.3.1)}$$

Rasio penulangan  $\rho$  yang diperlukan:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{234756100 \text{ Nmm}}{0,9 \times 400 \text{ mm} \times (534,5 \text{ mm})^2} = 2,283$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,283}{0,85 \times 30 \text{ MPa}}} \right) = 0,006$$

Jadi,  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$  sehingga  $\rho_{\text{pakai}} = 0,006$ .

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,006 \times 400 \text{ mm} \times 534,5 \text{ mm} = 1.219,177 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min } 1} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}}}{4 \times 420 \text{ MPa}} \times 400 \text{ mm} \times 534,5 \text{ mm} = 697,042 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{s, \text{min } 2} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420 \text{ MPa}} \times 400 \text{ mm} \times 534,5 \text{ mm} = 712,667 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan  $A_s \geq A_{s,min}$ . Jadi, digunakan nilai  $A_s$  terbesar yaitu  $1219,177 \text{ mm}^2$  dalam penentuan kebutuhan tulangan.

Kebutuhan Tulangan:

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi db^2} = \frac{1.219,177 \text{ mm}^2}{\frac{1}{4}\pi(25 \text{ mm})^2} = 2,48$$

Jumlah tulangan tumpuan negatif yang dipakai,  $n = 3$

Jarak bersih antar tulangan:

$$s = \frac{b - 2cc - 2ds - n \times db}{n - 1} = \frac{400 - 2(40) - 2(13) - 3 \times (25)}{3 - 1} = 109,5 \text{ mm}$$

Penentuan jumlah lapis/rangkap (baris):

$$s \geq db \text{ dan } 25 \text{ mm}$$

$$109,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm dan } 25 \text{ mm (1 rangkap)}$$

Jadi, jumlah lapis/rangkap yang digunakan adalah 1.

Luas tulangan yang dipakai:

$$A_s \text{ pakai} = n \times \frac{\pi db^2}{4} = 3 \times \frac{\pi(25 \text{ mm})^2}{4} = 1.472,622 \text{ mm}^2$$

Pemeriksaan nilai regangan pada baja tulangan lapis terluar atau terjauh dari serat tekan ( $\epsilon_t$ ) dan faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ ):

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1.472,622 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm}} = 60,637 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{60,637 \text{ mm}}{0,836} = 72,558 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,03 = \frac{534,5 \text{ mm} - 72,558 \text{ mm}}{72,558 \text{ mm}} \times 0,03$$

$$= 0,0191 > 0,005 \text{ (terkendali tarik; } \phi = 0,9)$$

Perhitungan  $\phi M_n$ :

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1.472,622 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times \left( 534,5 \text{ mm} - \frac{60,637 \text{ mm}}{2} \right) \\ &= 311,8367 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 311,8367 \text{ kNm} = 280,6530 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi M_n > M_u$$

$$280,6530 \text{ kNm} > 234,7561 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu tumpuan atas} &= \frac{M_u}{f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \\ &= \frac{234,7561 \text{ kNm}}{420 \text{ MPa} \left( 534,5 \text{ mm} - \frac{60,637 \text{ mm}}{2} \right)} \\ &= 1.108,615 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan Kebutuhan Tulangan pada Lapangan (-):

$$M_u \text{ Lapangan (-)} = 311,3815 \text{ kNm}$$

$$0,25 M_u \text{ Tumpuan (-)} = 114,8354 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ pakai} = 311,3815 \text{ kNm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan ulir:

D25;  $f_y = 420 \text{ MPa}$  (Tulangan Longitudinal)

D13;  $f_{yt} = 420 \text{ MPa}$  (Tulangan Transversal)

Tebal selimut beton/bersih,  $cc = 40 \text{ mm}$

Tinggi efektif balok,  $d = h - cc - d_s - d_b/2$

$$= 600 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - (13 \text{ mm}) - (25 \text{ mm} / 2)$$

$$= 534,5 \text{ mm}$$

Nilai  $\rho$  maks untuk menjamin syarat penampang bertulangan daktail:  
 Faktor distribusi regangan beton (SNI 2847:2019; Tabel 22.2.2.4.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 \text{ MPa} - 28)}{7} = 0,836$$

Rasio *balance* tulangan ( $C_b = T_b$ ) dan nilai  $\rho_{\text{maks}}$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'c\beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 0,836}{420 \text{ MPa}} \left( \frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right)$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{\text{maks 1}} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,022 \text{ atau}$$

$$\rho_{\text{maks 2}} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019; Pasal 18.6.3.1)}$$

Rasio penulangan  $\rho$  yang diperlukan:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{311381500 \text{ Nmm}}{0,9 \times 400 \text{ mm} \times (534,5 \text{ mm})^2} = 3,028$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,028}{0,85 \times 30 \text{ MPa}}} \right) = 0,008$$

Jadi,  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$  sehingga  $\rho_{\text{pakai}} = 0,008$ .

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,008 \times 400 \text{ mm} \times 534,5 \text{ mm} = 1.645,472 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min 1}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}}}{4 \times 420 \text{ MPa}} \times 400 \text{ mm} \times 534,5 \text{ mm} = 697,042 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{s, \text{min 2}} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420 \text{ MPa}} \times 400 \text{ mm} \times 534,5 \text{ mm} = 712,667 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan  $A_s \geq A_{s,min}$ . Jadi, digunakan nilai  $A_s$  terbesar yaitu  $1.645,472 \text{ mm}^2$  dalam penentuan kebutuhan tulangan.

Kebutuhan Tulangan:

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi db^2} = \frac{1.645,472 \text{ mm}^2}{\frac{1}{4}\pi(25 \text{ mm})^2} = 3,35$$

Jumlah tulangan tumpuan negatif yang dipakai,  $n = 4$

Jarak bersih antar tulangan:

$$s = \frac{b - 2cc - 2ds - n \times db}{n - 1} = \frac{400 - 2(40) - 2(13) - 4 \times (25)}{4 - 1} = 64,47 \text{ mm}$$

Penentuan jumlah lapis/rangkap (baris):

$$s \geq db \text{ dan } 25 \text{ mm}$$

$$64,67 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm dan } 25 \text{ mm (1 rangkap)}$$

Jadi, jumlah lapis/rangkap yang digunakan adalah 1.

Luas tulangan yang dipakai:

$$A_s \text{ pakai} = n \times \frac{\pi db^2}{4} = 4 \times \frac{\pi(25 \text{ mm})^2}{4} = 1.963,495 \text{ mm}^2$$

Pemeriksaan nilai regangan pada baja tulangan lapis terluar atau terjauh dari serat tekan ( $\epsilon_t$ ) dan faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ ):

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1.963,495 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm}} = 80,850 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{80,850 \text{ mm}}{0,836} = 96,743 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,03 = \frac{534,5 \text{ mm} - 96,743 \text{ mm}}{96,743 \text{ mm}} \times 0,03$$

$$= 0,0136 > 0,005 \text{ (terkendali tarik; } \phi = 0,9)$$



Perhitungan  $\phi M_n$ :

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1.963,495 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times \left( 534,5 \text{ mm} - \frac{80,850 \text{ mm}}{2} \right) \\ &= 407,4480 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 407,4480 \text{ kNm} = 366,7032 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi M_n > M_u$$

$$366,7032 \text{ kNm} > 311,3815 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu tumpuan atas} &= \frac{M_u}{f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \\ &= \frac{311,3815 \text{ kNm}}{420 \text{ MPa} \left( 534,5 \text{ mm} - \frac{80,850 \text{ mm}}{2} \right)} \\ &= 1.500,550 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan Kebutuhan Tulangan pada Lapangan (+):

$$M_u \text{ Lapangan (+)} = 238,7402 \text{ kNm}$$

$$0,25 M_u \text{ Tumpuan (-)} = 114,8354 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ pakai} = 238,7402 \text{ kNm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan ulir:

D25;  $f_y = 420 \text{ MPa}$  (Tulangan Longitudinal)

D13;  $f_{yt} = 420 \text{ MPa}$  (Tulangan Transversal)

Tebal selimut beton/bersih,  $cc = 40 \text{ mm}$

Tinggi efektif balok,  $d = h - cc - d_s - d_b/2$

$$= 600 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - (13 \text{ mm}) - (25 \text{ mm} / 2)$$

$$= 534,5 \text{ mm}$$

Nilai  $\rho$  maks untuk menjamin syarat penampang bertulangan daktail:  
Faktor distribusi regangan beton (SNI 2847:2019; Tabel 22.2.2.4.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f'c - 28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30 \text{ MPa} - 28)}{7} = 0,836$$

Rasio *balance* tulangan ( $C_b = T_b$ ) dan nilai  $\rho_{\text{maks}}$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'c\beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 0,836}{420 \text{ MPa}} \left( \frac{600}{600 + 420 \text{ MPa}} \right)$$

$$= 0,03$$

$$\rho_{\text{maks } 1} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,022 \text{ atau}$$

$$\rho_{\text{maks } 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019; Pasal 18.6.3.1)}$$

Rasio penulangan  $\rho$  yang diperlukan:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{238,7402 \text{ Nmm}}{0,9 \times 400 \text{ mm} \times (534,5 \text{ mm})^2} = 2,321$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,321}{0,85 \times 30 \text{ MPa}}} \right) = 0,0058$$

Jadi,  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$  sehingga  $\rho_{\text{pakai}} = 0,0058$ .

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0058 \times 400 \text{ mm} \times 534,5 \text{ mm} = 1.240,960 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min } 1} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{30 \text{ MPa}}}{4 \times 420 \text{ MPa}} \times 400 \text{ mm} \times 534,5 \text{ mm} = 697,042 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{s, \text{min } 2} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420 \text{ MPa}} \times 400 \text{ mm} \times 534,5 \text{ mm} = 712,667 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan hasil perhitungan  $A_s \geq A_{s,\min}$ . Jadi, digunakan nilai  $A_s$  terbesar yaitu  $1.240,960 \text{ mm}^2$  dalam penentuan kebutuhan tulangan.

Kebutuhan Tulangan:

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi db^2} = \frac{1.240,960 \text{ mm}^2}{\frac{1}{4}\pi(25 \text{ mm})^2} = 2,53$$

Jumlah tulangan tumpuan negatif yang dipakai,  $n = 3$

Jarak bersih antar tulangan:

$$s = \frac{b - 2cc - 2ds - n \times db}{n - 1} = \frac{400 - 2(40) - 2(13) - 3 \times (25)}{3 - 1} = 109,5 \text{ mm}$$

Penentuan jumlah lapis/rangkap (baris):

$$s \geq db \text{ dan } 25 \text{ mm}$$

$$109,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm dan } 25 \text{ mm (1 rangkap)}$$

Jadi, jumlah lapis/rangkap yang digunakan adalah 1.

Luas tulangan yang dipakai:

$$A_s \text{ pakai} = n \times \frac{\pi db^2}{4} = 3 \times \frac{\pi(25 \text{ mm})^2}{4} = 1.472,622 \text{ mm}^2$$

Pemeriksaan nilai regangan pada baja tulangan lapis terluar atau terjauh dari serat tekan ( $\epsilon_t$ ) dan faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ ):

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1.472,622 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm}} = 60,637 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{60,637 \text{ mm}}{0,836} = 72,558 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,03 = \frac{534,5 \text{ mm} - 72,558 \text{ mm}}{72,558 \text{ mm}} \times 0,03$$

$$= 0,0191 > 0,005 \text{ (terkendali tarik; } \phi = 0,9)$$

Perhitungan  $\phi M_n$ :

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1472,622 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times \left( 534,5 \text{ mm} - \frac{60,637 \text{ mm}}{2} \right) \\ &= 11,8367 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 311,8367 \text{ kNm} = 280,6530 \text{ kNm}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi M_n > M_u$$

$$280,6530 \text{ kNm} > 238,7402 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu tumpuan atas} &= \frac{M_u}{f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \\ &= \frac{238,7402 \text{ kNm}}{420 \text{ MPa} \left( 534,5 \text{ mm} - \frac{60,637 \text{ mm}}{2} \right)} \\ &= 1.127,430 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

## 2. Tulangan Transversal (Sengkang)

Perhitungan *Probable Moment Capacities* ( $M_{pr}$ ):

SNI 2847:2019; Pasal R18.6.5 mengisyaratkan bahwa geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengasumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur balok mencapai  $1,25f_y$  dan faktor reduksi kuat lentur  $\phi = 1$ . Berikut perhitungan *Probable Moment Capacities*:

$$A_s \text{ tumpuan (-)} = n \times \frac{\pi d b^2}{4} = 6 \times \frac{\pi (25 \text{ mm})^2}{4} = 2.945,243 \text{ mm}^2$$

$$a \text{ tumpuan (-)} = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_{cb}} = \frac{2.945,243 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm}} = 121,275 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ tumpuan (+)} = n \times \frac{\pi d b^2}{4} = 3 \times \frac{\pi (25 \text{ mm})^2}{4} = 1.472,622 \text{ mm}^2$$

$$a \text{ tumpuan (+)} = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_{cb}} = \frac{1.472,622 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 400 \text{ mm}} = 60,637 \text{ mm}$$

$$apr^- = 1,25a \text{ tumpuan } (-) = 151,593 \text{ mm}$$

$$apr^+ = 1,25a \text{ tumpuan } (+) = 75,797 \text{ mm}$$

$$Mpr^- = 1,25Asfy \left( d - \frac{apr^-}{2} \right)$$

$$= 1,25(2.945,243 \text{ mm}^2)(420 \text{ MPa}) \left( 534,5 \text{ mm} - \frac{151,593 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$= 709.271.189,4084 \text{ Nmm}$$

$$Mpr^+ = 1,25Asfy \left( d - \frac{apr^+}{2} \right)$$

$$= 1,25(1.472,622 \text{ mm}^2)(420 \text{ MPa}) \left( 534,5 \text{ mm} - \frac{75,797 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$= 383.935.805,5956 \text{ Nmm}$$

Desain Penulangan Sengkang untuk Gaya Geser:

Berdasarkan hasil ETABS, didapat reaksi geser di ujung kanan dan kiri balok akibat gravitasi ( $V_g$ ) sebesar 211,0376 kN. Perhitungan reaksi geser dan gaya geser desain ( $V_e$ ) dapat dilihat pada perhitungan berikut ini:

$$V_{pr} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{L_n}$$

$$V_{pr} = \frac{709.271.189,4084 \text{ Nmm} + 383.935.805,5956 \text{ Nmm}}{7450 \text{ mm}} = 146,7392 \text{ kN}$$

$$V_e = V_g + V_{pr} = 211,0376 \text{ kN} + 146,7392 \text{ kN} = 357,7768 \text{ kN}$$

Selanjutnya akan dilakukan perencanaan sengkang untuk gaya geser. Menurut SNI 2847:2019; Pasal 18.6.5.2, kontribusi beton dalam menahan gaya geser, yaitu  $V_c$  harus diambil = 0 pada perencanaan geser di daerah sendi plastis apabila:

- a) Gaya geser yang dihitung mewakili setidaknya setengah kuat geser perlu maksimum di sepanjang bentang.
- b) Gaya tekan aksial terfaktor ( $P_u$ ) termasuk pengaruh gempa kurang dari  $Agf^c/20$ .

Jika salah satu dari kedua hal di atas tidak dipenuhi, maka perhitungan  $V_c$  mengikuti aturan desain nongempa. Berikut perhitungan untuk menilai kontribusi kekuatan geser nominal yang disediakan oleh beton ( $V_c$ ):

$$\frac{1}{2}V_e = \frac{1}{2} 357,7768 \text{ kN} = 178,8884 \text{ kN} \geq V_{pr} = 146,7392 \text{ kN}$$

$$P_u = 0,00 \text{ kN}$$

$$\frac{A_g f'_c}{20} = \frac{(400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}) (30 \text{ MPa})}{20} = 360 \text{ kN} < P_u$$

Jadi, kontribusi kuat geser beton diperhitungkan.

Nilai  $V_c$  untuk komponen nonprategang tanpa gaya aksial sesuai dengan SNI 2847:2019; Pasal 22.5.5.1:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0,17\lambda \sqrt{30 \text{ MPa}} (400 \text{ mm})(534,5 \text{ mm}) = 199,0752 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan Kebutuhan Tulangan pada Tumpuan:

$$V_u \text{ Tumpuan} = 269,2491 \text{ kN}$$

$$V_e = 357,7768 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ pakai} = 357,7768 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan ulir :

D13;  $f_{yt} = 420 \text{ MPa}$  (Tulangan Transversal)

Tebal selimut beton/bersih,  $cc = 40 \text{ mm}$

Tinggi efektif balok,  $d = h - cc - ds - db/2$

$$\begin{aligned} &= 600 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - (13 \text{ mm}) - (25 \text{ mm} / 2) \\ &= 534,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan kebutuhan tulangan geser:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{269,2491 \text{ kN}}{0,75} - 199,0752 \text{ kN} = 277,9605 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 22.5.1.2, nilai maksimum  $V_s$ :

$$\begin{aligned} V_s \text{ maks} &= 0,066\sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0,066\sqrt{30 \text{ MPa}} (400 \text{ mm})(534,5 \text{ mm}) = 772,8803 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pengecekan Syarat:

$$V_s < V_s \text{ maks (Syarat } V_s \text{ maksimum terpenuhi)}$$

Spasi tulangan diatur melalui persamaan:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} \quad (2.14)$$

Coba diameter tulangan sengkang D13 mm dengan 2 kaki, nilai  $A_v$ :

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 2 \times \frac{\pi}{4} \times (13 \text{ mm})^2 = 265,465 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(265,465 \text{ mm}^2)(420 \text{ MPa})(534,5 \text{ mm})}{277,9605 \text{ kN}} = 214,40 \text{ mm}^2$$

Spasi yang dipakai = 100 mm

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 18.6.4.4, Spasi sengkang pengekang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$s \text{ maks 1} = \frac{d}{4} = 133,63 \text{ mm}$$

$$s \text{ maks 2} = 6d_b = 6(25 \text{ mm}) = 150 \text{ mm}$$

$$s \text{ maks 3} = 150 \text{ mm}$$

Pengecekan Syarat:

$$s \text{ pakai} < s \text{ maks (Memenuhi Syarat)}$$

Perhitungan nilai  $V_s$  terpasang (SNI 2847:2019; Pasal 22.5.10.5.3):

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{(265,465 \text{ mm}^2)(420 \text{ MPa})(534,5 \text{ mm})}{100 \text{ mm}} = 595,9414 \text{ kN}$$

Pemeriksaan kapasitas,  $\phi V_n / V_u \geq 1$ :

$$V_n = V_c + V_s = 199,0752 \text{ kN} + 595,9414 \text{ kN} = 795,0167 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi V_n}{V_u} = \frac{(0,75)(795,0167 \text{ kN})}{357,7768 \text{ kN}} = 1,667 \geq 1 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Jadi, dapat digunakan sengkang 2 kaki D13 dengan spasi 100 mm.

Perhitungan Kebutuhan Tulangan pada Lapangan:

$$V_u \text{ Lapangan} = 227,9272 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ pakai Tumpuan} = 357,7768 \text{ kN}$$

Gaya geser maksimum  $V_u$  di ujung zona sendi plastis, yaitu  $= 2h = 2(600 \text{ mm}) = 1200 \text{ mm}$  dari muka kolom, sehingga:

$$V_{u@2h} = 357,7768 \text{ kN} \times \frac{\frac{1}{2} \times 8000 \text{ mm} - 1200 \text{ mm}}{\frac{1}{2} \times 8000 \text{ mm}} = 250,4438 \text{ kN}$$

Maka,  $V_u$  pakai merupakan nilai maksimum dari antara  $V_u$  lapangan dan  $V_u$  di jarak  $2h$  dari muka kolom, yakni  $250,4438 \text{ kN}$ .

Perhitungan kebutuhan tulangan geser:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{250,4438 \text{ kN}}{0,75} - 199,0752 \text{ kN} = 134,8498 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 22.5.1.2, nilai maksimum  $V_s$ :

$$\begin{aligned} V_s \text{ maks} &= 0,066\sqrt{f'c}b_w d \\ &= 0,066\sqrt{30 \text{ MPa}}(400 \text{ mm})(534,5 \text{ mm}) = 772,8803 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pengecekan Syarat:

$$V_s < V_s \text{ maks (Syarat } V_s \text{ maksimum terpenuhi)}$$

Spasi tulangan diatur melalui persamaan:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d}$$

Coba diameter tulangan sengkang D13 mm dengan 2 kaki, nilai  $A_v$ :

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 2 \times \frac{\pi}{4} \times (13 \text{ mm})^2 = 265,465 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(265,465 \text{ mm}^2)(420 \text{ MPa})(534,5 \text{ mm})}{134,8498 \text{ kN}} = 441,93 \text{ mm}^2$$

Spasi yang dipakai = 150 mm



Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 18.6.4.4, Spasi sengkang pengekang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$s \text{ maks} = \frac{d}{2} = 265,465 \text{ mm}$$

Pengecekan Syarat:

$$s \text{ pakai} < s \text{ maks (Memenuhi Syarat)}$$

Perhitungan nilai  $V_s$  terpasang (SNI 2847:2019; Pasal 22.5.10.5.3):

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{(265,465 \text{ mm}^2)(420 \text{ MPa})(534,5 \text{ mm})}{150 \text{ mm}} = 397,2943 \text{ kN}$$

Pemeriksaan kapasitas,  $\phi V_n / V_u \geq 1$ :

$$V_n = V_c + V_s = 199,0752 \text{ kN} + 397,2943 \text{ kN} = 596,3695 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi V_n}{V_u} = \frac{(0,75)(596,3695 \text{ kN})}{250,4438 \text{ kN}} = 1,786 \geq 1 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Jadi, dapat digunakan sengkang 2 kaki D13 dengan spasi 150 mm.

### 3. Tulangan Torsi (Pinggang)

$$\text{Torsi, } T_u = 57,3675 \text{ kNm} = 57.367.500 \text{ Nmm}$$

Pengecekan apakah pengaruh torsi dapat diabaikan:

Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang,  $A_{cp}$ :

$$A_{cp} = b \times h = 400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} = 240.000 \text{ mm}^2$$

Keliling luar penampang beton,  $P_{cp}$ :

$$P_{cp} = 2(400 \text{ mm} + 600 \text{ mm}) = 2.000 \text{ mm}$$

Sesuai SNI 2847:2019; Pasal 22.7.5.1 ( $\lambda = 1$  untuk beton normal), maka torsi dapat diabaikan jika:

$$\begin{aligned} T_{cr} &= 0,03\lambda\sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\ &= (0,33)(1,0)\sqrt{30 \text{ MPa}} \left( \frac{(240000 \text{ mm}^2)^2}{2000 \text{ mm}} \right) = 52.055.551,87 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$T_u \leq \frac{\phi T_{cr}}{4}$$

$$T_u \leq \frac{(0,75)(52.055.551,87 \text{ Nmm})}{4}$$

$$T_u \leq 9760415,97 \text{ Nmm}$$

Karena nilai  $T_u = 57.367.500 \text{ Nmm}$  melebihi batas torsi yaitu  $9.760.415,97 \text{ Nmm}$ , maka pengaruh torsi (puntir) tidak dapat diabaikan.

Menghitung Sifat Penampang (*Sectional Properties*):

Luas oleh garis pusat tulangan torsi,  $A_{0h}$ :

$$x_0 = b - (2 \times cc) - ds$$

$$x_0 = 400 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm}) - 13 \text{ mm} = 307 \text{ mm}$$

$$y_0 = h - (2 \times cc) - ds$$

$$y_0 = 600 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm}) - 13 \text{ mm} = 507 \text{ mm}$$

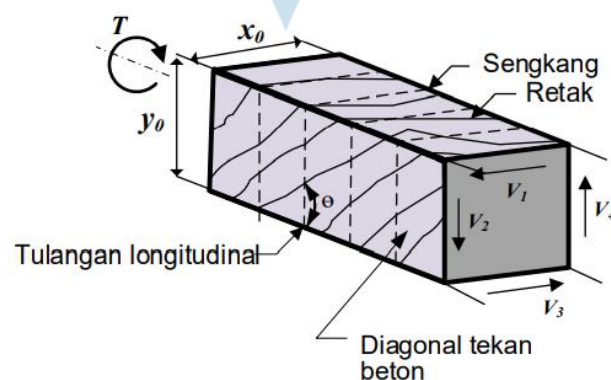
$$A_{0h} = x_0 \times y_0 = 307 \text{ mm} \times 507 \text{ mm} = 155.649 \text{ mm}^2$$

Luas bruto yang dilingkupi oleh lintasan alir geser,  $A_0$ :

$$A_0 = 0,8A_{0h} = 0,8(15.5649 \text{ mm}^2) = 132.301,65 \text{ mm}^2$$

Keliling oleh garis pusat tulangan torsi,  $p_h$ :

$$p_h = 2(x_0 + y_0) = 2(307 \text{ mm} + 507 \text{ mm}) = 1.628 \text{ mm}$$



**Gambar 2.59** Analogi Rangka Batang Ruang (*Space Truss Analogy*)

Pengecekan dimensi penampang cukup atau tidak menahan torsi:

Jenis torsi (statis tertentu/statis tak tentu): Kompatibilitas

$$T_u = 57.367.500 \text{ Nmm}$$

$$\phi T_{cr} = (0,75)(5205551,87 \text{ Nmm}) = 39.041.663,90 \text{ Nmm}$$

$$T_u \text{ pakai} = 39.041.663,90 \text{ Nmm}$$

$$V_u \text{ (tumpuan)} = 357.776,794 \text{ N}$$

Nilai  $V_c$  untuk komponen nonprategang tanpa gaya aksial sesuai dengan SNI 2847:2019; Pasal 22.5.5.1:

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

$$= 0,17\lambda \sqrt{30 \text{ MPa}} (400 \text{ mm})(534,5 \text{ mm}) = 199.075,241 \text{ N}$$

Untuk penampang solid sesuai SNI 2847:2019; Pasal 22.7.7.1, harus memenuhi:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66\sqrt{f'_c}\right) \quad (2.15)$$

$$2,276 \text{ MPa} \leq 3,410 \text{ MPa}$$

Dengan demikian ukuran penampang balok sudah cukup menahan torsi.

Parameter umum lainnya:

Kuat Leleh Tulangan Torsi ( $f_y/f_{yt}$ ) = 1 (Non-Prategang)

$\theta$  (komponen non prategang) =  $45^\circ$  (SNI 2847:2019; Pasal 22.7.6.1.2)

Menentukan tulangan sengkang (transversal) untuk torsi:

Digunakan sengkang 2D13 dengan spasi 100 mm pada Tumpuan.

Digunakan sengkang 2D13 dengan spasi 150 mm pada Lapangan.

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 9.7.6.3.3, Spasi tulangan torsi transversal tidak boleh melebihi:

$$s \text{ maks } 1 = \frac{p_h}{8} = \frac{1.628 \text{ mm}}{8} = 203,5 \text{ mm}$$

$$s \text{ maks } 2 = 300 \text{ mm}$$

Pengecekan Syarat:

$s$  pakai (sejang) <  $s$  maks (Memenuhi Syarat)

$$\frac{A_v + t}{s} (\text{Tumpuan pakai}) = \frac{265,465 \text{ mm}^2}{100 \text{ mm}} = 2,655 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_v + t}{s} (\text{Lapangan pakai}) = \frac{265,465 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}} = 1,770 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2A_0 f_y} \cot(\theta) \text{ (SNI 2847: 2019; Pasal 22.7.6.1)}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{39.041.663,90 \text{ Nmm}}{2(132.301,65 \text{ mm}^2)(420 \text{ MPa})} \cot(45^\circ) = 0,468 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jadi, untuk torsi dibutuhkan sejang 0,468 mm<sup>2</sup>/mm. (sejang 1 kaki)

Luas sejang yang dibutuhkan :

Persyaratan untuk tulangan torsi dan geser adalah dijumlahkan dan sejang yang disediakan sekurang-kurangnya adalah jumlah total yang diperlukan. Karena luas tulangan  $A_v$  untuk geser didefinisikan sebagai semua kaki sejang sedangkan luas tulangan  $A_t$  untuk torsi didefinisikan sebagai satu kaki saja, penjumlahan luas tulangan transversal dihitung sebagai berikut:

$$\text{Total} \left( \frac{A_v + t}{s} \right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \quad (2.16)$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{f_y d}$$

$$\frac{A_v}{s} (\text{Tumpuan}) = \frac{\frac{357,7768 \text{ kN}}{0,75} - 199.075,241 \text{ N}}{(420 \text{ MPa})(534,5 \text{ mm})} = 1,238 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_v}{s} (\text{Lapangan}) = \frac{\frac{250,4438 \text{ kN}}{0,75} - 199.075,241 \text{ N}}{(420 \text{ MPa})(534,5 \text{ mm})} = 0,601 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\left( \frac{A_v + t}{s} \right) (\text{Tumpuan perlu}) = 1,238 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} + 2 \left( 0,468 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \right) = 2,175 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\left( \frac{A_v + t}{s} \right) (\text{Lapangan perlu}) = 0,601 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} + 2 \left( 0,468 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \right) = 1,538 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 9.6.4.2, Jika tulangan torsi diperlukan, tulangan transversal minimum harus lebih besar dari:

$$\left(\frac{A_v + t}{s}\right) \min 1 = 0,062\sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$\left(\frac{A_v + t}{s}\right) \min 1 = 0,062\sqrt{30 \text{ MPa}} \frac{400 \text{ mm}}{(420 \text{ MPa})} = 0,323$$

atau

$$\left(\frac{A_v + t}{s}\right) \min 2 = 0,35 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$\left(\frac{A_v + t}{s}\right) \min 2 = 0,35 \frac{400 \text{ mm}}{(420 \text{ MPa})} = 0,333$$

Pengecekan Syarat:

$$\left(\frac{A_v + t}{s}\right) \text{ pakai} \geq \left(\frac{A_v + t}{s}\right) \text{ perlu dan min (Memenuhi Syarat)}$$

Tulangan longitudinal untuk torsi:

Tulangan torsi longitudinal harus memiliki diameter sekurang-kurangnya:

Tulangan torsi, dbt = 13 mm

$$\text{dbt min} = 0,042s \text{ transversal} = 0,042(150 \text{ mm}) = 6,3 \text{ mm} > 10\text{mm}$$

$$\text{dbt} > \text{dbt min (Memenuhi Syarat)}$$

$$\text{As Perlu Tumpuan Atas} = 2.307,991 \text{ mm}^2$$

$$\text{As Perlu Tumpuan Bawah} = 1.108,615 \text{ mm}^2$$

$$\text{As Perlu Lapangan Atas} = 1.500,550 \text{ mm}^2$$

$$\text{As Perlu Lapangan Bawah} = 1.127,430 \text{ mm}^2$$

Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk menahan torsi:

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2(\theta) \quad (2.17)$$

$$A_l = \left(0,468 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}\right) (1.628 \text{ mm}) \left(\frac{420 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}}\right) \cot^2(45^\circ) = 762,565 \text{ mm}^2$$

$$A_l \min = \frac{0,42\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \quad (2.18)$$

$$\begin{aligned} A_l \min &= \frac{0,42\sqrt{30 \text{ MPa}} (240.000 \text{ mm}^2)}{420 \text{ MPa}} - \left(0,468 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}\right) (1628 \text{ mm})(1) \\ &= 551,969 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan demikian, digunakan  $A_l$  maksimum = 762,565 mm<sup>2</sup>.

Perhitungan  $A_s + A_l$  yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s + A_l \text{ Tumpuan} &= 762,565 \text{ mm}^2 + 2.307,991 \text{ mm}^2 + 1.108,615 \text{ mm}^2 \\ &= 4.179,171 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s + A_l \text{ Lapangan} &= 762,565 \text{ mm}^2 + 1.500,550 \text{ mm}^2 + 1.127,430 \text{ mm}^2 \\ &= 3.390,545 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan  $A_s + A_l$  dan spasi yang dipakai:

$$\begin{aligned} \text{Tulangan lentur, n Tumpuan atas} &= 6 \\ \text{Tulangan lentur, n Tumpuan tengah} &= 2 \\ \text{Tulangan lentur, n Tumpuan bawah} &= 3 \\ \text{Tulangan lentur, n Tumpuan vertikal} &= 2 + n \text{ tengah} / 2 = 2 + (2/2) = 3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s \text{ horizontal Tumpuan} &= (b - 2c_c - 2d_s - d_b) / (\min(n \text{ atas, n bawah}) - 1) \\ &= (400 - 2(40) - 2(13) - (25)) / (3 - 1) \\ &= 135 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s \text{ vertikal Tumpuan} &= (h - 2c_c - 2d_s - d_b) / (n \text{ vertikal} - 1) \\ s \text{ vertikal Tumpuan} &= (600 - 2(40) - 2(13) - (25)) / (3 - 1) \\ &= 235 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan lentur, n Lapangan Atas} &= 4 \\ \text{Tulangan lentur, n Lapangan Tengah} &= 2 \\ \text{Tulangan lentur, n Lapangan Bawah} &= 3 \\ \text{Tulangan lentur, n Tumpuan Vertikal} &= 2 + n \text{ Tengah} / 2 = 2 + (2/2) = 3 \end{aligned}$$

$$s \text{ horizontal Lapangan} = (b - 2cc - 2ds - db) / (\min(n \text{ atas}, n \text{ bawah}) - 1)$$

$$\begin{aligned} s \text{ horizontal Lapangan} &= (400 - 2(40) - 2(13) - 25) / (3 - 1) \\ &= 135 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s \text{ vertikal Lapangan} = (h - 2cc - 2ds - db) / (n \text{ vertikal} - 1)$$

$$\begin{aligned} s \text{ vertikal Lapangan} &= (600 - 2(40) - 2(13) - (25)) / (3 - 1) \\ &= 235 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s \text{ pakai} \leq 300 \text{ mm}$$

$$135 \text{ mm}; 235 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

$$\begin{aligned} As + Al \text{ Tumpuan} &= (6 + 3) \left( \frac{\pi(25 \text{ mm})^2}{4} \right) + (2) \frac{\pi(13 \text{ mm})^2}{4} \\ &= 4.683,329 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As + Al \text{ Lapangan} &= (4 + 3) \left( \frac{\pi(25 \text{ mm})^2}{4} \right) + (2) \frac{\pi(13 \text{ mm})^2}{4} \\ &= 3.701,582 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pengecekan Syarat:

$$As + Al \text{ pakai (tumpuan; lapangan)} \geq As + Al \text{ perlu (tumpuan; lapangan)}$$

$$\text{Tumpuan} : 4.683,329 \text{ mm}^2 \geq 4.179,171 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

$$\text{Lapangan} : 3.701,582 \text{ mm}^2 \geq 3.390,545 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Dengan demikian, tulangan longitudinal (lentur) dari desain sebelumnya perlu ditambahkan tulangan torsi 2D25 dengan spasi vertikal 235 mm dari sisi atas atau bawah balok.

### 2.6.5 Perancangan Kolom

Elemen struktur kolom merupakan elemen tekan yang menumpu balok yang memikul gaya-gaya pada lantai. Kolom juga dapat didefinisikan sebagai elemen struktur vertikal yang berfungsi menyalurkan gaya tekan aksial, dengan atau tanpa momen, dari pelat lantai dan atap ke fondasi. Momen yang disalurkan dapat berupa momen uniaksial atau biaksial. Pada perancangan kolom, perhitungan desain dan *detailing* untuk elemen kolom dilakukan terhadap kolom lantai 1 dengan mengambil data gaya dalam maksimum dari seluruh kolom lantai 1 yang ada berdasarkan hasil analisis struktur.

#### 2.6.5.1 Data Perancangan Kolom

Berikut data yang akan digunakan dalam perancangan kolom:

Sisi pendek kolom, b	= 550 mm
Sisi panjang kolom, h	= 550 mm
Tinggi kolom, L	= 3.600 mm
Selimut beton / bersih, cc	= 40 mm
Tinggi balok, l	= 600 mm
Tinggi efektif, d	= $550 - 40 - 13 - (25/2) = 484,5$ mm
Tinggi bersih kolom, Lu	= $3.600 - 600 = 3.000$ mm
Luas bruto penampang beton, Ag	= $550 \times 550 = 302.500$ mm <sup>2</sup>
Faktor modifikasi, λ	= 1 (Beton Normal)
Kekuatan tekan beton, f'c	= 30 MPa
Kekuatan leleh tulangan, fy	= 420 MPa
Modulus elastisitas beton, Ec	= $4.700 \times \sqrt{30 \text{ MPa}} = 25.742,9602$ MPa
Modulus elastisitas tulangan, Es	= 200.000 MPa
Diameter tulangan longitudinal (lentur), db = D25	
Diameter tulangan transversal (sengkang), ds = D13	

#### 1. Ketentuan Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 18.7.2, persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom adalah sebagai berikut:



- a) Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi  $Agf'c/10$ .

$$P_u > \frac{Agf'c}{10} \quad (2.19)$$

$$3.673,8996 \text{ kN} > \frac{(550 \text{ mm} \times 550 \text{ mm})(30 \text{ MPa})}{10}$$

$$3.673.899,6 \text{ N} > 907500 \text{ N (Memenuhi Syarat)}$$

- b) Sisi terpendek kolom tidak kurang dari 300 mm.

$$b = 550 \text{ mm} > 300 \text{ mm (Memenuhi Syarat)}$$

- c) Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4.

$$\frac{b}{h} = \frac{550 \text{ mm}}{550 \text{ mm}} = 1 > 0,4 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Dengan demikian, kolom yang didesain telah memenuhi syarat.

### 2.6.5.2 Pemeriksaan Tipe Portal

SNI 2847:2019; Pasal 6.6.4.4.1, mendefinisikan indeks stabilitas untuk suatu tingkat pada struktur boleh dianggap tidak bergoyang bila:

- Pembesaran momen-momen ujung akibat pengaruh orde kedua tidak melebihi 5 persen dari momen-momen ujung kolom orde pertama.
- Indeks stabilitas pada suatu tingkat ( $Q$ ) tidak melebihi 0,05.

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} \leq 0,05 \quad (2.20)$$

Keterangan:

$\sum P_u$  = Beban vertikal total (kN)

$V_{us}$  = Gaya geser lantai total pada tingkat yang ditinjau (kN)

$\Delta_0$  = Simpangan relatif antar tingkat orde pertama (mm)

Berikut perhitungan untuk menentukan bergoyang atau tidak suatu tingkat pada struktur:

1. Tipe Portal Arah x

Hasil dari analisis ETABS pada lantai 1 Kolom C8:

$$\text{Gaya aksial, } P_u = 3.663,8309 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser, } V_{us} = 998,9757 \text{ kN}$$

$$\text{Simpangan relatif, } \Delta_0 = 40,436 \text{ mm}$$

$$Q_x = \frac{P_u \Delta_0}{V_{us} l} = \frac{3.663,8309 \text{ kN} \times 40,436 \text{ mm}}{998,9757 \text{ kN} \times 3.000 \text{ mm}} = 0,0494 \leq 0,05 \text{ (Tidak Bergoyang)}$$

2. Tipe Portal Arah y

Hasil dari analisis ETABS pada lantai 1 Kolom C8:

$$\text{Gaya aksial, } P_u = 3.663,8309 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser, } V_{us} = 228,6669 \text{ kN}$$

$$\text{Simpangan relatif, } \Delta_0 = 9,1355 \text{ mm}$$

$$Q_y = \frac{P_u \Delta_0}{V_{u1} l} = \frac{3.663,8309 \text{ kN} \times 9,1355 \text{ mm}}{228,6669 \text{ kN} \times 3.000 \text{ mm}} = 0,0488 \leq 0,05 \text{ (Tidak Bergoyang)}$$

Dengan demikian, nilai  $Q_x$  dan  $Q_y \leq 0,05$  maka portal termasuk tidak bergoyang.

### 2.6.5.3 Pemeriksaan Kelangsingan Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 6.2.5, pengaruh kelangsingan boleh diabaikan jika salah satu dari dua syarat berikut terpenuhi:

- a. Untuk kolom pada rangka bergoyang:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad (2.21)$$

- b. Untuk kolom pada rangka tidak bergoyang atau kolom dengan tumpuan sendi:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \quad (2.22)$$

Rasio ( $M_1/M_2$ ) dan  $M_1$  bernilai positif bila kolom melentur dengan kelengkungan tunggal dan bernilai negatif bila kolom melentur dengan kelengkungan ganda.  $M_1$  pada nilai rasio tersebut didefinisikan sebagai momen ujung terfaktor yang terkecil pada komponen tekan. Sedangkan  $M_2$  adalah momen ujung terfaktor yang terbesar dan selalu bernilai positif.

Untuk mendapatkan nilai faktor efektif panjang kolom ( $k$ ), diperlukan perhitungan untuk mencari faktor kekangan ujung kolom yang ditinjau ujung atas ( $\psi_A$ ) dan ujung bawah ( $\psi_B$ ) kolom. Berikut persamaan untuk faktor  $\psi$  di kedua ujung kolom:

$$\psi = \frac{\sum \frac{EI_k}{l_k}}{\sum \frac{EI_b}{l_b}} \quad (2.23)$$

Keterangan:

$\Psi$  = Rasio  $\sum(EI/l_k)$  untuk kolom terhadap  $\sum(EI/l_b)$  untuk balok pada satu ujung kolom bidang yang ditinjau

$l$  = Panjang bentang balok diukur dari pusat ke pusat joint (mm)

Kekangan atas dan bawah:

$I_k$  = Momen inersia kolom ( $0,7I_g$  ; Pasal 6.6.3.1.1)

$I_b$  = Momen inersia balok ( $0,35I_g$  ; Pasal 6.6.3.1.1)

Kolom tinjauan atau pada lantai 1 (elevasi  $\pm 0,00$  m):

$$I_{k1} = 0,7 \frac{1}{12} bh^3 = 0,7 \times \frac{1}{12} \times 550 \text{ mm} \times (550 \text{ mm})^3 = 5.337.864.583 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} EI_{k1} &= 4.700\sqrt{f'c} I_{k1} = 4.700 \times \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 5.337.864.583 \text{ mm}^4 \\ &= 1,3741 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Kolom pada lantai 2 (elevasi + 3,60 m):

$$I_{k2} = 0,7 \frac{1}{12} bh^3 = 0,7 \times \frac{1}{12} \times 550 \text{ mm} \times (550 \text{ mm})^3 = 5.337.864.583 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} EI_{k2} &= 4700\sqrt{f'c} I_{k2} = 4700 \times \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 5.337.864.583 \text{ mm}^4 \\ &= 1,3741 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Faktor panjang efektif arah x:

Balok 400×600 sisi kiri kolom tinjauan (elevasi ± 0,00 m dan + 3,60 m):

$$I_{bx} = 0,35 \frac{1}{12} b_w h^3 = 0,35 \times \frac{1}{12} \times 400 \text{ mm} \times (600 \text{ mm})^3 = 2.520.000.000 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} EI_{bx} &= 4.700 \sqrt{f'c} I_b = 4.700 \times \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 2.520.000.000 \text{ mm}^4 \\ &= 6,4872 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Balok 400×600 sisi kanan kolom tinjauan (elevasi ± 0,00 m dan + 3,60 m):

$$I_{bx} = 0,35 \frac{1}{12} b_w h^3 = 0,35 \times \frac{1}{12} \times 400 \text{ mm} \times (600 \text{ mm})^3 = 2.520.000.000 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} EI_{bx} &= 4.700 \sqrt{f'c} I_b = 4.700 \times \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 2.520.000.000 \text{ mm}^4 \\ &= 6,4872 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Faktor panjang efektif arah y:

Balok 300×600 sisi atas kolom tinjauan (elevasi ± 0,00 m dan + 3,60 m):

$$I_{by} = 0,35 \frac{1}{12} b_w h^3 = 0,35 \times \frac{1}{12} \times 300 \text{ mm} \times (600 \text{ mm})^3 = 1.890.000.000 \text{ mm}^4$$

$$EI_{by} = 4.700 \sqrt{f'c} I_b = 4.700 \times \sqrt{30} \times 1.890.000.000 \text{ mm}^4 = 4,8654 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Balok 300×600 sisi bawah kolom tinjauan (elevasi ± 0,00 m dan + 3,60 m):

$$I_{by} = 0,35 \frac{1}{12} b_w h^3 = 0,35 \times \frac{1}{12} \times 300 \text{ mm} \times (600 \text{ mm})^3 = 1.890.000.000 \text{ mm}^4$$

$$EI_{by} = 4.700 \sqrt{f'c} I_b = 4.700 \times \sqrt{30} \times 1.890.000.000 \text{ mm}^4 = 4,8654 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

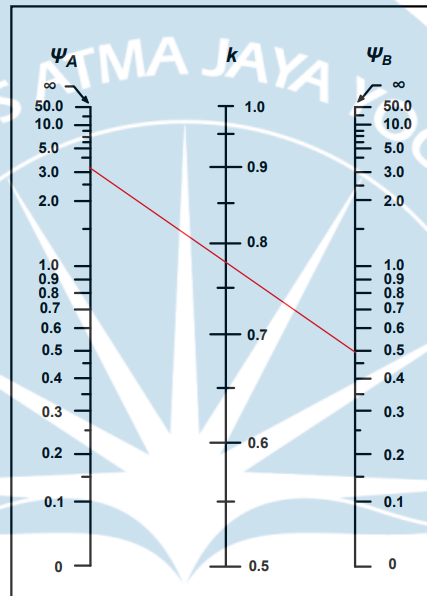
Pemeriksaan kelangsingan kolom arah x:

Faktor kekangan atas:

$$\begin{aligned} \Psi_A &= \frac{\frac{EI_{k1}}{l_{k1}} + \frac{EI_{k2}}{l_{k2}}}{\left( \frac{EI_{bx}}{l_{bx\text{-kanan}}} + \frac{EI_{bx}}{l_{bx\text{-kiri}}} \right)} = \frac{\frac{1,3741 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2}{3.000 \text{ mm}} + \frac{1,3741 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2}{3.000 \text{ mm}}}{\left( \frac{6,4872 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2}{3.450 \text{ mm}} + \frac{6,4872 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2}{7.450 \text{ mm}} \right)} \\ &= 3,3298 \end{aligned}$$

Karena tumpuan pada struktur portal berada pada kondisi jepit sempurna (*fixed*), maka untuk nilai faktor kekangan bawah,  $\Psi_B = 0,5$ .

Komponen struktur merupakan komponen struktur pada rangka tidak bergoyang, sehingga untuk mencari nilai faktor panjang efektif ( $k$ ) digunakan grafik (a) pada SNI 2847:2019; Gambar R6.2.5. Sehingga diperoleh nilai faktor panjang efektif ( $k$ ) sebagai berikut:



**Gambar 2.60** Faktor Panjang Efektif untuk Rangka Tidak Bergoyang Arah x

Pemeriksaan pada kolom tinjauan:

Faktor panjang efektif,  $k = 0,775$

Tinggi kolom bersih,  $l_u = 3.000 \text{ mm}$

Radius girasi,  $r = 0,3h = 0,3 \times 550 \text{ mm} = 165 \text{ mm}$

Pengaruh kelangsingan untuk kolom pada rangka tidak bergoyang dapat diabaikan jika memenuhi syarat sebagai berikut:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

$$\frac{(0,775)(3.000 \text{ mm})}{(165 \text{ mm})} \leq 34 + 12 \left( \frac{-52,41 \text{ kNm}}{88,13 \text{ kNm}} \right) \leq 40$$

$$14,09 \leq 26,86 \leq 40 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Dengan demikian, dapat disimpulkan bahwa pengaruh kelangsingan dapat diabaikan sehingga kolom tinjauan termasuk kolom pendek (*short column*).

Pemeriksaan kelangsingan kolom arah y:

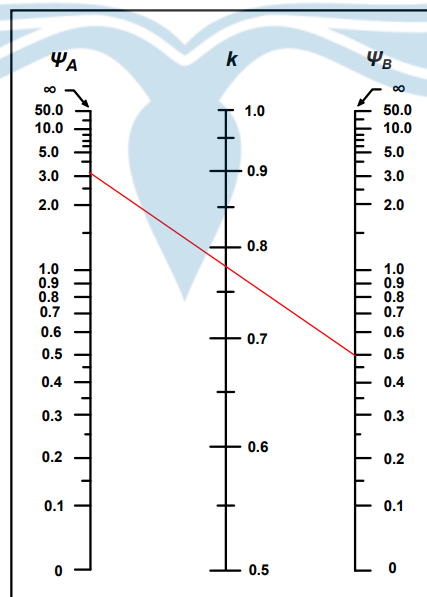
Faktor kekangan atas:

$$\Psi_A = \frac{\frac{EI_{k1}}{l_{k1}} + \frac{EI_{k2}}{l_{k2}}}{\left(\frac{EI_{by}}{l_{by\text{-atas}}} + \frac{EI_{by}}{l_{bx\text{-bawah}}}\right)} = \frac{\frac{1,3741 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2}{3.000 \text{ mm}} + \frac{1,3741 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2}{3.000 \text{ mm}}}{\left(\frac{4,8654 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2}{5.450 \text{ mm}} + \frac{4,8654 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2}{3.450 \text{ mm}}\right)}$$

$$= 3,3978$$

Karena tumpuan pada struktur portal berada pada kondisi jepit sempurna (*fixed*), maka untuk nilai faktor kekangan bawah,  $\Psi_B = 0,5$ .

Komponen struktur merupakan komponen struktur pada rangka tidak bergoyang, sehingga untuk mencari nilai faktor panjang efektif ( $k$ ) digunakan grafik (a) pada SNI 2847:2019; Gambar R6.2.5. Sehingga diperoleh nilai faktor panjang efektif ( $k$ ) sebagai berikut:



**Gambar 2.61** Faktor Panjang Efektif untuk Rangka Tidak Bergoyang Arah y

Pemeriksaan pada kolom tinjauan:

Faktor panjang efektif,  $k = 0,780$

Tinggi kolom bersih,  $l_u = 3000 \text{ mm}$

Radius girasi,  $r = 0,3h = 0,3 \times 550 \text{ mm} = 165 \text{ mm}$

Pengaruh kelangsingan untuk kolom pada rangka tidak bergoyang dapat diabaikan jika memenuhi syarat sebagai berikut:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

$$\frac{(0,780)(3000 \text{ mm})}{(165 \text{ mm})} \leq 34 + 12 \left( \frac{-52,41 \text{ kNm}}{88,13 \text{ kNm}} \right) \leq 40$$

$$14,18 \leq 26,86 \leq 40 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Dengan demikian, dapat disimpulkan bahwa pengaruh kelangsingan dapat diabaikan sehingga kolom tinjauan termasuk kolom pendek (*short column*).

#### 2.6.5.4 Perhitungan Tulangan Longitudinal Kolom

Dalam menentukan konfigurasi penulangan longitudinal digunakan *software* spColumn untuk mengecek kapasitas kolom dengan memasukkan nilai Beban Aksial Terfaktor ( $P_u$ ) maksimum dan Momen Ultimit Terfaktor ( $M_u$ ). Nilai  $\rho$  dibatasi dari 0,01 dan tidak lebih dari 0,06 menurut SNI 2847:2019; Pasal 18.7.4.1. Gaya dalam kolom yang diinput diperlihatkan pada Tabel 2.42 berikut.

**Tabel 2.42** Gaya Dalam Kolom

Aksial Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
Pmax	-1.737,721	-34,6864	410,4679
Pmin	-3.663,831	4,1616	-330,0461
M2 max	-2.252,919	64,4247	148,3225
M2 min	-3.148,633	-94,9495	-67,9006
M3 max	-2.791,36	6,5197	425,1074
M3 min	-2.610,192	-37,0445	-344,6855

Penulangan longitudinal yang dilakukan menggunakan tulangan 12D25. Dari diagram interaksi diperoleh semua beban sudah berada di dalam dan nilai  $\phi M_n/M_u$  sudah lebih besar dari 1 sehingga dapat disimpulkan bahwa beban lebih kecil dari kapasitasnya. Diagram interaksi kolom dapat dilihat pada Gambar 2.44 dan nilai  $\rho$  dapat dihitung sebagai berikut.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{12 \times 0,25\pi(25 \text{ mm})^2}{550 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}} = 0,0195$$

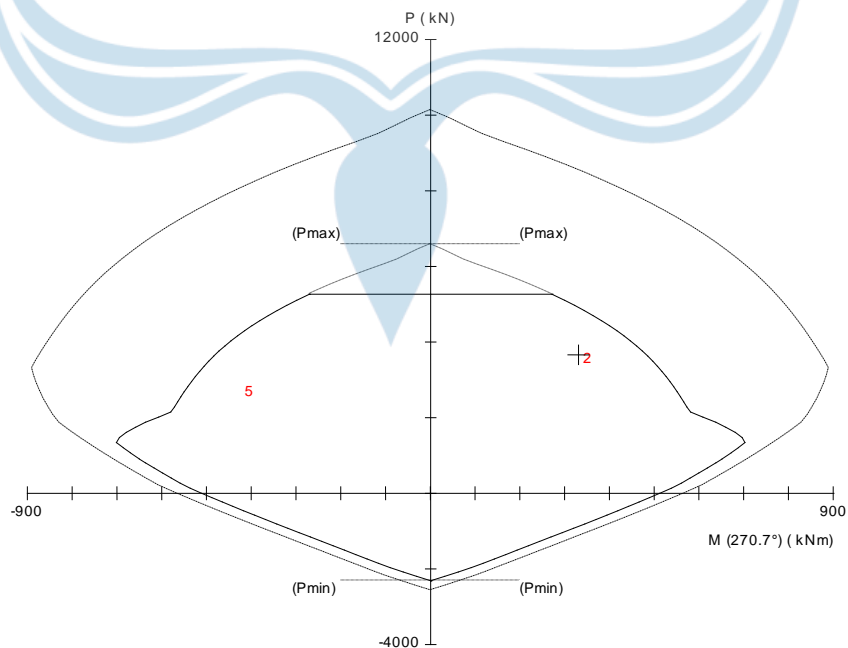
Maka, penampang memenuhi persyaratan dengan nilai  $0,01 < 0,0195 < 0,06$ .

Jarak antar tulangan sisi lebar dan panjang yang dibutuhkan adalah:

$$s = \frac{(550 \text{ mm} - 2(40 \text{ mm}) - 2(13 \text{ mm}) - 25 \text{ mm})}{3} = 139,67 \text{ mm}$$

**Tabel 2.43 Kapasitas Kolom**

No	$P_u$ kN	$M_{ux}$ kNm	$M_{uy}$ kNm	$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Depth mm	$d$ , Depth mm	$\epsilon_t$	$\phi$
1	1737.00	-34.00	410.00	-51.45	620.45	1.513	265	539	0.00315	0.741
2	3663.00	4.00	-330.00	5.83	-481.38	1.459	409	495	0.00063	0.650
3	2252.00	64.00	148.00	199.78	461.99	3.122	401	656	0.00191	0.650
4	3148.00	-94.00	-67.00	-379.04	-270.17	4.032	486	684	0.00122	0.650
5	2791.00	6.00	425.00	7.68	543.68	1.279	337	496	0.00141	0.650
6	2610.00	-37.00	-344.00	-57.62	-535.75	1.557	357	550	0.00162	0.650



**Gambar 2.62 Diagram Interaksi P-M**



### 2.6.5.5 Pengecekan Syarat Kuat Kolom (*Strong Column Weak Beam*)

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 18.7.3.2, kekuatan lentur minimum kolom harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \quad (2.24)$$

Keterangan:

$\sum M_{nb}$  = Jumlah  $M_n$  dua kolom yang bertemu di *joint*

$\sum M_g$  = Jumlah  $M_n$  dua balok yang bertemu di *joint* (termasuk sumbangan tulangan pelat di selebar efektif pelat lantai)

Berikut perhitungan yang dilakukan untuk mengecek kekuatan lentur minimum kolom:

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$M_n \text{ kolom atas} + M_n \text{ kolom bawah} \geq 1,2(M_n \text{ balok kanan} + M_n \text{ balok kiri})$$

$$2M_n \text{ kolom} \geq 1,2(M_n^+ \text{ balok} + M_n^- \text{ balok})$$

$$2(710,75 \text{ kNm}) \geq 1,2(311,84 \text{ kNm} + 586,17 \text{ kNm})$$

$$1.421,50 \text{ kNm} \geq 1.077,612 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

### 2.6.5.6 Perhitungan Tulangan Transversal Kolom (*Confinement*)

Desain untuk tulangan transversal (*confinement*) pada daerah sendi plastis akan mengacu pada SNI 2847:2019; Pasal 18.7.5, yang membatasi luasan dan spasi tulangan *confinement*. Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 18.7.5.4, total luas penampang tulangan transversal untuk sengkang pengekok persegi tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara:

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \left( \frac{b_c f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan } A_{sh} = 0,09 \left( \frac{b_c f'_c}{f_y} \right) \quad (2.25)$$

Keterangan:

$b_c$  = Lebar penampang inti beton (yang terkekang)

$A_{ch}$  = Luas penampang inti beton, diukur dari serat terluar ke serat terluar lainnya

$s$  = Spasi antar tulangan *confinement*

Berikut perhitungan untuk desain tulangan *confinement*:

a. Pengecekan Luas Tulangan *Confinement* terpasang

$$b_c = b_w - 2cc = 550 \text{ mm} - 2(40 \text{ mm}) = 470 \text{ mm}$$

$$h_c = h - 2cc = 550 \text{ mm} - 2(40 \text{ mm}) = 470 \text{ mm}$$

$$A_g = bh = 550 \text{ mm} \times 550 \text{ mm} = 302.500 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = b_c h_c = 470 \text{ mm} \times 470 \text{ mm} = 220.900 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh_1}}{s} = 0,3 \left( \frac{b_c f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0,3 \left( \frac{(470)(30)}{(420)} \right) \left( \frac{302.500}{220.900} - 1 \right) = 3,720 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{sh_2}}{s} = 0,09 \left( \frac{b_c f'_c}{f_y} \right) = 0,09 \left( \frac{(470)(30)}{(420)} \right) = 3,021 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{sh_{batas}}}{s} = 3,021 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

b. Pengecekan Luas Tulangan *Confinement* terpasang

Spasi tulangan transversal tidak melebihi nilai terkecil dari:

a)  $\frac{1}{4}$  dimensi terkecil penampang kolom =  $\frac{1}{4} \times 550 \text{ mm} = 137,5 \text{ mm}$

b) 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil =  $6(25 \text{ mm}) = 150 \text{ mm}$

c)  $s_0$ , yang dihitung dengan

$$s_0 = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left( \frac{350 - 139,67 \text{ mm}}{3} \right) = 170,11 \text{ mm}$$

Karena nilai  $s_0$  tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu kurang dari 100 mm. Maka, didapatkan spasi tulangan *confinement* batas adalah 100 mm.

c. Penulangan *confinement* pakai

Digunakan spasi 100 mm.

$$A_{sh \text{ min}} = 3,021 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \times 100 \text{ mm} = 302,1 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{sh}}{\frac{1}{4}\pi d_s^2} = \frac{302,1 \text{ mm}^2}{\frac{1}{4}\pi(13 \text{ mm})^2} = 2,27, \text{ digunakan 4 kaki}$$

Jika digunakan 4 kaki baja tulangan D13, maka diperoleh luas penampang,  $A_{sh} = 530,93 \text{ mm}^2 > 302,1 \text{ mm}^2$ . Oleh karena itu, kebutuhan  $A_{sh}$ -min terpenuhi.

Panjang tulangan *hoops* dari ujung-ujung kolom telah diatur dalam SNI 2847:2019; Pasal 18.7.5.1, sepanjang  $l_0$ . Nilai  $l_0$  tidak boleh kurang dari nilai terbesar dari 3 kondisi berikut:

- a) Tinggi elemen kolom,  $h$  di *joint* = 550 mm
- b) 1/6 dari tinggi bersih kolom =  $1/6(3.000 \text{ mm}) = 500 \text{ mm}$
- c) 450 mm

Dengan demikian,  $l_0$  yang diambil sebesar  $l_0 = 550 \text{ mm}$ . Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 18.7.5.5, jarak tulangan transversal di luar daerah sendi plastis ( $l_0$ ) tidak boleh melebihi 150 mm atau 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6(25 \text{ mm}) = 150 \text{ mm}$ . Sehingga, digunakan jarak tulangan di luar daerah sendi plastis ( $l_0$ ) = 100 mm.

#### d. Desain Tulangan Geser

- a) Pada Daerah Sendi Plastis (Zona Plastifikasi)

Tulangan transversal harus didesain untuk memikul gaya geser rencana ( $V_e$ ) yang ditentukan menggunakan kuat momen maksimum ( $M_{pr}$ ) dari komponen struktur tersebut yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja ( $P_u$ ). Gaya geser ( $V_e$ ) harus diambil dari gaya geser yang berhubungan dengan sendi plastis di kedua ujung kolom:

$$V_e = \frac{M_{pr \text{ atas}} + M_{pr \text{ bawah}}}{L_n} \quad (2.26)$$

Nilai  $M_{pr}$  untuk kolom ditentukan dengan menganggap kuat tarik pada tulangan memanjang sebesar minimum  $1,25f_y$  dan faktor reduksi  $\phi = 1$  sesuai dengan SNI 2847:2019; Pasal R18.7.6.1 mengenai gaya desain.

Berikut perhitungan gaya geser desain dengan  $f_{pr} = 1,25f_y$ :

$$V_e = \frac{2M_{pr} \text{ Kolom}}{L_n} = \frac{2(895.518.000 \text{ Nmm})}{3.000 \text{ mm}} = 597.012 \text{ Nmm} = 0,597 \text{ kNm}$$

Selanjutnya dengan mengasumsikan kuat geser yang disumbang oleh beton ( $V_c$ ) = 0, maka:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{191,410 \text{ kN}}{0,75} = 255,213 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{V_s s}{f_y d} = \frac{255,213 \times 10^3 \text{ N} \times 100 \text{ mm}}{420 \text{ MPa} \times 484,5 \text{ mm}} = 125,418 \text{ mm}^2 < 530,93 \text{ mm}^2$$

Sudah terpenuhi oleh tulangan *confinement* yaitu 4 kaki D13-100.

b) Pada Daerah Luar Sendi Plastis (Luar Zona Plastifikasi)

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 22.5.6.1, untuk daerah di luar sendi plastis ( $l_0$ ), maka nilai  $V_c$  ditentukan berdasarkan persamaan:

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.27)$$

Nilai  $N_u = 0,2179 \text{ kN}$ , diambil dari nilai gaya aksial terfaktor terkecil atau gaya tekan terkecil pada kolom yang didesain, sehingga:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{0,2179 \times 10^3 \text{ kN}}{14(302.500 \text{ mm}^2)} \right) (1) \sqrt{30 \text{ MPa}} (550 \text{ mm}) (484,5 \text{ mm}) \\ &= 248.135,193 \text{ N} = 248,135 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena nilai kapasitas geser ( $V_c$ ) sudah melebihi gaya geser terfaktor ( $V_u = 191,410 \text{ kN}$ ), maka dapat digunakan sengkang dengan jarak  $d/2 = 484,5/2 = 242,25 \text{ mm}$  pada daerah diluar daerah sendi plastis ( $l_0$ ). Namun, terdapat ketentuan jarak tulangan diluar  $l_0$  berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.7.5.5, yaitu tidak melebihi nilai terkecil dari  $150 \text{ mm}$  dan  $6d_b$  ( $6 \times 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$ ). Jadi, untuk tulangan diluar  $l_0$  digunakan 4 kaki D13-100.

### 2.6.5.7 Hubungan Balok Kolom

$$M_e = 0,5(M_{pr}^- + M_{pr}^+) = 0,5(2 \times 895,518 \text{ kNm}) = 895,518 \text{ kNm}$$

Gaya geser pada kolom atas:

$$V_h = \frac{2M_e}{l_k} = \frac{2 \times 895,518 \text{ kNm}}{3,6 \text{ m}} = 479,51 \text{ kN}$$

Pada bagian atas balok digunakan 6D25 sehingga gaya tarik yang terjadi pada tulangan balok bagian kiri:

$$T_1 = 1,25f_yA_s = 1,25 \times 420 \times 2.945,24 = 1.546.251 \text{ N} = 1.546,25 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang terjadi ke arah kiri:

$$C_1 = T_1 = 1.546,25 \text{ kN}$$

Pada bagian bawah balok digunakan 3D25 sehingga gaya tarik yang terjadi pada tulangan balok bagian kanan:

$$T_2 = 1,25f_yA_s = 1,25 \times 420 \times 1.472,62 = 773.125,5 \text{ N} = 773,13 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang terjadi ke arah kiri:

$$C_2 = T_2 = 773,13 \text{ kN}$$

Menghitung  $V_n$ :

$$V_n = 1,7\sqrt{f_c'}A_g = 1,7 \times \sqrt{30} \times 550 \text{ mm} \times 550 \text{ mm} = 2.816,66 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 2.816,66 = 2.112,5 \text{ kN}$$

Menghitung  $V_u$ :

$$V_u = V_h - T_1 - C_2 = 479,51 \text{ kN} - 1.546,25 - 773,13 = -1.839,87 \text{ kN}$$

Pengecekan Syarat:

$$\phi V_n > V_u$$

$$2.112,5 \text{ kN} > 1.839,87 \text{ kN} \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

## 2.7 Kesimpulan

Kesimpulan dari perancangan elemen struktur atas, didapatkan desain atap baja dan desain elemen struktur sistem ganda SPRMK dan SDSK untuk memikul beban gempa dan gravitasi sebagai berikut:

**Tabel 2.44** Rekapitulasi Struktur Atap

Keterangan	Profil
Gording	Lipped Channel 100×50×20×3,2
Kuda-Kuda	Wide Flange 150×75×5×7
Konsol (Overstack)	Wide Flange 150×75×5×7
Kolom Baja	Wide Flange 150×75×5×7

**Tabel 2.45** Rekapitulasi Penulangan Pelat Tangga dan Bordes

<b>Tulangan Lentur (Longitudinal)</b>	
Tulangan Tumpuan	D10-150
Tulangan Lapangan	D10-200
<b>Tulangan Susut (Transversal)</b>	
Tulangan Tumpuan	D8-100
Tulangan Lapangan	D8-100

**Tabel 2.46** Rekapitulasi Penulangan Pelat Satu Arah

<b>Tulangan Lentur (Longitudinal)</b>	
Tulangan Tumpuan	D10-200
Tulangan Lapangan	D10-200
<b>Tulangan Susut (Transversal)</b>	
Tulangan Tumpuan	D10-250
Tulangan Lapangan	D10-250

**Tabel 2.47** Rekapitulasi Penulangan Elemen Balok

<b>B400/600</b>	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Kapasitas Torsi	OK
<b>Tulangan Lentur (Longitudinal)</b>	
Longitudinal Tumpuan Atas	6 D25
Longitudinal Tumpuan Tengah	2 D13
Longitudinal Tumpuan Bawah	3 D25
Longitudinal Lapangan Atas	4 D25
Longitudinal Lapangan Tengah	2 D13
Longitudinal Lapangan Bawah	3 D25
<b>Tulangan Transversal/Sengkang</b>	
Sengkang Tumpuan	2D13 - 100
Sengkang Lapangan	2D13 - 150

**Tabel 2.48** Rekapitulasi Penulangan Elemen Kolom

<b>K550/550</b>	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
<b>Tulangan Longitudinal</b>	
Longitudinal	12 D25
<b>Tulangan Transversal/Sengkang Tumpuan</b>	
Sumbu Lemah	4D13-100
Sumbu Kuat	4D13-100
<b>Tulangan Transversal/Sengkang Lapangan</b>	
Sumbu Lemah	4D13-100
Sumbu Kuat	4D13-100