

## BAB II

### PERENCANAAN STRUKTUR ATAS

#### 2.1 Kriteria Perencanaan

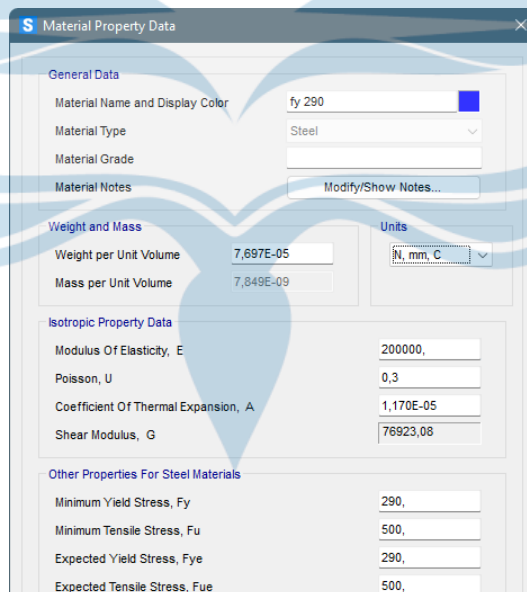
Pertama perlu ditentukan kriteria perencanaan struktur atas bangunan. Kriteria perencanaan yang ditentukan mencakup spesifikasi material, beban bangunan, beban gempa.

##### 2.1.1 Material Struktur

Berikut dicantumkan jenis material beserta spesifikasinya yang digunakan dalam perencanaan struktur atas. Data material ini digunakan baik pada pemodelan struktur melalui *software* dan perhitungan struktur secara manual.

###### 1) Spesifikasi Material SAP 2000

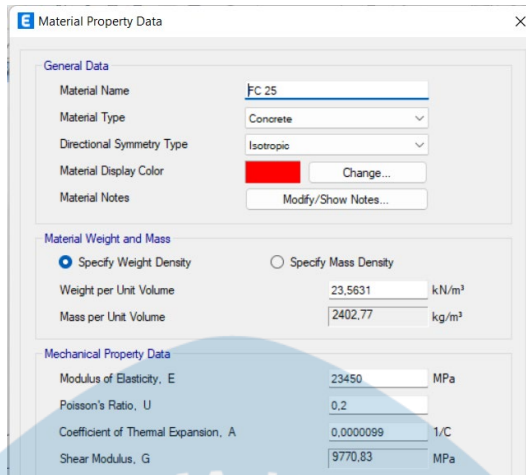
Gambar 2.1 hingga gambar 2.4 merupakan spesifikasi material yang ditentukan dari ASTM A36 yang telah di-*input* dalam *software* SAP 2000



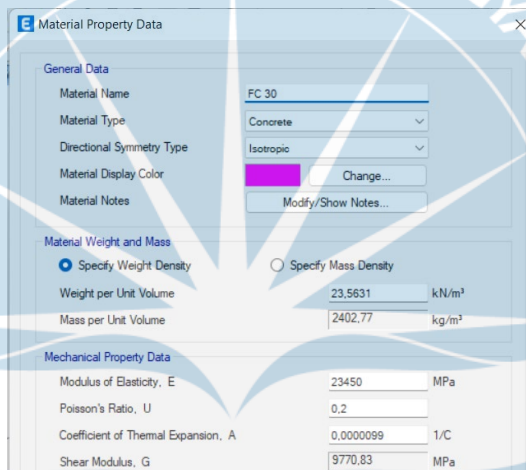
The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP 2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and contains several sections of input fields:

- General Data:**
  - Material Name and Display Color: fy 290
  - Material Type: Steel
  - Material Grade: (empty)
  - Material Notes: (empty)
- Weight and Mass:**
  - Weight per Unit Volume: 7,697E-05
  - Mass per Unit Volume: 7,849E-09
  - Units: N, mm, C
- Isotropic Property Data:**
  - Modulus Of Elasticity, E: 200000,
  - Poisson, U: 0,3
  - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,170E-05
  - Shear Modulus, G: 76923,08
- Other Properties For Steel Materials:**
  - Minimum Yield Stress, Fy: 290,
  - Minimum Tensile Stress, Fu: 500,
  - Expected Yield Stress, Fye: 290,
  - Expected Tensile Stress, Fue: 500,

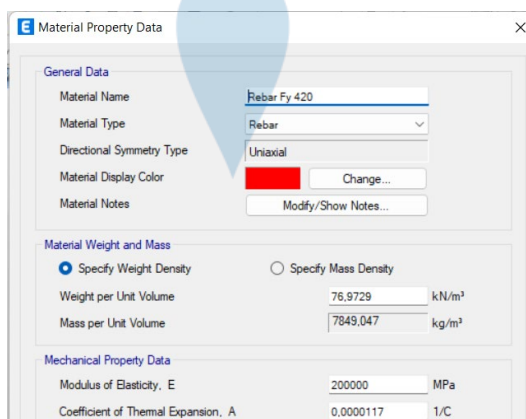
Gambar 2.1 *Material property* baja struktural



Gambar 2.2 *Material property* beton FC 25



Gambar 2.3 *Material property* beton FC 30



Gambar 2.4 *Material property* baja tulangan

2) Baut Biasa dan Baut Mutu Tinggi

Baut biasa dan baut mutu tinggi digunakan untuk menyambung profil baja pada rangka atap bangunan.

a. Baut Biasa

Spesifikasi material baut biasa didapatkan dari data ASTM A36

Tipe : BJ 37/SS-400

$f_y$  : 2400 kg/cm<sup>2</sup>

Tegangan izin geser : 960 kg/cm<sup>2</sup>

Tegangan izin tarik : 1120 kg/cm<sup>2</sup>

Tegangan izin tumpu : 1920 kg/cm<sup>2</sup>

b. Baut Mutu Tinggi

Spesifikasi material baut mutu tinggi pada Tabel 2.1 didapatkan dari data ASTM A36

Tabel 2.1 Tegangan izin baut mutu tinggi

Tipe	Ukuran	Gaya Tarik izin (ton)	Gaya geser izin (ton)
A-325	M16	6,127	2,451
	M20	8,821	3,495
	M22	12,03	4,766
	M24	15,71	6,218
F-8 T	M16	5,03	2,41
	M20	7,85	3,77
	M22	9,50	4,56
	M24	11,30	5,42
F-10 T	M16	6,23	3,02
	M20	9,73	4,71
	M22	11,80	5,70
	M24	14,00	6,78

3) Las Elektrode

Spesifikasi material las pada Tabel 2.2 didapatkan dari data ASTM A36

Tabel 2.2 Material las

Material	Tipe las dan jenis gaya		
	<i>Full Penetration</i>		<i>Filled Partial Penetration</i>
<i>Welding rod</i> D4300	Tegangan ijin tarik, tekan, lentur (kg/cm <sup>2</sup> )	Tegangan ijin geser	Tegangan ijin tarik, tekan, lentur (kg/cm <sup>2</sup> )
Base metal SS-400	1600	928	928

### 2.1.2 Beban Bangunan

Beban bangunan yang ditahan oleh sistem struktur atas ditentukan berdasarkan material yang digunakan pada model tugas akhir arsitektur. Besaran beban bangunan yang dipilih berasal dari peraturan yang berlaku di Indonesia dan sebagian dari pertimbangan estimasi beban penulis.

#### Beban Pada Atap

Kemiringan atap ( $\theta$ )	: 15 °
Jarak antar <i>gording</i>	: 1 meter
Jarak antar kuda-kuda	: 7,5 meter dan 10 meter
Beban hidup atap	: 0,96 kN/m <sup>2</sup> (SNI 1727-2013)
Penutup atap bitumen	: 11 kgf/m <sup>2</sup> (Estimasi)

#### Beban Pada Lantai

Ubin 2 cm	: 0,47 kN/m <sup>2</sup> (PPIUG-1987)
Spesi 2 cm	: 0,41 kN/m <sup>2</sup> (PPIUG-1987)
Unit pasar	: 1,5 kN/m <sup>2</sup> (Estimasi)
Beban hidup lantai	: 4,79 kN/m <sup>2</sup> (SNI 1727-2013)

#### Beban Pada Lantai

Beban hidup lantai	: 11,97 kN/m <sup>2</sup> (SNI 1727-2013)
--------------------	---

#### Beban Pada Balok

Dinding bata merah	: 250 kgf/m <sup>2</sup> (PPIUG-1987)
Fasad kayu	: 25 kgf/m <sup>2</sup> (PPIUG-1987)

### Beban Pada Tangga

Ubin 2 cm	: 0,47 kN/m <sup>2</sup>	(PPIUG-1987)
Spesi 2 cm	: 0,41 kN/m <sup>2</sup>	(PPIUG-1987)
<i>Handrail</i>	: 1 kN/m	(Estimasi)
Beban hidup tangga	: 4,79 kN/m <sup>2</sup>	(SNI 1727-2013)

### Beban Diri

Beton bertulang	: 24 kN/m <sup>3</sup>	(PPIUG-1987)
Baja struktural	: 100 kN/m	(Estimasi)

### 2.1.3 Beban Gempa

Total Beban Per Lantai (Berdasarkan dimensi struktur *preliminary design*) didapatkan dari perkalian volume masing-masing material dengan satuan berat per volume material.

Atap	= 6184,04 kN
Lantai 2	= 41306,33 kN
Lantai 1	= 47360,03 kN
Basemen	= 50814,24 kN
Total	= 145664,6 kN

Sedangkan berdasarkan lokasi proyek dapat ditentukan data gempa melalui *Website Data RSA*. Dari koordinat proyek didapatkan data RSA sebagai berikut.

*Kelas = SE – Tanah lunak*

$$T_0 = 0,19$$

$$T_S = 0,93$$

$$S_{DS} = 0,69$$

$$S_{D1} = 0,64$$

### Data Struktur Beton Pemikul Momen Khusus

$$R = 8$$

Keterangan :

$S_{DS}$  = Percepatan spektral desain untuk periode pendek

$S_{D1}$  = Percepatan spektral desain untuk periode 1 detik

Setelah didapatkan data maka beban gempa yang ditahan oleh bangunan dapat dihitung sebagai berikut.

### 1) Menentukan Periode Struktur Menggunakan *Software*

Dari pemodelan struktur pada *software structure analysis* didapatkan periode struktur  $T_{comp} = 0,776 \text{ sec}$

### 2) Menghitung *Seismic Response Coefficient*

Tentukan kategori risiko seismik dan faktor kepentingannya.

*Risk category* (gedung pasar) : II dari SNI 1726-2019 Tabel 1

*Seismic Importance Factor* :  $I_e = 1,0$  dari SNI 1726-2019 Tabel 2

Tentukan *seismic response coefficient*,  $C_s$  :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,69}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,08625 \quad (\text{Eq. 2.1})$$

$C_s$  tidak boleh dimabil lebih kecil :

$$C_s = 0,044S_{DS}I_e \geq 0,01 \quad (\text{Eq. 2.2})$$

$$C_s = (0,044) \times (0,69) \times 1 \geq 0,01$$

$$C_s = 0,03036 < 0,01$$

Digunakan  $C_s = 0,08625$

Tentukan  $C_{vx}$  :

$$V = C_s W \quad (\text{Eq. 2.3})$$

$$F_x = C_{vx} V \quad (\text{Eq. 2.4})$$

$$F_x = C_{vx} V = C_{vx} (14566,4 \text{ kN}) = 12563,58 \text{ kN}$$

$$C_{vx} = w_x h_x^k / \sum_{i=1}^n w_i h_i^k \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Nilai  $k$  untuk  $T_{comp} = 0,776 \text{ sec}$  :

$$k = 0,5T_{comp} + 0,75 \quad (\text{Eq. 2.6})$$

$$k = 0,5T_{comp} + 0,75 = 0,5(0,776) + 0,75 = 1,138$$

Keterangan :

W = Total beban bangunan (kN)

Tabel 2.3 Rekap Perhitungan Beban Gempa

Lantai	Tinggi kumulatif (m)	W(kN)	$w_x h_x^k$	$C_{vx}$	F(kN)
Atap	16,8	6184,04	153346,53	0,090983	1143,07
Lantai 2	12,6	41306,33	738309,29	0,438049	5503,46
Lantai 1	8,4	47360,03	533631,95	0,316611	3977,77
Basemen	4,2	50814,24	260161,56	0,154357	1939,28

Tabel 2.3 Menunjukkan hasil perhitungan beban gempa pada masing-masing tabel.

## 2.2 Kombinasi Beban

Selanjutnya perlu ditentukan kombinasi beban yang perlu ditahan oleh struktur atas. Berdasarkan dari jenis beban, data gempa yang digunakan, serta kombinasi beban diambil dari peraturan SNI 2847-2013. struktur harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan di bawah ini:

$$1,4D$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5(La \text{ atau } H)$$

$$1,2D + 1,6(La \text{ atau } H) + (L \text{ atau } 0,5W)$$

$$1,2D + W + L + 0,5(La \text{ atau } H)$$

$$1,2D + E + 0,5L$$

$$0,9D + (W \text{ atau } E)$$

Dengan

$$1,2D + E + 0,5L$$

$$E = \rho Q_E + 0,2S_{DS}D$$

$$0,9D + E$$

$$E = \rho Q_E - 0,2S_{DS}D$$

Keterangan :

$D$  = Beban mati

$L$  = Beban hidup

$La$  = Beban hidup atap

$H$  = Beban hujan

$W$  = Beban angin

$E$  = Beban seismik

Sehingga dengan diketahui  $S_{DS} = 0,69$  dan  $\rho = 1,3$ .

## 2.3 Preliminary Design

Tujuan *preliminary design* adalah menentukan dimensi minimum bagian struktur menggunakan perhitungan sederhana. Selanjutnya setelah ditentukan dimensi minimum dapat dilakukan perhitungan lebih lanjut untuk memeriksa apakah bagian struktur benar-benar mampu menahan beban yang ditahan struktur tersebut pada kondisi kritis.

### 2.3.1 Gording

Pertama struktur atap dihitung untuk menentukan dimensi gording yang diperlukan untuk menahan beban penutup atap. Dimensi gording perlu ditentukan karena berpengaruh terhadap besar beban yang perlu ditahan oleh rangka atap porta gabel profil IWF.

#### 1) Beban

- Beban mati

Bitumen : 11 kgf/m<sup>2</sup> Brosur

- Beban hidup

Beban Hidup : 0,96 kN/m<sup>2</sup> ASCE 7-16 4.8.2

Dimensi area yang menumpu beban

Panjang bentang  
( $L$ ) = 10 m

Lebar bentang ( $B$ ) = 1 m

Jumlah *sag rods* = 3

Jarak antar *sag rods* =  $\frac{10}{3 + 1} = 2,5$  m

#### 2) Pembebanan Gording

$$\begin{aligned}w_{DL} &= B \times q_{DL} && (Eq. 2.7) \\ &= \frac{1 \times 11}{10^3} 9,81 \\ &= 0,11 \text{ kN/m}\end{aligned}$$



$$w_{LL} = B \times q_{LL} \quad (\text{Eq. 2.8})$$

$$= 1 \times 0,96$$

$$= 0,96 \text{ kN/m}$$

$$w_u = 1,2w_{DL} + 1,6w_{LL} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

$$= 1,2 \cdot 0,11 + 1,6 \cdot 0,96$$

$$= 1,67 \text{ kN/m}$$

Keterangan :

$q_{DL}$  = Beban area mati

$q_{LL}$  = Beban area hidup

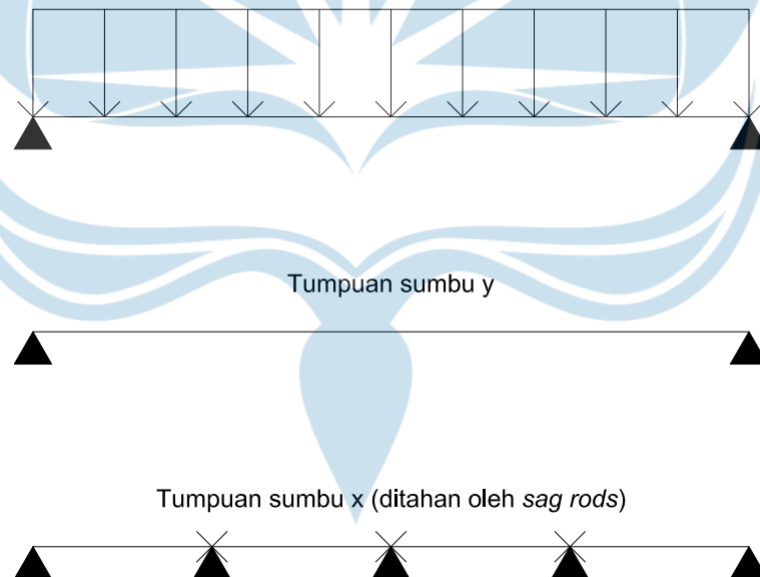
$w_{DL}$  = Beban garis mati

$w_{LL}$  = Beban garis hidup

$w_u$  = Beban garis *ultimate*

$$w_{DL} = 0,11 \text{ kN/m}$$

$$w_{LL} = 0,96 \text{ kN/m}$$



Gambar 2.5 Beban dan Tumpuan Gording

Gambar 2.5 menunjukkan tumpuan pada gording pada sumbu tertentu. Tumpuan tersebut disediakan oleh *sagrod*, yang mana hanya dapat menumpu gaya pada sumbu  $x$  maka pada sumbu  $x$  ada dua tumpuan ditambah tiga tumpuan oleh *sagrod*.

### 3) Analisis Struktur

$$M_{xu} = \frac{w_u \cos 15^\circ L_y^2}{8} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

$$M_{xu} = \frac{1,67 \cdot \cos 15^\circ \cdot 10^2}{8}$$

$$M_{xu} = 20,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{yu} = \frac{w_u \sin 15^\circ L_x^2}{8} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

$$M_{yu} = \frac{1,67 \cdot \sin 15^\circ 2,5^2}{8}$$

$$M_{yu} = 0,34 \text{ kN.m}$$

Keterangan :

$M_{xu}$  = Momen *ultimate* pada sumbu  $x$  profil baja

$M_{yu}$  = Momen *ultimate* pada sumbu  $y$  profil baja

$L_x$  = Bentang antara tumpuan profil baja pada sumbu  $x$

$L_y$  = Bentang antara tumpuan profil baja pada sumbu  $y$

### 4) Batas Defleksi

Pada sumbu  $x$

$$\Delta_{xLL} = \frac{L_x}{240} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

$$\Delta_{xLL} = \frac{L_x}{240} = \frac{2,5}{240} \cdot 10^3 = 10,42 \text{ mm}$$

Pada sumbu  $y$

$$\Delta_{yLL} = \frac{L_y}{240} \quad (\text{Eq. 2.13})$$

$$\Delta_{yLL} = \frac{L_y}{240} = \frac{10}{240} \cdot 10^3 = 41,67 \text{ mm}$$

Keterangan :

$\Delta_{xLL}$  = Defleksi baja profil pada sumbu  $x$

$\Delta_{yLL}$  = Defleksi baja profil pada sumbu  $y$

### 5) Kebutuhan Momen Inersia

Sumbu  $x$

$$I_x = \frac{5}{384} \frac{w_{LL} \cos \theta L_y}{E \Delta_{yLL}} \quad (\text{Eq. 2.14})$$

$$I_x = \frac{5}{384} \frac{0,96 \cdot \cos 15^\circ \cdot 10}{200000 \cdot 41,67} = 1,446 \times 10^7 \text{ mm}^4 = 1445,79 \text{ cm}^4$$

Sumbu  $y$

$$I_y = \frac{5}{384} \frac{w_{LL} \sin \theta L_x}{E \Delta_{xLL}} \quad (\text{Eq. 2.15})$$

$$I_y = \frac{5}{384} \frac{0,96 \cdot \sin 15^\circ \cdot 2,5}{200000 \cdot 10,42} = 6,05 \times 10^4 \text{ mm}^4 = 6,05 \text{ cm}^4$$

Keterangan :

$I_x$  = Momen inersia profil baja pada sumbu  $x$

$I_y$  = Momen inersia profil baja pada sumbu  $y$

$E$  = Modulus elastis baja

Sehingga untuk memenuhi kebutuhan momen inersia dipilih profil C20x70x7.

$$W = 21,1 \text{ kg/m} \quad I_x = 1620 \text{ cm}^4$$

$$A = 26,92 \text{ cm}^2 \quad I_y = 113 \text{ cm}^4$$

$$b = 70 \text{ mm} \quad Z_x = 162 \text{ cm}^3$$

$$h = 200 \text{ mm} \quad Z_y = 21,8 \text{ cm}^3$$

$$t_1 = 7 \text{ mm}$$

$$t_2 = 10 \text{ mm}$$

$$F_y = 290 \text{ Mpa}$$

### 6) Kontrol kelangsingan gording

Profil C bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{t_2} \quad (\text{Eq. 2.16})$$

$$\lambda = \frac{b}{t_2} = \frac{70}{10} = 7$$

$$\lambda_p = 0,39 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Eq. 2.17})$$

$$\lambda_p = 0,39 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,39 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 9,98$$

$$\lambda_r = 1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Eq. 2.18})$$

$$\lambda_r = 1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,39 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 26,26$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$  **KOMPAK**

Profil C bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_1} \quad (\text{Eq. 2.19})$$

$$\lambda = \frac{h}{t_1} = \frac{200}{7} = 28,57$$

$$\lambda_p = 03,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Eq. 2.20})$$

$$\lambda_p = 03,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,39 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 98,74$$

$$\lambda_r = 6,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Eq. 2.21})$$

$$\lambda_r = 6,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,39 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 175,95$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$  **KOMPAK**

Keterangan

$\lambda$  = faktor kelangsingan

$\lambda_p$  = faktor kelangsingan kompak

$\lambda_r$  = faktor kelangsingan langsing

## 7) Kontrol Momen

Profil kompak sehingga  $M_n = M_p$

$$M_{xn} = M_{xp} = f_y Z_x \quad (\text{Eq. 2.22})$$

$$M_{xn} = M_{xp} = f_y Z_x = \frac{290 \cdot 162}{10^3} = 46,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{yn} = M_{yp} = Z_y \quad (\text{Eq. 2.23})$$

$$M_{yn} = M_{yp} = Z_y = \frac{290 \cdot 21,8}{10^3} = 6,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{xu} = 20,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{yu} = 0,34 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{xu}}{\phi M_{xn}} + \frac{M_{yu}}{\phi M_{yn}} \quad (\text{Eq. 2.24})$$

$$\frac{M_{xu}}{\phi M_{xn}} + \frac{M_{yu}}{\phi M_{yn}} = \frac{20,07}{0,9 \cdot 46,98} + \frac{0,34}{0,9 \cdot 6,32} = 0,53 < 1$$

Karena  $0,53 < 1$ , maka profil C20x70x7 mampu menahan beban penutup atap.

Keterangan :

$M_{xn}$  = Momen nominal pada sumbu x

$M_{xp}$  = Momen plastis pada sumbu x

$M_{yn}$  = Momen nominal pada sumbu y

$M_{yp}$  = Momen plastis pada sumbu y

### 2.3.2 Pelat lantai dan Drop Panel

#### 1) Penentuan tebal pelat lantai dan drop panel

##### a) Tebal flat slab minimum

Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 8.3.1.1 Ketebalan minimum pelat lantai dua arah menggunakan drop panel dengan mutu baja tulangan 420 MPa adalah  $1/36$  bentang bersih antara kolom.

$$L_n = L - B_{kolom} \quad (Eq. 2.25)$$

$$L_n = 7500 - 700 = 6800 \text{ mm}$$

$$h_s = \frac{L_n}{36} \quad (Eq. 2.26)$$

$$h_s = \frac{6800}{36} = 188,89 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Tapi tidak kurang dari 100 mm

Sehingga digunakan tebal pelat lantai 200 mm

Keterangan :

$L_n$  = Bentang bersih antara kolom

$B_{kolom}$  = Lebar kolom

$h_s$  = Tebal *slab*

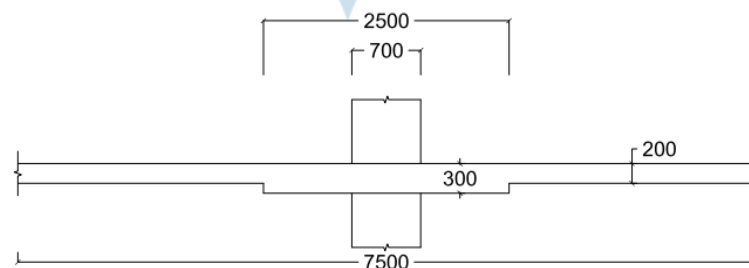
b) Tebal *drop panel* minimum

Berdasarkan SNI 2847:2019 8.2.4 (a) Drop panel harus menjorok di bawah pelat paling sedikit seperempat tebal pelat bersebelahan.

$$h_{dp \min} = 0,25h_s = 0,25 \cdot 200 = 50 \text{ mm}$$

Dimensi *drop panel* juga ditentukan oleh pertimbangan bekisting. Penulis mengasumsikan bekisting pada penurunan *slab* dapat menggunakan besi *hollow* dengan dimensi 50 mm.

Karena penulis sudah mencoba menggunakan tebal *drop panel* setebal 100 mm dan setelah diperiksa tidak memenuhi tahanan geser, maka penulis menggunakan *drop panel* setebal 100 mm sehingga tebal total *slab* pada drop panel adalah 300 mm yang dapat dilihat pada gambar 2.6.



Gambar 2.6 Tebal *drop panel* dan *slab*

c) Bentang *drop panel* minimum

Berdasarkan SNI 2847:2019 8.2.4 (b) *drop panel* harus diteruskan di setiap arah dari garis pusat tumpuan dengan jarak tidak kurang dari satu per enam panjang bentang yang diukur dari pusat ke pusat tumpuan dalam arah tersebut.

$$L_{1dp} = \frac{1}{6}L_1 + \frac{1}{6}L_1 \quad (Eq. 2.27)$$

$$L_{1dp} = \frac{1}{6}7500 + \frac{1}{6}7500 = 2500 \text{ mm}$$

$$L_{2dp} = \frac{1}{6}L_2 + \frac{1}{6}L_2 \quad (Eq. 2.28)$$

$$L_{2dp} = \frac{1}{6}7500 + \frac{1}{6}7500 = 2500 \text{ mm}$$

Keterangan:

$L_{1dp}; L_{2dp}$  = Dimensi drop panel

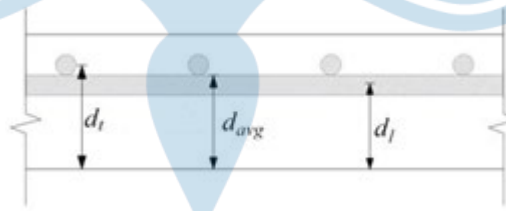
$L_1; L_2$  = Jarak bentang antara kolom

Sehingga digunakan *drop panel* dengan luas tampang  $2,5 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}$ .

## 2) Kuat geser *one way shear*

Kuat geser pelat satu arah untuk penampang kritis pada jarak  $d$  ( $d_{avg}$ ) dari tepi kolom (penampang pelat dengan *drop panel*).

Berikut pada gambar 2.7 hingga gambar 2.11 merupakan dimensi dan ketebalan yang digunakan untuk menghitung kekuatan struktur pelat lantai.



Gambar 2.7 Sistem Lantai Beton Datar Dua Arah

$$d_l = h_{dp} - c_{clear} - d_b - \frac{d_b}{2} \quad (Eq. 2.29)$$

$$d_l = 300 - 40 - 16 - \frac{16}{2} = 236 \text{ mm}$$

$$d_t = h_{dp} - c_{clear} - \frac{d_b}{2} \quad (Eq. 2.30)$$

$$d_t = 300 - 40 - \frac{16}{2} = 252 \text{ mm}$$

$$d_{avg} = \frac{d_l + d_t}{2} \quad (\text{Eq. 2.31})$$

$$d_{avg} = \frac{d_l + d_t}{2} = \frac{236 + 252}{2} = 244 \text{ mm}$$

Gunakan asumsi pertama  $b_w = 300 \text{ mm}$

$$A_T = \left( \frac{L}{2} - \frac{B_{kolom}}{2} - d_{avg} \right) b_w \quad (\text{Eq. 2.32})$$

$$A_T = \left( \frac{7500}{2} - \frac{700}{2} - 244 \right) 300 = 946800 \text{ mm}^2$$

Keterangan:

$d_l; d_t$  = Tebal *slab* bersih

$d_b$  = Dimensi tulangan baja

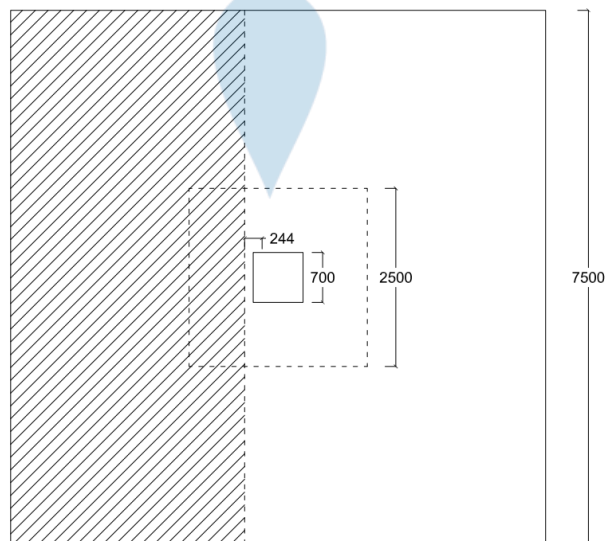
$d_{avg}$  = Rata-rata tebal *slab* bersih

$A_T$  = *Tributary area*

$h_{dp}$  = Tebal *drop panel*

$c_{clear}$  = Tebal selimut beton

$B_{kolom}$  = Lebar kolom



Gambar 2.8 Bagian kritis dari tepi kolom- *one way shear*



a) Beban Mati Pada *Drop Panel*

$$\begin{aligned}\text{Drop Panel} &= 7,20 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Ubin} &= 0,47 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Spesi} &= 0,41 \text{ kN/m}^2 \\ \text{SDL (unit pasar)} &= 1,5 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Total (} q_{DL} \text{)} &= 9,58 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

b) Beban Hidup Pada *Drop Panel*

$$q_{LL} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

Reduksi beban hidup berdasarkan SNI 1727:2013

$$A_T = 969300 \text{ mm}^2 \approx 1 \text{ m}^2 < 37,16 \text{ m}^2$$

Beban hidup tidak diperbolehkan untuk direduksi

c) Beban Ter faktor

$$q_u = 1,2q_{DL} + 1,6q_{LL} = \quad \quad \quad (\text{Eq. 2.33})$$

$$q_u = 1,2 \cdot 9,58 + 1,6 \cdot 4,79 = 19,16 \text{ kN/m}^2$$

d) Tahanan *drop panel* terhadap geser

$$V_u = q_u A_T \quad \quad \quad (\text{Eq. 2.34})$$

$$V_u = 19,16 \cdot 9,693 = 18,14 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \quad \quad \quad (\text{Eq. 2.35})$$

$$\phi V_c = \frac{0,75 \cdot 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 300 \cdot 244}{10^3} = 93,33 \text{ kN}$$

Di mana  $\lambda = 1$  untuk beton normal

Ketebalan *drop panel* 300 mm cukup untuk menahan geser satu arah untuk penampang kritis pertama (dari tepi kolom).

Keterangan

$f_c$  = Kuat tekan beton

$V_u$  = Gaya geser *ultimate* akibat beban

$\phi V_c$  = Tahanan geser beton

- e) Kuat geser pelat satu arah untuk bagian kritis di tepi *drop panel* (bagian *slab* tanpa *drop panel*)

$$d_l = h_s - c_{clear} - d_b - \frac{d_b}{2} \quad (Eq. 2.36)$$

$$d_l = 200 - 40 - 16 - \frac{16}{2} = 136 \text{ mm}$$

$$d_t = h_s - c_{clear} - \frac{d_b}{2} \quad (Eq. 2.37)$$

$$d_t = 200 - 40 - \frac{16}{2} = 152 \text{ mm}$$

$$d_{avg} = \frac{d_l + d_t}{2} \quad (Eq. 2.38)$$

$$d_{avg} = \frac{136 + 152}{2} = 144 \text{ mm}$$

Gunakan asumsi pertama  $b_w = 300 \text{ mm}$

$$A_T = \left( \frac{L}{2} - \frac{B_{kolom}}{2} \right) b_w \quad (Eq. 2.39)$$

$$A_T = \left( \frac{7500}{2} - \frac{2500}{2} \right) 300 = 750000 \text{ mm}^2$$

Keterangan

$d_l; d_t$  = Tebal *slab* bersih

$d_b$  = Dimensi tulangan baja

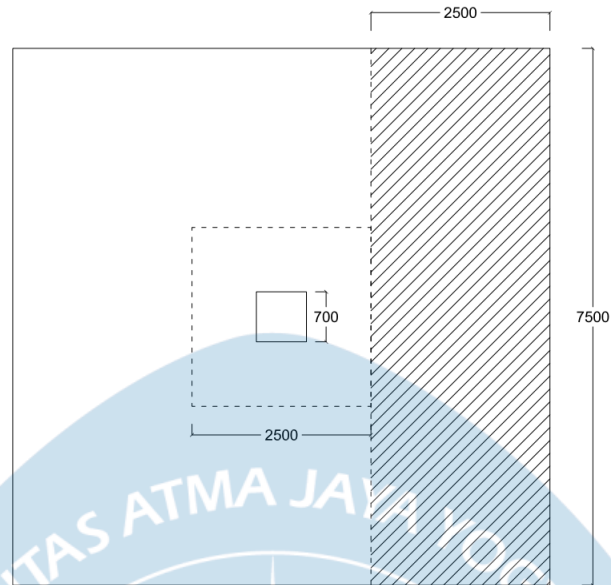
$d_{avg}$  = Rata-rata tebal *slab* bersih

$A_T$  = Tributary area

$h_{dp}$  = Tebal *drop panel*

$c_{clear}$  = Tebal selimut beton

$B_{kolom}$  = Lebar kolom



Gambar 2.9 Bagian kritis dari tepi *drop panel- one way shear*

f) Beban Mati Pada Pelat Lantai

Pelat Lantai	=	4,80	kN/m <sup>2</sup>
Ubin	=	0,47	kN/m <sup>2</sup>
Spesi	=	0,41	kN/m <sup>2</sup>
SDL (unit pasar)	=	1,5	kN/m <sup>2</sup>
$q_{DL}$	=	7,18	kN/m <sup>2</sup>

g) Beban Hidup Pada *Slab*

$$q_{LL} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

Reduksi beban hidup

$$A_T = 750000 \text{ mm}^2 = 0,75 \text{ m}^2 < 37,16 \text{ m}^2$$

Beban hidup tidak diperbolehkan untuk direduksi

h) Beban Ter faktor

$$q_u = 1,2q_{DL} + 1,6q_{LL} \quad (\text{Eq. 2.40})$$

$$q_u = 1,2 \cdot 7,18 + 1,6 \cdot 4,79 = 16,28 \text{ kN/m}^2$$

i) Tahanan *slab* terhadap geser

$$V_u = q_u A_T \quad (\text{Eq. 2.41})$$

$$V_u = 16,28 \cdot 0,75 = 12,21 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi 0.17 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \quad (Eq. 2.42)$$

$$\phi V_c = \frac{0,75 \cdot 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 300 \cdot 144}{10^3} = 27,54 \text{ kN}$$

Di mana  $\lambda = 1$  untuk beton normal

Keterangan

$f_c$  = Kuat tekan beton

$V_u$  = Gaya geser *ultimate* akibat beban

$\phi V_c$  = Tahanan geser beton

Ketebalan *slab* 200 mm cukup untuk menahan geser satu arah untuk penampang kritis pertama (dari tepi kolom).

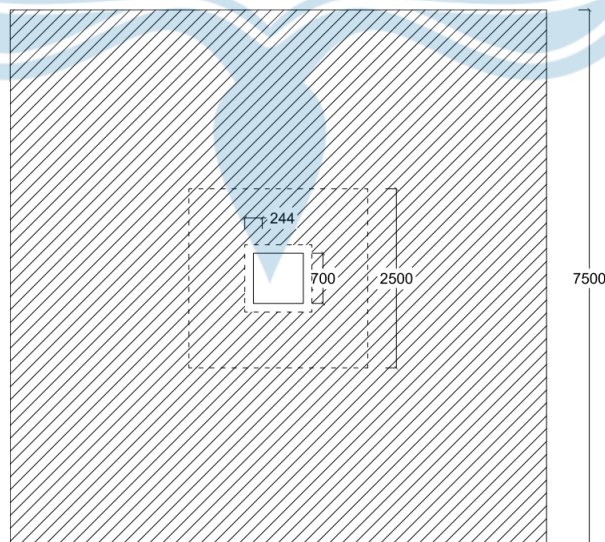
### 3) Kuat geser *two way shear*

Kuat geser pelat dua arah untuk penampang kritis pada jarak  $d/2$  ( $d_{avg}/2$ ) dari tepi kolom (bagian pelat dengan panel jatuh)

Periksa ketebalan pelat yang cukup untuk *punching shear* (*two way shear*) di kolom interior.

$$A_T = L_1 \cdot L_2 - (B_{kolom} + d_{avg})^2 \quad (Eq. 2.43)$$

$$A_T = \frac{7500 \cdot 7500 - (700 + 244)^2}{10^3} = 55,36 \text{ m}^2$$



Gambar 2.10 Bagian kritis dari tepi kolom- *two way shear*

Keterangan :

$A_T$  = Tributary area

$B_{kolom}$  = Lebar kolom

$d_{avg}$  = Rata-rata tebal *slab* bersih

$L_1; L_2$  = Jarak bentang antara kolom

a) Beban Mati Pada *Drop Panel*

$$q_{DL} = 9,58 \text{ kN/m}^2$$

b) Beban Hidup Pada *Drop Panel*

$$q_{LL} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

Reduksi beban hidup

$$A_T = 55,36 \text{ m}^2 < 37,16 \text{ m}^2$$

Beban hidup diperbolehkan untuk direduksi

$$q_{LLr} = q_{LL} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (\text{Eq. 2.44})$$

$$q_{LLr} = 4,79 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 55,36}} \right) = 4,14 \text{ kN/m}^2$$

Tapi tidak kurang dari  $0,5q_{LL} = 0,5 \cdot 4,79 = 2,40 \text{ kN/m}^2$

$$q_{LLr} = 4,14 \text{ kN/m}^2$$

c) Beban Terfaktor

$$q_u = 1,2q_{DL} + 1,6q_{LLr} \quad (\text{Eq. 2.45})$$

$$q_u = 1,2q_{DL} + 1,6q_{LLr} = 1,2 \cdot 9,58 + 1,6 \cdot 4,14 = 18,12 \text{ kN/m}^2$$

d) Tahan *drop panel* terhadap geser

$$V_u = q_u A_T \quad (\text{Eq. 2.46})$$

$$V_u = q_u A_T = 18,12 \cdot 55,35 = 1003,26 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi 0,33 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \quad (\text{Eq. 2.47})$$

$$\phi V_c = \frac{0,75 \cdot 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 4 \cdot (700 + 244)}{10^3} \cdot 244 = 1140,16 \text{ kN}$$

Dimana  $\lambda = 1$  untuk beton normal

Keterangan:

$A_T$  = Tributary area

$q_{LLr}$  = Beban hidup tereduksi

$K_{LL}$  = Faktor Elemen Beban Hidup

$V_u$  = Gaya geser *ultimate* akibat beban

$\phi V_c$  = Tahanan geser beton

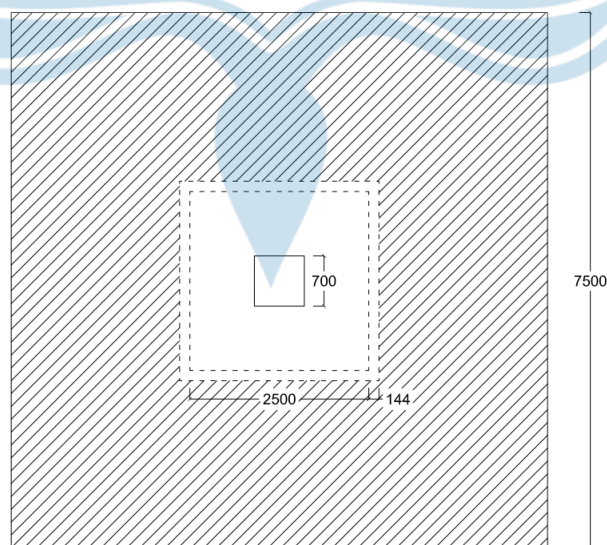
Ketebalan *drop panel* 300 mm cukup untuk geser *two way slab* untuk penampang kritis pertama (dari tepi kolom).

Kuat geser pelat dua arah untuk bagian kritis di tepi *drop panel* (bagian *slab* tanpa *drop panel*):

Periksa kecukupan ketebalan pelat untuk *punching shear* (*two way shear*) pada panel jatuh interior.

$$A_T = L_1 \cdot L_2 - (B_{column} + d_{avg})^2 \quad (Eq. 2.48)$$

$$= \frac{7500 \cdot 7500 - (2500 + 144)^2}{10^6} = 49,26 \text{ m}^2$$



Gambar 2.11 Bagian kritis dari tepi *drop panel*- *two way shear*

Keterangan :

$A_T$  = Tributary area

$B_{kolom}$  = Lebar kolom

$d_{avg}$  = Rata-rata tebal *slab* bersih

$L_1; L_2$  = Jarak bentang antara kolom

a) Beban Mati Pada Pelat Lantai

$$q_{DL} = 7,18 \text{ kN/m}^2$$

b) Beban Hidup Pada Pelat Lantai

$$q_{LL} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

Reduksi beban hidup

$$A_T = 49,26 \text{ m}^2 < 37,16 \text{ m}^2$$

Beban hidup diperbolehkan untuk direduksi

$$q_{LLr} = q_{LL} \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (\text{Eq. 2.49})$$

$$q_{LLr} = 4,79 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 49,26}} \right) = 4,32 \text{ kN/m}^2$$

Tapi tidak kurang dari  $0,5q_{LL} = 0,5 \cdot 4,79 = 2,40 \text{ kN/m}^2$

$$q_{LLr} = 4,32 \text{ kN/m}^2$$

c) Beban Terfaktor

$$q_u = 1,2q_{DL} + 1,6q_{LLr} \quad (\text{Eq. 2.50})$$

$$q_u = 1,2 \cdot 7,18 + 1,6 \cdot 4,32 = 15,53 \text{ kN/m}^2$$

d) Tahan *drop panel* terhadap geser

$$V_u = q_u A_T \quad (\text{Eq. 2.51})$$

$$V_u = 15,53 \cdot 49,26 = 764,79 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi 0,33 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \quad (\text{Eq. 2.52})$$

$$\phi V_c = \frac{0,75 \cdot 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 4 \cdot (2500 + 144)}{10^3} \cdot 144 = 1884,64 \text{ kN}$$

Dimana  $\lambda = 1$  untuk beton normal

Keterangan:

$f_c$  = Kuat tekan beton

$A_T$  = Tributary area

$q_{LLr}$  = Beban hidup tereduksi

$K_{LL}$  = Faktor Elemen Beban Hidup

$V_u$  = Gaya geser *ultimate* akibat beban

$\phi V_c$  = Tahanan geser beton

Ketebalan *drop panel* 200 mm cukup untuk geser *two way slab* untuk penampang kritis pertama (dari tepi kolom).

### 2.3.3 Perencanaan Dimensi Balok

Pada proyek kali ini balok digunakan sebagai *edge beam* pada tepi bangunan dan area *void* pada tangga dan atrium untuk menahan beban dinding dan *fasad*. Pada proyek kali ini umumnya balok memiliki panjang bentang 7,5 meter dan bentang terpanjang 10 meter. Dimensi balok minimum mengacu pada peraturan SNI 2847:2019 dapat dihitung:

Berdasarkan SNI 2874:2019 Tabel 9.3.1.1 Tinggi balok minimum non prategang adalah  $\frac{1}{16}$  panjang bentang kotor balok.

Untuk balok dengan panjang bentang 7,5 meter

$$h_{B \min} = \frac{L_B}{16} \quad (\text{Eq. 2.53})$$

$$h_{B \min} = \frac{7,5}{16} 10^3 = 468,75 \text{ mm}$$

Sehingga dimensi balok diambil:

$$h_B = 500 \text{ mm}$$

$$b_B = \frac{h_B}{2} \quad (\text{Eq. 2.54})$$

$$b_B = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

Untuk balok dengan panjang bentang 10 meter



$$h_{B \min} = \frac{L_B}{16} \quad (\text{Eq. 2.55})$$

$$h_{B \min} = \frac{10}{16} 10^3 = 625 \text{ mm}$$

Sehingga dimensi minimum diambil:

$$h_B = 700 \text{ mm}$$

$$b_B = \frac{h_B}{2} \quad (\text{Eq. 2.56})$$

$$b_B = \frac{700}{2} = 350 \text{ mm}$$

Namun karena struktur menggunakan jenis struktur *drop panel* dan membutuhkan kekakuan tambahan maka digunakan balok dengan ukuran  $700 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$  untuk balok tepi, interior, dan atap.

Keterangan:

$h_B$  = Dimensi tinggi balok

$b_B$  = Dimensi lebar balok

### 2.3.4 Perencanaan Dimensi Kolom

Pada proyek ini digunakan kolom dengan bentuk tampang persegi dan tinggi kolom 4,2 meter tipikal setiap lantai. Karena struktur gedung membutuhkan kekakuan lebih sehingga digunakan kolom dengan dimensi  $700 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$ .

### 2.3.5 Tangga

Didesain tangga dengan dimensi dan beban sebagai berikut :

- Dimensi

Pelat tangga:

Lebar (b)	= 2 m
Bentang (l)	= 6,3 m
Tinggi (t)	= 4,2 m
Panjang (p)	= 7,57 m
Tebal (h)	= 200 mm

Pelat bordes:

Lebar = 2 m  
 Panjang = 2 m  
 Tebal = 200 mm

Anak tangga:

Jumlah (n) = 21  
 Optrede (o) = 300 mm  
 Antrede (a) = 200 mm

- Beban

Beban tangga

Railing = 1 kN/m  
 Beton = 24 kN/m<sup>3</sup>  
 Ubin 2 cm = 48 kg/m<sup>2</sup>  
 Spesi 2 cm = 42 kg/m<sup>2</sup>

Beban *Slab*

Beton = 24 kN/m<sup>3</sup>  
 Ubin 2 cm = 48 kg/m<sup>2</sup>  
 Spesi 2 cm = 42 kg/m<sup>2</sup>

Beban hidup = 4,79 kN/m<sup>2</sup>

a) Pembebanan tangga

Beban pelat tangga

Railing = 1 kN/m  
 Pelat tangga =  $h_b \cdot 24 \text{ kN/m}^3$   
 $= \frac{200}{10^3} \cdot 2 \cdot 24 \text{ kN/m}^3$   
 $= 9,6 \text{ kN/m}$

Ubin 2 cm =  $\frac{(l + t)b \cdot 48 \text{ kg/m}^3}{9,81 \times 10^3 p}$   
 $= \frac{(6,3 + 4,2)2 \cdot 48 \text{ kg/m}^3}{9,81 \times 10^3 \cdot 7,57}$   
 $= 1,31 \text{ kN/m}$

Spesi 2 cm =  $\frac{(l + t)b \cdot 42 \text{ kg/m}^3}{9,81 \times 10^3 p}$

$$= \frac{(6,3 + 4,2)2 \cdot 42 \text{ kg/m}^3}{9,81 \times 10^3 \cdot 7,57}$$

$$= 1,14 \text{ kN/m}$$

$$\text{Anak tangga} = \frac{1/2 \text{ oabn}}{10^6 p}$$

$$= \frac{1/2 \cdot 300 \cdot 200 \cdot 2 \cdot 21}{10^6 p}$$

$$= 3,99 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total } (q_{DL}) = 17,04 \text{ kN/m}$$

b) Beban pelat bordes

$$\text{Pelat tangga} = hb \cdot 24 \text{ kN/m}^3$$

$$= \frac{200}{10^3} \cdot 2 \cdot 24 \text{ kN/m}^3$$

$$= 9,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ubin 2 cm} = \frac{b \cdot 48 \text{ kg/m}^3}{9,81 \times 10^3}$$

$$= \frac{2 \cdot 48 \text{ kg/m}^3}{9,81 \times 10^3}$$

$$= 0,94 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spesi 2 cm} = \frac{b \cdot 42 \text{ kg/m}^3}{9,81 \times 10^3}$$

$$= \frac{2 \cdot 42 \text{ kg/m}^3}{9,81 \times 10^3}$$

$$= 0,82 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total } (q_{DL}) = 11,37 \text{ kN/m}$$

c) Beban hidup pelat tangga

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

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

$$\text{Total } (q_{LL}) = 9,58 \text{ kN/m}$$

d) Dari hasil analisis struktur menggunakan ETAB didapatkan gaya dalam tangga:

$$M_{ut1} = 215,11 \text{ kN.m}$$

$$M_{ut2} = 25,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{ul} = 105,77 \text{ kN.m}$$

$$V_{ut1} = 141,1 \text{ kN}$$

$$V_{ut2} = 84,28 \text{ kN}$$

$$V_{ul} = 41,49 \text{ kN}$$

Keterangan:

$M_{ut}$  = Momen *ultimate* akibat beban pada daerah tumpuan

$M_{ul}$  = Momen *ultimate* akibat beban pada daerah lapangan

$V_{ut}$  = Gaya geser *ultimate* akibat beban pada daerah tumpuan

$V_{ul}$  = Gaya geser *ultimate* akibat beban pada daerah lapangan

e) Penulangan tangga

Penulangan tangga bagian tumpuan

Tulangan pokok

Diameter tulangan longitudinal ( $d_b$ ) = 13 mm

Selimut balok ( $c_c$ ) = 40 mm

Kuat tekan beton ( $f_c$ ) = 25 MPa

$\beta_1$  = 0,85

$\lambda$  = 1

Kuat leleh tulangan longitudinal ( $f_y$ ) = 420 MPa

Kuat leleh tulangan sengkang ( $f_y$ ) = 420 MPa

Tebal efektif pelat lantai (d)

$$d = h_s - \left( c_c + \frac{d_b}{2} \right) \quad (\text{Eq. 2.57})$$

$$d = 200 - \left( 40 + \frac{13}{2} \right) = 153,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (\text{Eq. 2.58})$$

$$R_n = \frac{215,11 \times 10^6}{0,9 \cdot 2 \times 10^3 \cdot 153,5^2} = 5,07$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f_c}} \right) \quad (\text{Eq. 2.59})$$

$$\rho = 0,85 \frac{25}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5,07}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,0140$$

Digunakan  $\rho = 0,0140$  sehingga diperlukan tulangan:

$$A_s = \rho b d \quad (\text{Eq. 2.60})$$

$$A_s = 0,0140 \cdot 2 \times 10^3 \cdot 153,5 = 4303,48 \text{ mm}^2$$

Spasi antara tulangan

$$S = \frac{\frac{1}{4} \pi D_b^2 b}{A_s} \quad (\text{Eq. 2.61})$$

$$S = \frac{\frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 \cdot 2 \times 10^3}{4303,48} = 60 \text{ mm}$$

Digunakan D13-50

Keterangan:

- $d$  = Tebal *slab* bersih
- $h_s$  = Tebal *slab*
- $c_c$  = Selimut beton
- $d_b$  = Dimensi tulangan baja
- $M_u$  = Momen *ultimate* akibat beban
- $b$  = Lebar *slab* tangga
- $\rho$  = Rasio tulangan baja beton
- $f_c$  = Kuat tekan beton

j) Penulangan susut tangga

Digunakan  $\rho_{min} = 0,002$  sehingga diperlukan tulangan susut:

$$A_s = \rho A_g \quad (\text{Eq. 2.62})$$

$$A_s = \rho A_g = 0,0140 \cdot 2 \times 10^3 \cdot 200 = 800 \text{ mm}^2$$

Spasi antara tulangan

$$S = \frac{\frac{1}{4}\pi d_b^2 b}{A_s} \quad (\text{Eq. 2.63})$$

$$S = \frac{\frac{1}{4}\pi \cdot 10^2 \cdot 2 \times 10^3}{800} = 196,35 \text{ mm}$$

Keterangan:

$A_g$  = Luas penampang beton kotor

$A_s$  = Luas penampang tulangan baja

$S$  = Spasi antar tulangan

Digunakan tulangan susut D10-150

k) Rekap Perhitungan Penulangan Tangga

Dari perhitungan penulangan tangga secara repetisi di atas untuk penulangan bagian tumpuan dan lapangan didapatkan spesifikasi penulangan tangga pada tabel 2.4 berikut.

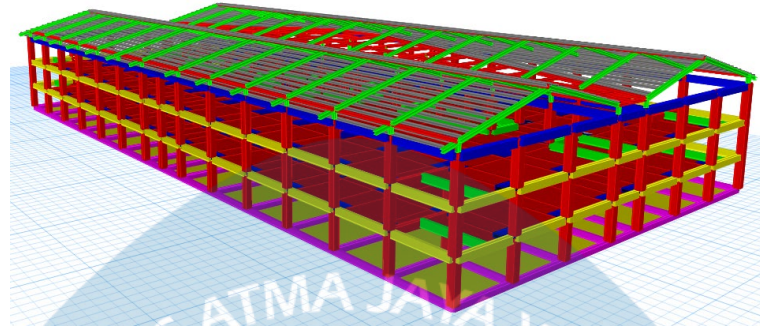
Tabel 2.4 Rekap Perhitungan Penulangan Tangga

Tulangan	
Tangga 1	
Tumpuan	D13-50
Lapangan	D13-100
Susut	D10-150
Tangga 2	
Tumpuan	D12-100
Lapangan	D12-150
Susut	D10-150

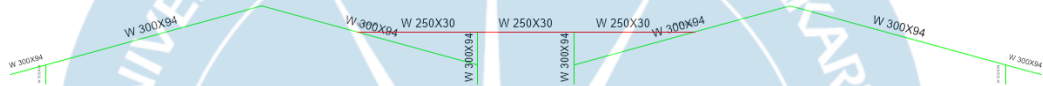
## 2.4 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur atap menggunakan *software* SAP2000 dan struktur secara keseluruhan menggunakan *software* ETABS. Dimensi elemen gedung yang dimodelkan berdasarkan hasil perhitungan *preliminary design*. *Layout* pemodelan struktur menggunakan *software* dapat dilihat pada gambar 2.12 hingga gambar

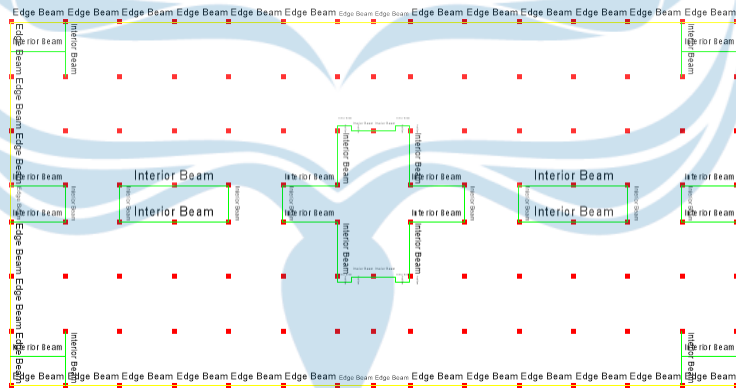
2.19. Selanjutnya *input* material dan parameter lain yang digunakan dapat dilihat pada gambar 2.20 hingga gambar 2.30.



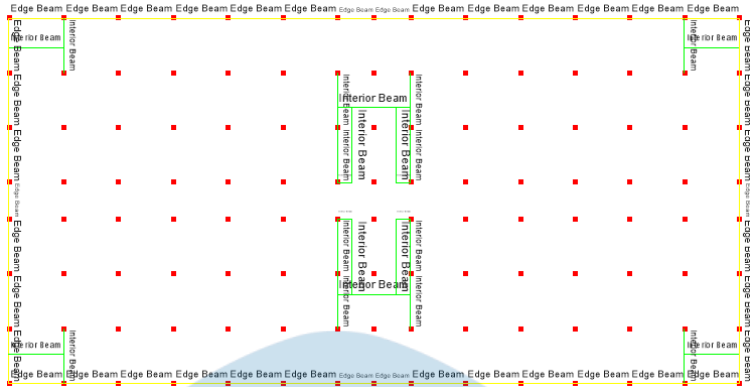
Gambar 2.12 Model 3D



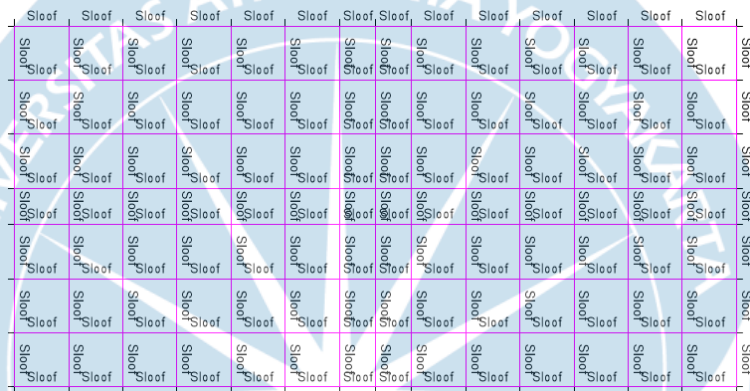
Gambar 2.13 Model 2D atap



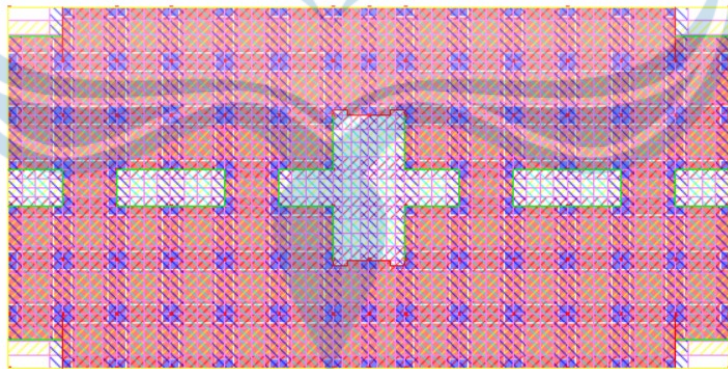
Gambar 2.14 *Layout* balok lantai 2



Gambar 2.15 *Layout balok lantai 1*

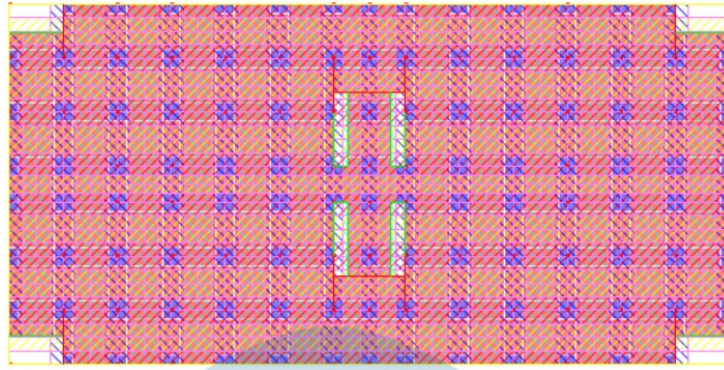


Gambar 2.16 *Layout balok lantai parkir*

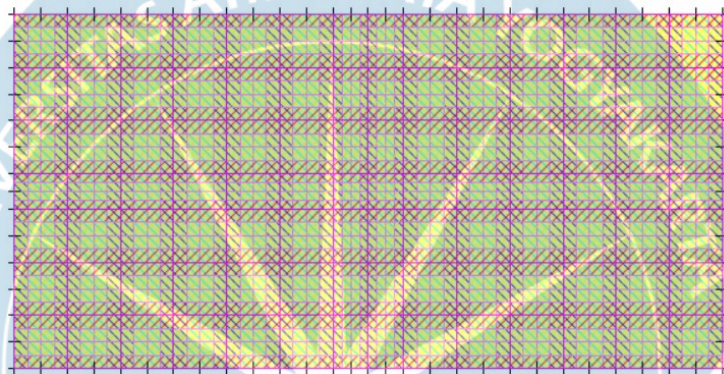


Gambar 2.17 *Layout pelat lantai 2, drop panel, column strip, dan middle strip*

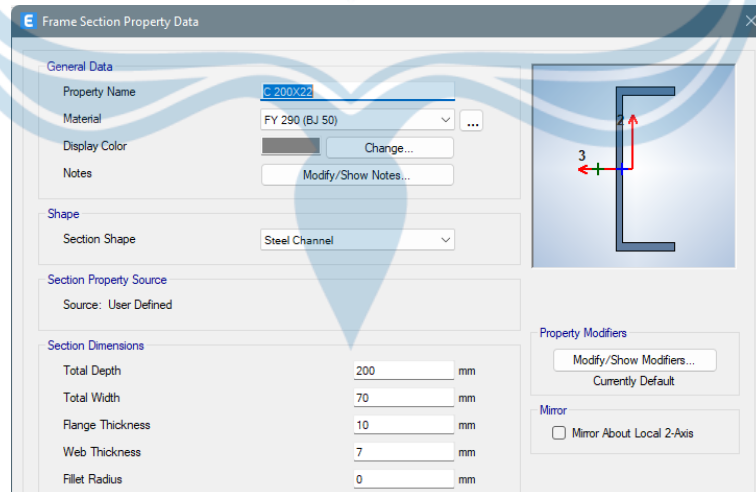




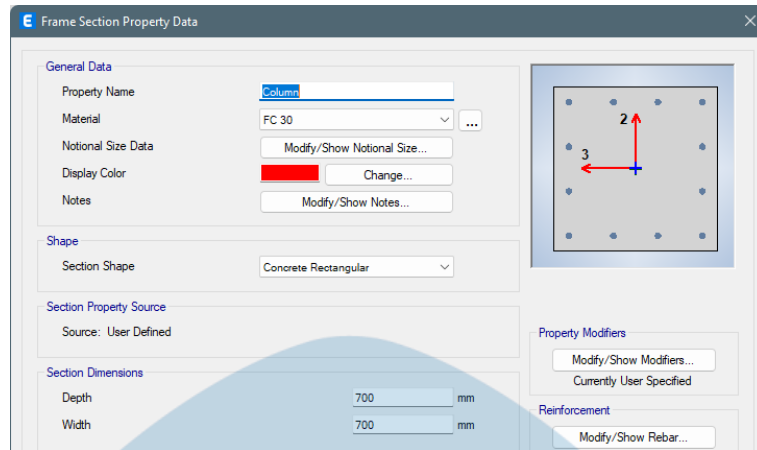
Gambar 2.18 *Layout pelat lantai 1, drop panel, column strip, dan middle strip*



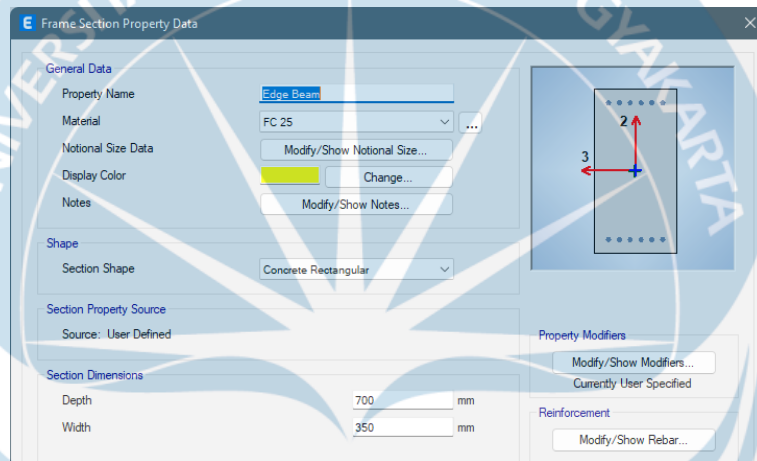
Gambar 2.19 *Layout pelat lantai parkir, drop panel, column strip, dan middle strip*



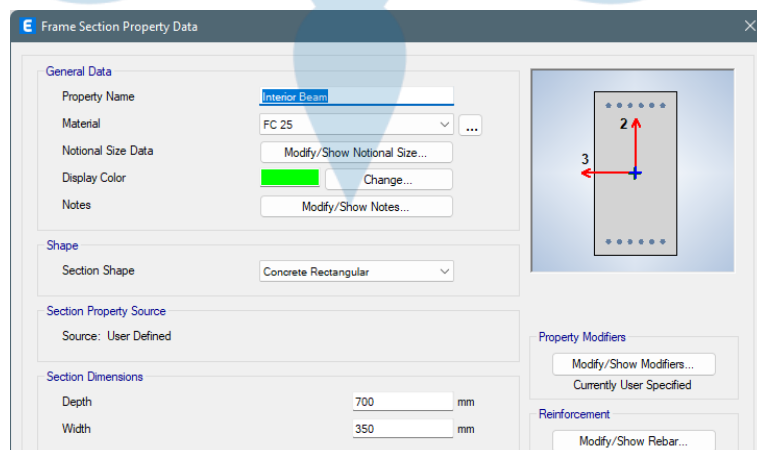
Gambar 2.20 Profil C200×22 gording



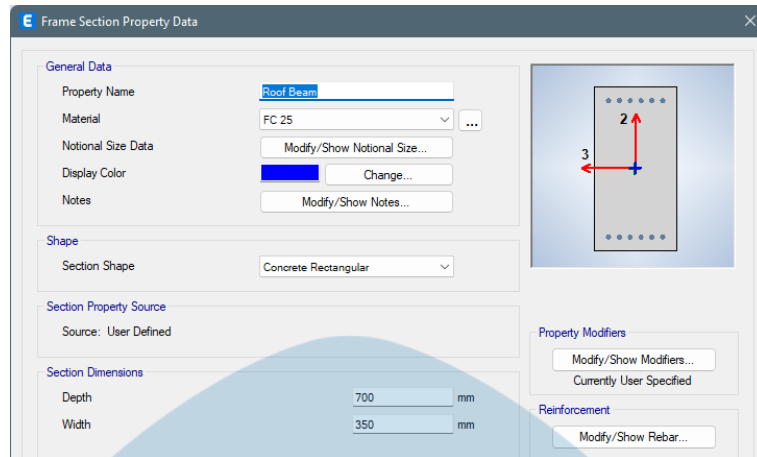
Gambar 2.21 Kolom 700×700



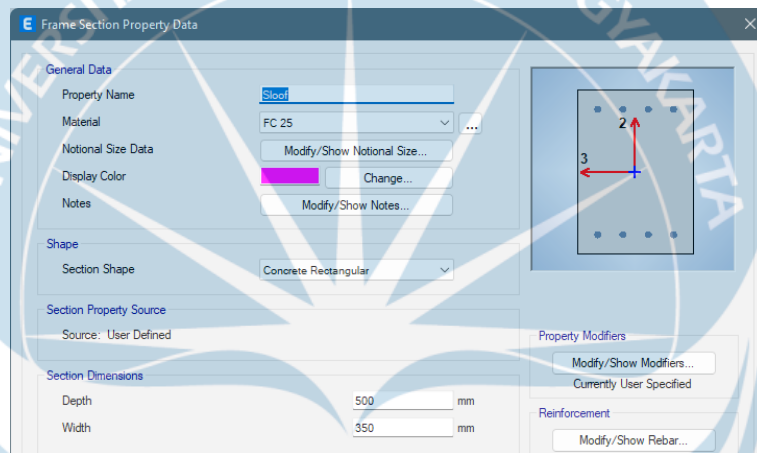
Gambar 2.22 Edge beam



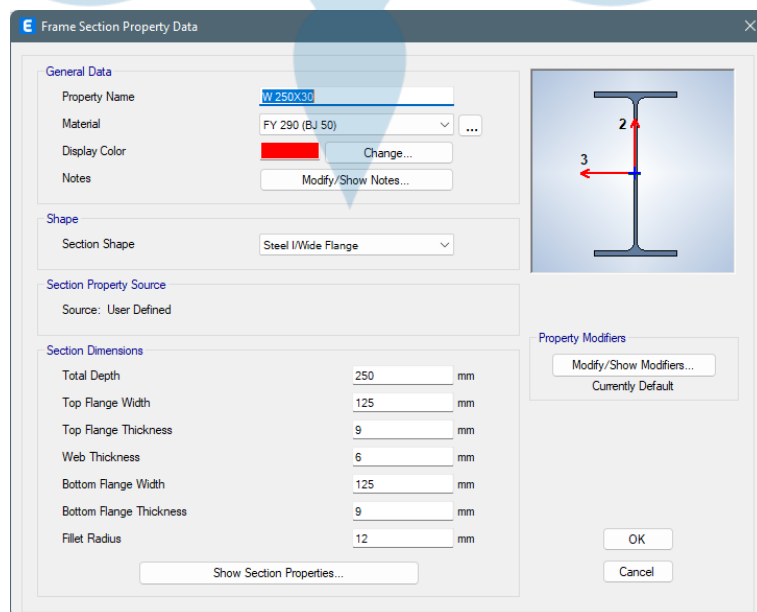
Gambar 2.23 Interior beam



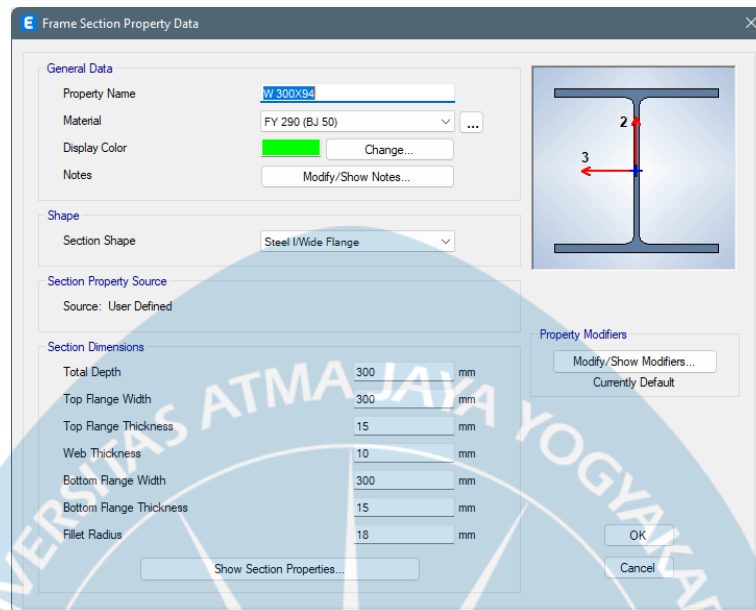
Gambar 2.24 Roof Beam



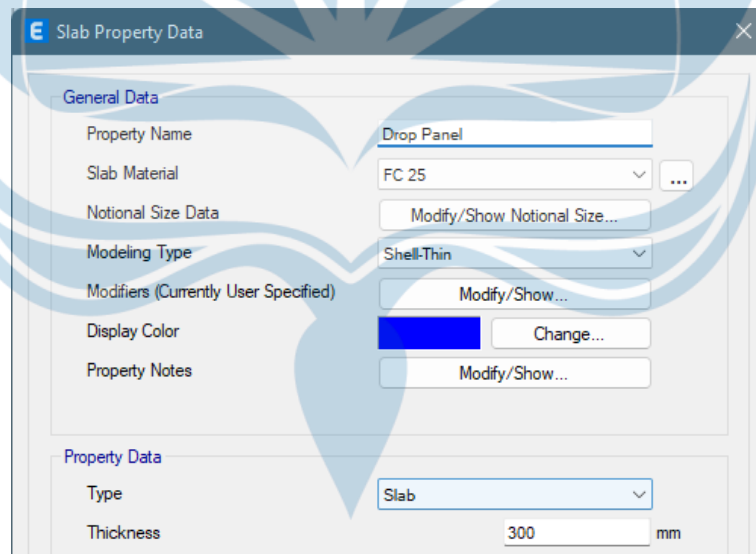
Gambar 2.25 Sloof



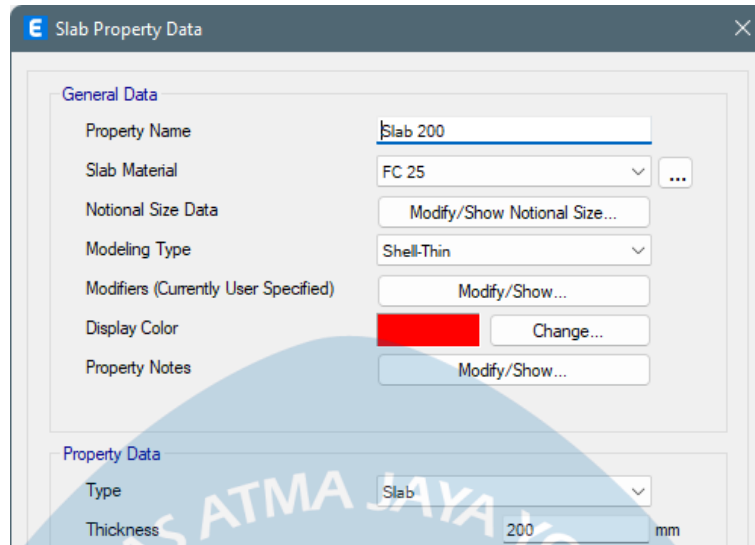
Gambar 2.26 Profil W250×30 untuk rangka atap kaca



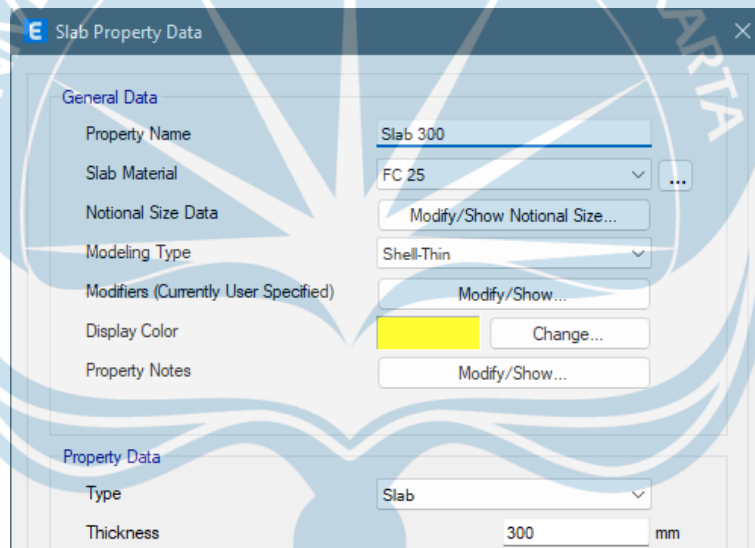
Gambar 2.27 Profil W250×30 untuk rangka atap bitumen



Gambar 2.28 Drop panel 300 mm



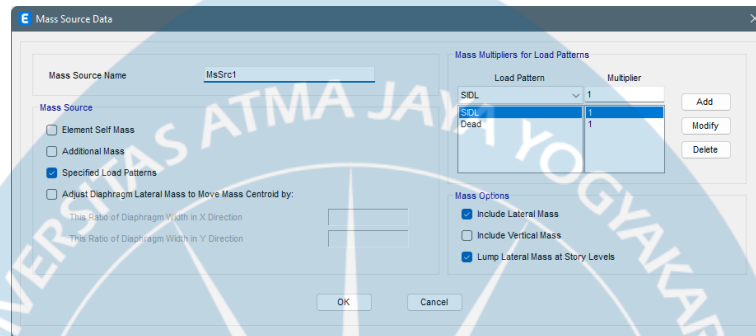
Gambar 2.29 Pelat lantai 200 mm



Gambar 2.30 Pelat lantai parkir 300 mm

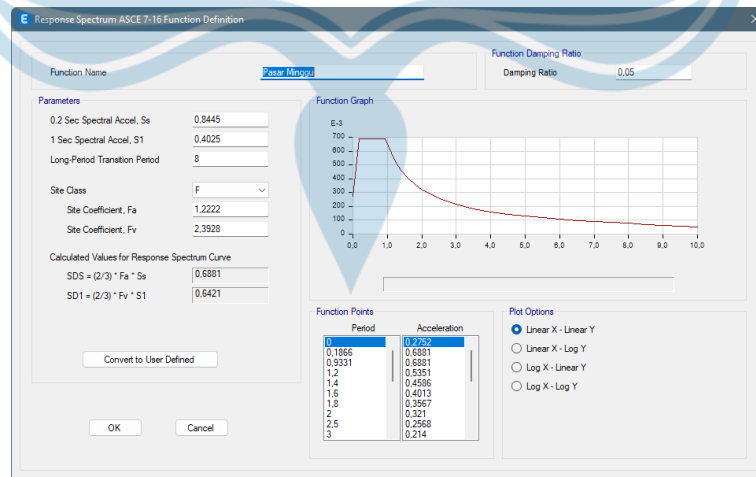
## 2.5 Response Spectrum

*Response spectrum* digunakan untuk memeriksa *story drift* dan P-Delta. Pembebanan gempa menggunakan metode beban seismik *user load* dari hasil perhitungan beban seismik secara manual. *Mass source* yang digunakan tidak menggunakan 0,25 beban hidup karena diasumsikan tidak didesain beban hidup pada ruangan penyimpanan. *Mass Source* yang digunakan dapat dilihat pada gambar 2.31



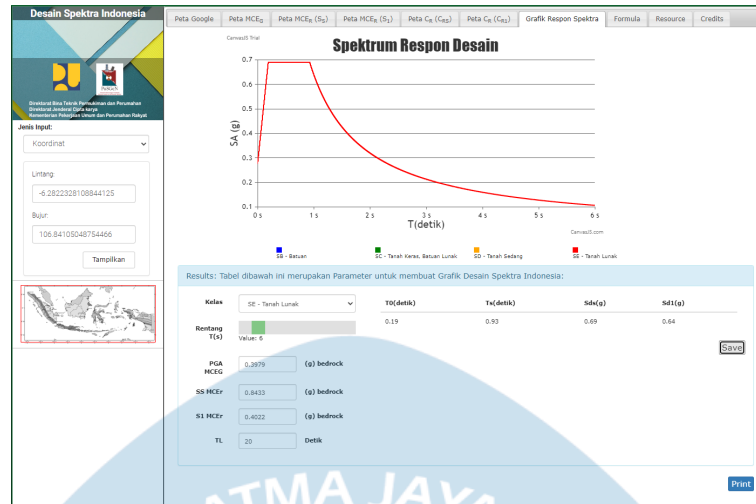
Gambar 2.31 *Mass Source*

Nilai  $S_s$  dan  $S_1$  didapatkan dari *website* RSA Desain Spektrum Indonesia sedangkan nilai  $F_a$  dan  $F_v$  didapatkan dari tabel 6 dan 7 SNI 1726:2019. Data respons Spektrum dapat dilihat pada gambar 2.32 dan gambar 2.33.



Gambar 2.32 *Response Spectrum*



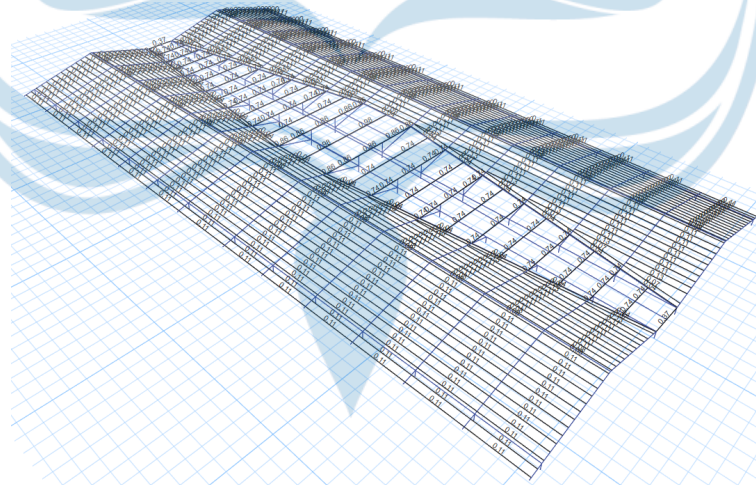


Gambar 2.33 Data RSA desain spektrum Indonesia

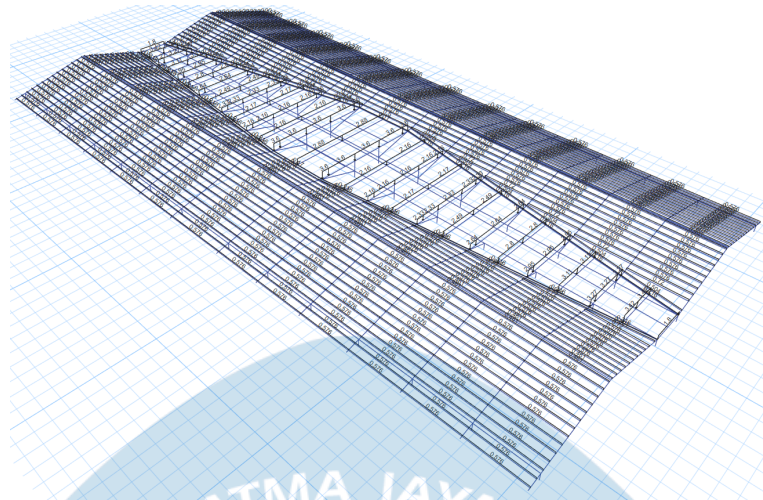
Sumber: <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/>

## 2.6 Pembebanan Struktur

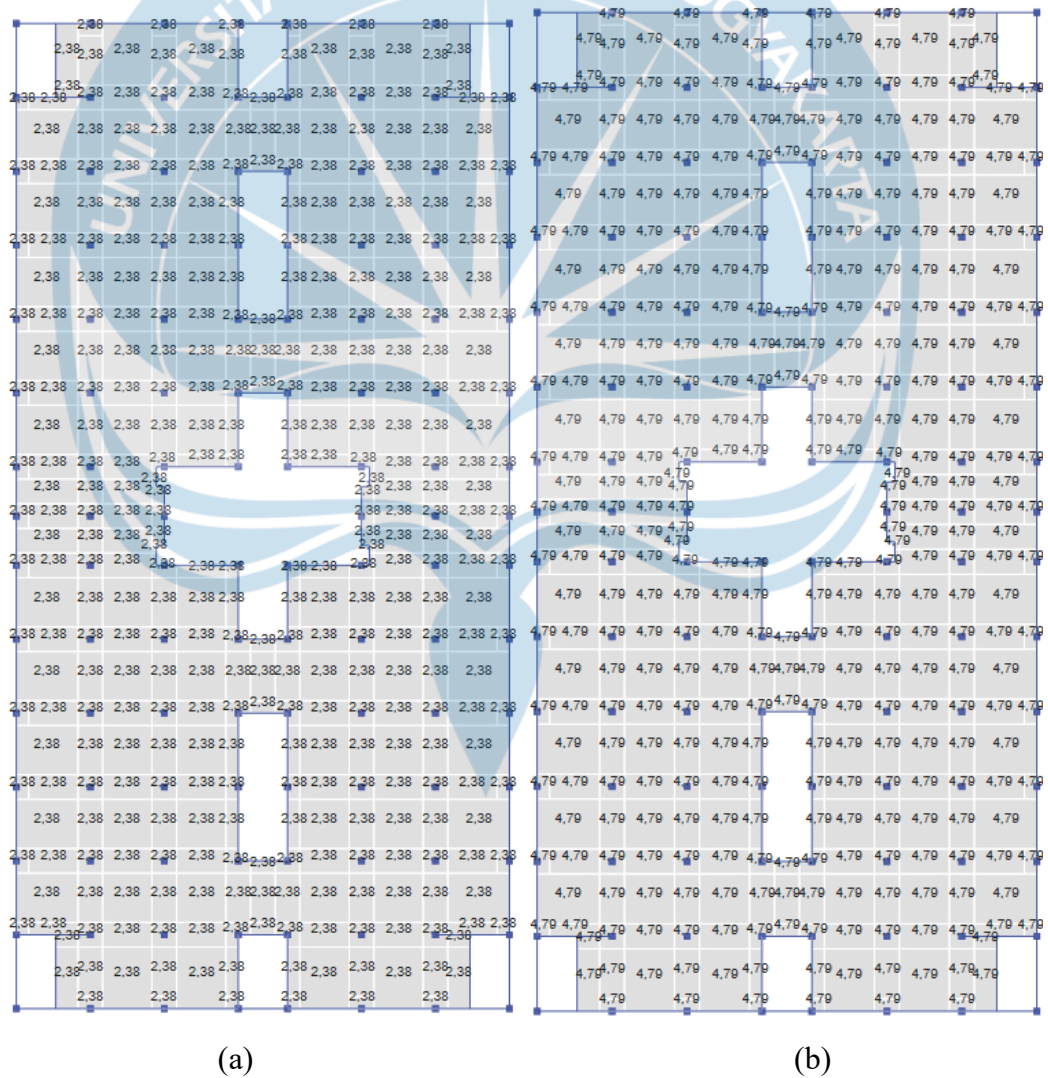
Pembebanan struktur berupa pembebanan *superimposed dead load* (SIDL) dan beban hidup. Berat sendiri struktur sudah diperhitungkan secara langsung pada *load pattern* ETABS. *Layout* pembebanan struktur dapat dilihat pada gambar 2.34 hingga gambar 2.41.



Gambar 2.34 Pembebanan beban mati atap

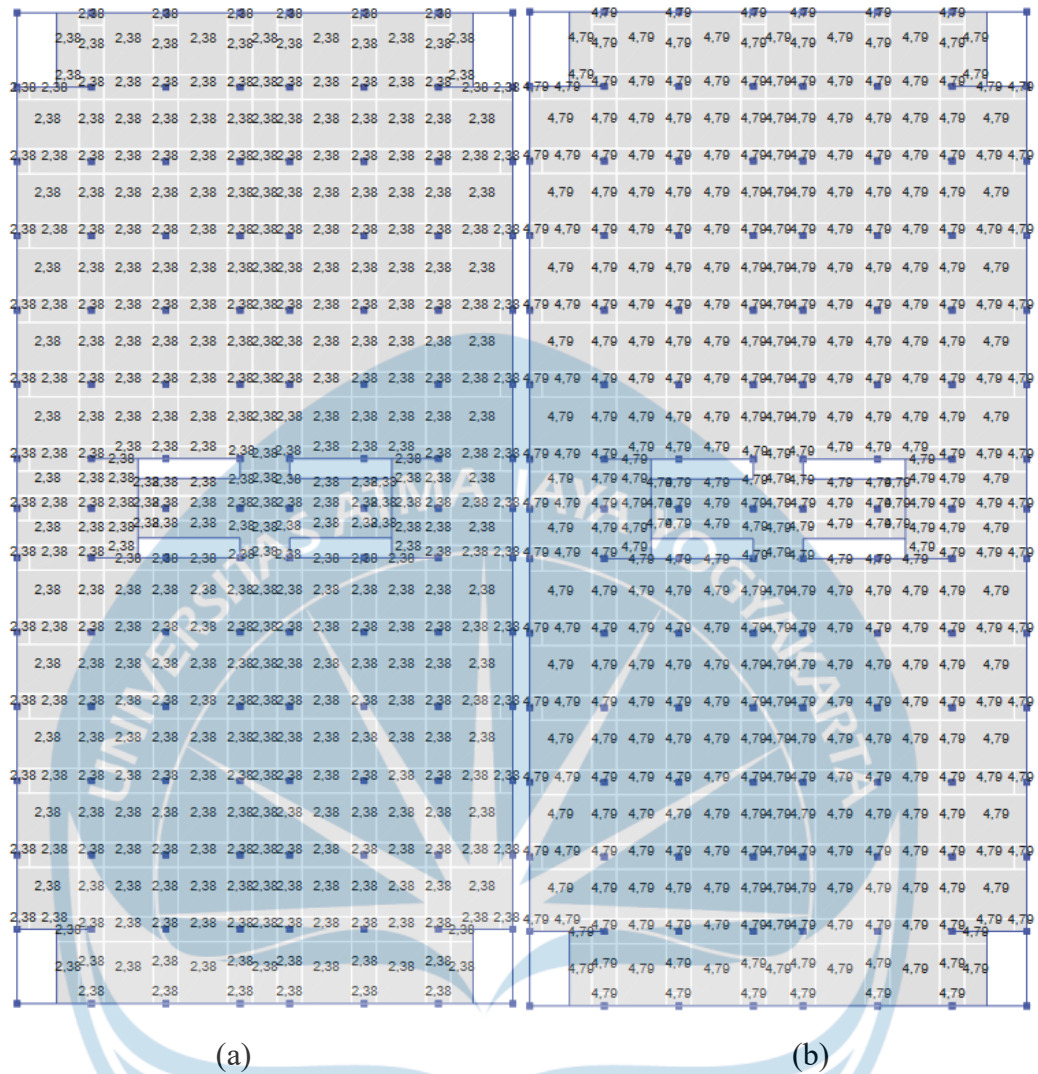


Gambar 2.35 Pembebanan beban hidup atap



Gambar 2.36 Pembebanan (a) beban mati dan (b) beban hidup slab lantai 2

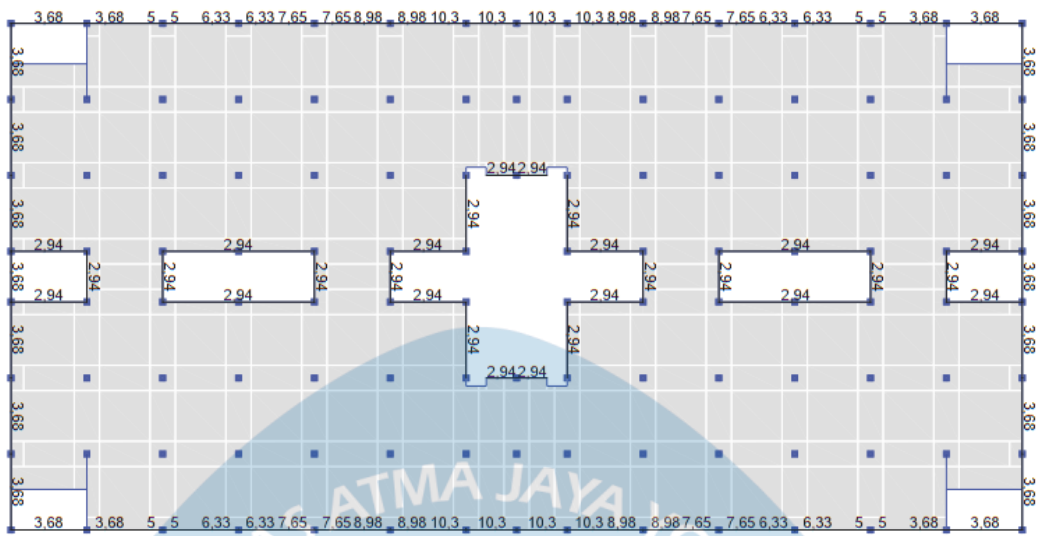




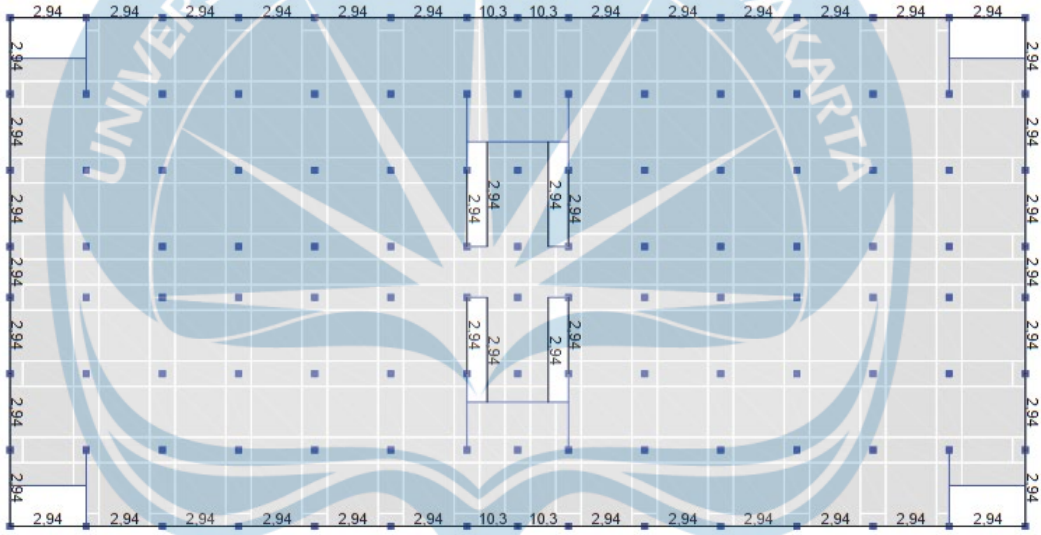
Gambar 2.37 Pembebanan (a) beban mati dan (b) beban hidup *slab* lantai 1

11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79
11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79
11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79
11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79
11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79
11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79
11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79

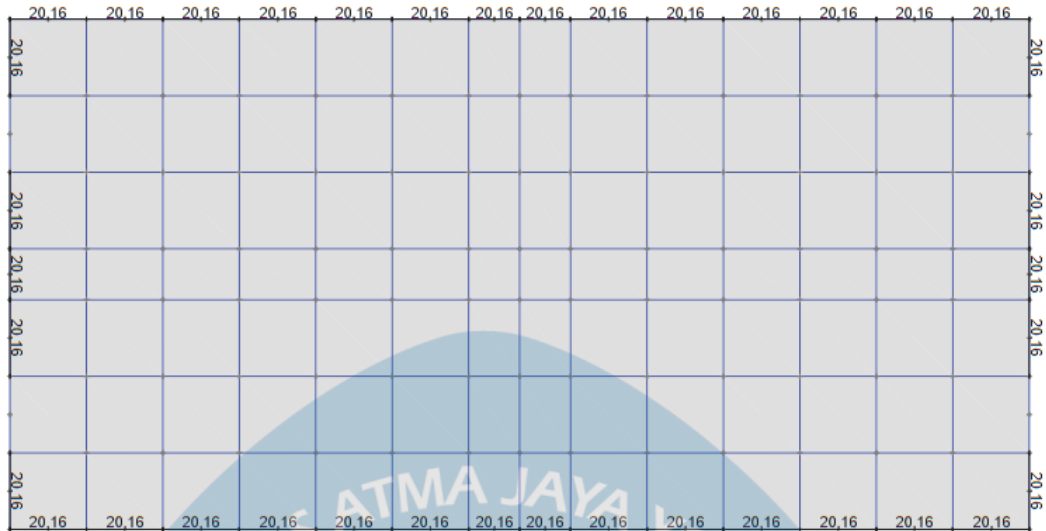
Gambar 2.38 Pembebanan beban hidup *slab* lantai parkir



Gambar 2.39 Pembebanan dinding dan fasad pada balok lantai 2



Gambar 2.40 Pembebanan dinding dan fasad pada balok lantai 1



Gambar 2.41 Pembebanan dinding pada balok lantai parkir

## 2.7 Perencanaan Struktur

### 2.7.1 Struktur Atap

#### 1) Sambungan Gording

Karena profil C yang tersedia di pasaran hanya tersedia panjang 6 meter sedangkan jarak antar kuda-kuda 7,5 meter dan 10 meter maka dibutuhkan sambungan gording.

#### a) Pelat penyambung

Dimensi gording profil C200x70x7

$$b = 70 \text{ mm}$$

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

$$t_1 = 7 \text{ mm}$$

$$t_2 = 10 \text{ mm}$$

$$I_x = 1620 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 113 \text{ cm}^4$$

Tebal pelat yang dibutuhkan

$$h = 140 \text{ mm}$$

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

$$f_y = 290 \text{ MPa}$$

Sehingga dibutuhkan pelat dengan tebal

$$t = \frac{M_{xu}}{hb f_y} \quad (\text{Eq. 2.64})$$

$$t = \frac{20,07}{140 \cdot 250 \cdot 290} = 1,9 \text{ mm} \approx 2 \text{ mm}$$

$$M_{xu} = 20,07 \text{ kN.m}$$

Digunakan pelat penyambung dengan tebal 10 mm

Digunakan baut penyambung

$$f_u = 370 \text{ MPa}$$

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

$$A = 201,06 \text{ mm}^2$$

Kuat geser baut

$$\phi_f V_n = \phi_f r_1 f_u A \quad (\text{Eq. 2.65})$$

$$\phi_f V_n = \frac{0,75 \cdot 0,4 \cdot 370 \cdot 201,06}{10^3} = 22,32 \text{ kN}$$

Momen inersia profil C sumbu x

$$I_x = 1620 \text{ cm}^4$$

Momen inersia badan profil C sumbu x

$$I_{x \text{ web}} = \frac{t_1 \cdot (h - t_2 \cdot 2)^3}{12} \quad (\text{Eq. 2.66})$$

$$I_{x \text{ web}} = \frac{7 \cdot (200 - 10 \cdot 2)^3}{12 \cdot 10^4} = 340,2 \text{ cm}^4$$

Momen pada badan profil C

$$M_{x \text{ web}} = \frac{I_x}{I_{x \text{ web}}} M_{xu} \quad (\text{Eq. 2.67})$$

$$M_{x \text{ web}} = \frac{340,2}{1620} 20,07 = 4,21 \text{ kN.m}$$

Keterangan:

$t$  = Tebal pelat baja

$M_{xu}$  = Momen *ultimate* pada sumbu x profil baja

$f_y$  = Tegangan leleh baja

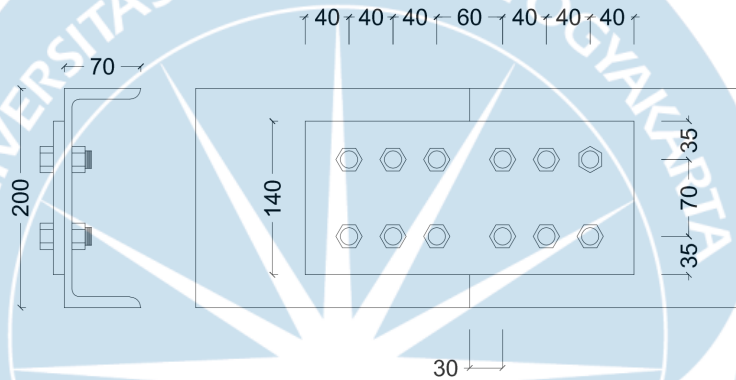
$f_u$  = Tegangan putus baja

b) Perhitungan jumlah baut yang dibutuhkan

$$n = \sqrt{\frac{M_{x\ web}}{\phi_f V_n t_1}} \quad (Eq. 2.68)$$

$$n = \sqrt{\frac{4,21 \cdot 10^3 / (9,81 \cdot 10^2)}{22,32 \cdot 7/10}} = 5,24 \approx 6$$

c) Penentuan jarak baut



Gambar 2.42 Sambungan Gording

Hasil akhir didapatkan jumlah baut serta jarak antar baut yang dapat dilihat pada gambar 2.42.

## 2) *Sag Rods*

a) Beban Atap

- Beban mati

Bitumen = 11 kgf/m<sup>2</sup> Brosur

Gording = 21,1 kgf/m Tabel baja

Jumlah = 13

Gording

- Beban hidup

Beban Hidup = 0,96 ASCE 7-16 4.8.2  
kN/m<sup>2</sup>

- *Tributary Area*

$$\text{Panjang bentang } (L) = 13,7 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bentang } (W) = 2,5 \text{ m}$$

b) Pembebanan *Sag Rods*

Beban Mati Atap

$$A_T = L \times W \quad (\text{Eq. 2.69})$$

$$A_T = 13,7 \times 2,5 = 34,25 \text{ m}^2$$

$$P_{DL} = T_A q_{DL} + W w_{DL} \quad (\text{Eq. 2.70})$$

$$P_{DL} = \frac{34,25 \cdot 11 + 2,5 \cdot 21,1}{10^3} 9,81 = 10,42 \text{ kN}$$

Beban Hidup Atap

Reduksi beban hidup

$$A_T = 34,25 \text{ m}^2$$
$$R_1 = 1,2 - 0,011 A_T \quad (\text{Eq. 2.71})$$

$$R_1 = 1,2 - 0,011 \cdot 34,25 = 0,82$$

$$R_2 = 1$$

$$L_r = L_0 R_1 R_2 \quad (\text{Eq. 2.72})$$

$$L_r = 0,97 \cdot 0,82 \cdot 1 = 0,79 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{LL} = A_T L_r \quad (\text{Eq. 2.73})$$

$$P_{LL} = 34,25 \cdot 0,79 = 27,1 \text{ kN}$$

Beban terfaktor

$$P_u = 1,2 P_{DL} + 1,6 P_{LL} \quad (\text{Eq. 2.74})$$

$$P_u = 1,2 P_{DL} + 1,6 P_{LL} = 1,2 \cdot 10,42 + 1,6 \cdot 27,1 = 55,72 \text{ kN}$$

Keterangan:

$A_T$  = Tributary area

$L_0$  = Beban hidup atap tidak tereduksi

$L_r$  = Beban hidup atap tereduksi

$P_{LL}$  = Beban titik akibat beban hidup atap

$P_{DL}$  = Beban titik akibat beban mati atap

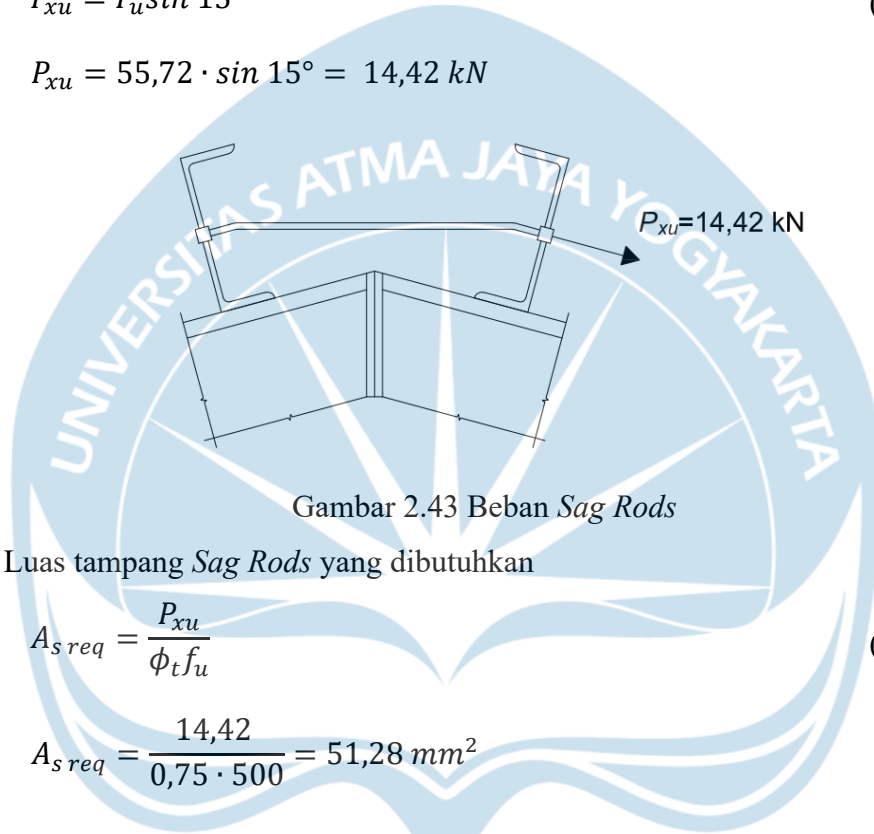
$P_u$  = Beban titik terfaktor

c) Pembebanan pada sumbu *Sag Rods*

Gambar 2.43 menunjukkan arah gaya dalam yang ditahan oleh *sagrod*.

$$P_{xu} = P_u \sin 15^\circ \quad (\text{Eq. 2.75})$$

$$P_{xu} = 55,72 \cdot \sin 15^\circ = 14,42 \text{ kN}$$



Gambar 2.43 Beban *Sag Rods*

d) Luas tampang *Sag Rods* yang dibutuhkan

$$A_{s req} = \frac{P_{xu}}{\phi_t f_u} \quad (\text{Eq. 2.76})$$

$$A_{s req} = \frac{14,42}{0,75 \cdot 500} = 51,28 \text{ mm}^2$$

Keterangan:

$P_{xu}$  = Beban titik terfaktor pada arah sumbu  $x$  gording

$A_{s req}$  = Luas penampang baja yang dibutuhkan

Dibutuhkan *sag rods* dengan tampang luas  $51,28 \text{ mm}^2$ . Sehingga dipilih *sag rods* dengan diameter 10 mm dan luas tampang  $78,54 \text{ mm}^2$ .

### 3) Kuda-kuda Baja

a) Perhitungan Pembebanan kuda-kuda baja

- Dimensi

Lebar *Tributary Area* : 8,75 meter

Bentang : 11,25 meter



Derajat kemiringan : 15°  
 Panjang Batang : 11,65 meter  
 Jumlah gording : 13  
 Bentang Atap Kaca : 16,25 meter

- Beban

o Beban mati

Bitumen : 11 kgf/m<sup>2</sup> Brosur  
 Gording : 21,4 kgf/m  
 Glazing System : 20 kgf/m<sup>2</sup> Glazing system kaca 6 mm  
 Baja Profil : 50 kgf/m Perkiraan

o Beban hidup

Beban Hidup : 0,96 kN/m<sup>2</sup> ASCE 7-16 4.8.2

b) Pembebanan kuda-kuda baja

- Beban Mati

wDL<sub>1</sub> : daerah yang terdapat atap bitumen

$$\text{Bitumen} = 8,75 \text{ m} \times 11 \text{ kgf/m}^2 = 96,25 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Gording} = \frac{8,75 \text{ m} \times 21,4 \text{ kgf/m} \times 13}{11,65 \text{ m}} = 209 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Profil baja} = 50 \text{ kgf/m} = 50 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Total} = 355,25 \text{ kgf/m} = 3,49 \text{ kN/m}$$

wDL<sub>2</sub> : daerah yang tidak terdapat atap bitumen

$$\text{Profil baja} = 50 \text{ kgf/m} = 50 \text{ kgf/m}$$

$$= 0,49 \text{ kN/m}$$

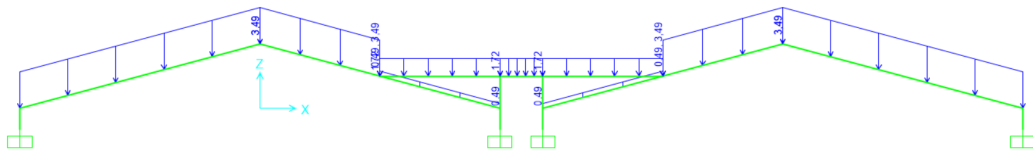
Beban Mati Atap Kaca

wDL : daerah yang terdapat atap bitumen

$$\text{Glazing sytem} = 8,75 \text{ m} \times 20 \text{ kgf/m}^2 = 175 \text{ kgf/m}$$

$$= 1,72 \text{ kN/m}$$





Gambar 2.44 Beban Mati Atap

- Beban Hidup Atap

Reduksi Beban Hidup

$$Tributary Area = 8,75 m \times 11,65 m = 101,91 m^2$$

$$R_1 \quad At = 101,91 m^2 > 55,74 m^2 = 0,6$$

$$R_2 \quad F = 0,12 \times 15^\circ = 1,8 < 4 = 1$$

$$L_r = 0,6 \times 1 \times 0,96 kN/m^2 = 0,58 kN/m^2$$

wLL : daerah yang tidak terdapat atap bitumen

$$Beban Hidup = 8,75 m \times 0,58 kN/m^2 = 5,04 kN/m$$

Beban Hidup Atap Kaca

Reduksi Beban Hidup

$$Tributary Area = 8,75 m \times 16 m = 140 m^2$$

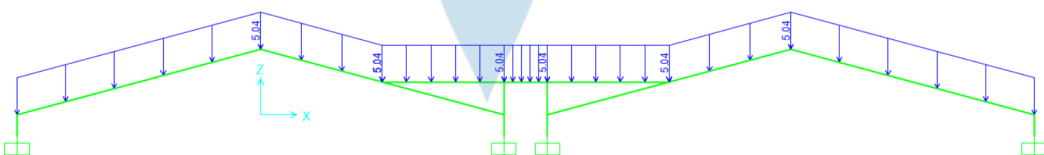
$$R_1 \quad At = 140 m^2 > 55,74 m^2 = 0,6$$

$$R_2 \quad F = 0,12 \times 15^\circ = 1,8 < 4 = 1$$

$$L_r = 0,6 \times 1 \times 0,96 kN/m^2 = 0,58 kN/m^2$$

- wLL : daerah yang tidak terdapat atap bitumen

$$Beban Hidup = 8,75 m \times 0,58 kN/m^2 = 5,04 kN/m$$



Gambar 2.45 Beban Hidup Atap

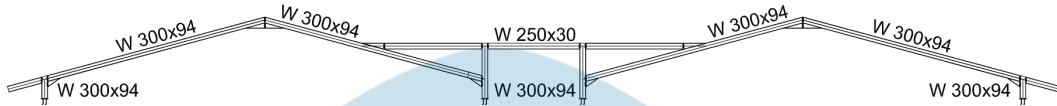
Gambar 2.44 dan gambar 2.45 merupakan besaran beban yang telah di-input ke dalam software SAP2000.

4) Analisis Struktur

- Balok

$$Nu \quad Hasil analisis software = 102,93 kN$$

$V_u$	Hasil analisis software	=72,95 kN
- Kolom		
$N_u$	Hasil analisis software	= 266,55 kN
$M_u$	Hasil analisis software	= 149,84 kN.m



Gambar 2.46 Profil Balok dan Kolom Kuda-kuda Baja

Dicoba Profil W300X94

$W = 94$ kg/m	$I_x = 20400$ cm <sup>4</sup>
$A = 119.8$ cm <sup>2</sup>	$I_y = 6750$ cm <sup>4</sup>
$b = 300$ mm	$r_x = 13.1$ cm
$h = 300$ mm	$r_y = 7.51$ cm
$t_1 = 10$ mm	$Z_x = 1360$ cm <sup>3</sup>
$t_2 = 15$ mm	$Z_y = 450$ cm <sup>3</sup>
$r = 18$ mm	$S_x = 1507$ cm <sup>3</sup>
$F_y = 290$ Mpa	$S_y = 685$ cm <sup>3</sup>

Gambar 2.46 menunjukkan peletakan profil yang sebelumnya telah ditentukan sebelum diperiksa apakah profil tersebut dapat menahan beban.

## 5) Tahanan Balok

### a) Cek Kelangsingan

*Flange*

$$\frac{b/2}{t_2}$$

(Eq. 2.77)

$$\frac{b/2}{t_2} = \frac{300/2}{15} = 10$$

$$\lambda_r = \frac{170}{f_y} \quad (\text{Eq. 2.78})$$

$$\lambda_r = \frac{170}{290} = 9,98$$

$$\frac{b/2}{t_2} < \lambda_r \text{ **KOMPAK**}$$

Web

$$\frac{h}{t_1} \quad (\text{Eq. 2.79})$$

$$\frac{h}{t_1} = \frac{300}{10} = 23,4$$

$$\lambda_r = \frac{500}{f_y} \left( 2,33 \frac{N_u}{\phi_c N_y} \right) \quad (\text{Eq. 2.80})$$

$$\lambda_r = \frac{500}{f_y} \left( 2,33 \frac{N_u}{\phi_c N_y} \right) = \frac{500}{290} \left( 2,33 \frac{139,45}{0,9 \cdot 290 \cdot 119,8 \cdot 10^2} \right) = 67,1$$

$$\frac{h}{t_1} < \lambda_r \text{ **KOMPAK**}$$

Keterangan:

$b$  = Lebar profil baja

$t_1; t_2$  = Tebal profil baja

$\lambda$  = Faktor kelangsingan profil baja

b) Kontrol Tekuk Torsi Lateral

$$L_p = \frac{790}{\sqrt{f_y}} r_y \quad (\text{Eq. 2.81})$$

$$L_p = \frac{790}{\sqrt{290}} 7,51 = 3483,91 \text{ mm} = 3,48 \text{ m}$$

$$L_r = r_y \left( \frac{X_1}{f_y - f_r} \right) \sqrt{1 + \sqrt{X_2 (f_y - f_r)^2}} \quad (\text{Eq. 2.82})$$

$$J = \frac{1}{3} (2bt_2^3) + ht_1^3 \quad (\text{Eq. 2.83})$$

$$J = \frac{(2 \cdot 300 \cdot 15^3)}{3} + 300 \cdot 10^3 = 975000 \text{ mm}^4$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot 8 \times 10^4 \cdot JA}{2}} \quad (\text{Eq. 2.84})$$

$$X_1 = \frac{\pi}{1,507 \times 10^6} \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \cdot 8 \times 10^4 \cdot 9,75 \times 10^5 \cdot 1,20 \times 10^4}{2}}$$

$$X_1 = 20151,73 \text{ MPa}$$

$$I_w = \frac{t_2 b^3 (b - 2(t_2 + r))^2}{24} \quad (\text{Eq. 2.85})$$

$$I_w = \frac{15 \cdot 300^3 (300 - 2(15 + 18))^2}{24} = 9,24 \times 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$X_2 = 4 \left( \frac{S_x}{8 \times 10^4 \cdot J} \right)^2 \frac{I_w}{I_y} \quad (\text{Eq. 2.86})$$

$$X_2 = 4 \left( \frac{1,507 \times 10^6}{8 \times 10^4 \cdot 9,75 \times 10^5} \right)^2 \frac{9,24 \times 10^{11}}{6,75 \times 10^7} = 2,044 \times 10^{-5}$$

$$L_r = r_y \frac{X_1}{f_y - 70} \sqrt{1 + (1 + X_2 (f_y - 70)^2)} \quad (\text{Eq. 2.87})$$

$$L_r = 7,51 \frac{20151,73}{290 - 70} \sqrt{1 + (1 + 1,66 \times 10^{-5} (290 - 70)^2)}$$

$$= 10680,103 \text{ mm}$$

$$L_r = 10,68 \text{ m}$$

$$L_p < L_r < L$$

$$3,48 \text{ m} < 10,68 \text{ m} < 11,65 \text{ m}$$

Sehingga berdasarkan SNI 1729:2002 apabila  $L_r < L_b$

$$M_n = M_{cr} \leq M_p$$

Dimana

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y I_w} \quad (\text{Eq. 2.88})$$

$$= \frac{1\pi}{11,65 \times 10^3} \sqrt{200000 \cdot 6750 \cdot 80000 \cdot 975000 + \left(\frac{\pi \cdot 200000}{11,65 \times 10^3}\right)^2 6750 \cdot 9,24 \times 10^{11}}$$

$$= 299,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y I_w} \quad (\text{Eq. 2.89})$$

$$M_p = Z_x f_y \quad (\text{Eq. 2.90})$$

$$M_p = \frac{1360 \times 10^3 \cdot 290}{10^3} = 394,40 \text{ kN.m}$$

Sehingga

$$M_n = M_{cr} \leq M_p$$

$$M_n = 299,70 \leq 394,40$$

$$M_n = 299,70 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 299,70 = 269,73 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$269,73 \text{ kN.m} > 149,84 \text{ kN.m}$$

#### 4) Tahanan Kolom

Faktor panjang efektif ditentukan dari jenis tumpuan yang ada di dua ujung kolom menggunakan gambar 2.47 di bawah.

Garis terputus menunjukkan posisi kolom saat tertekuk	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Nilai $k_c$ teoritis	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Nilai $k_c$ desain	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Keterangan kode ujung						

Gambar 2.47 Faktor panjang efektif

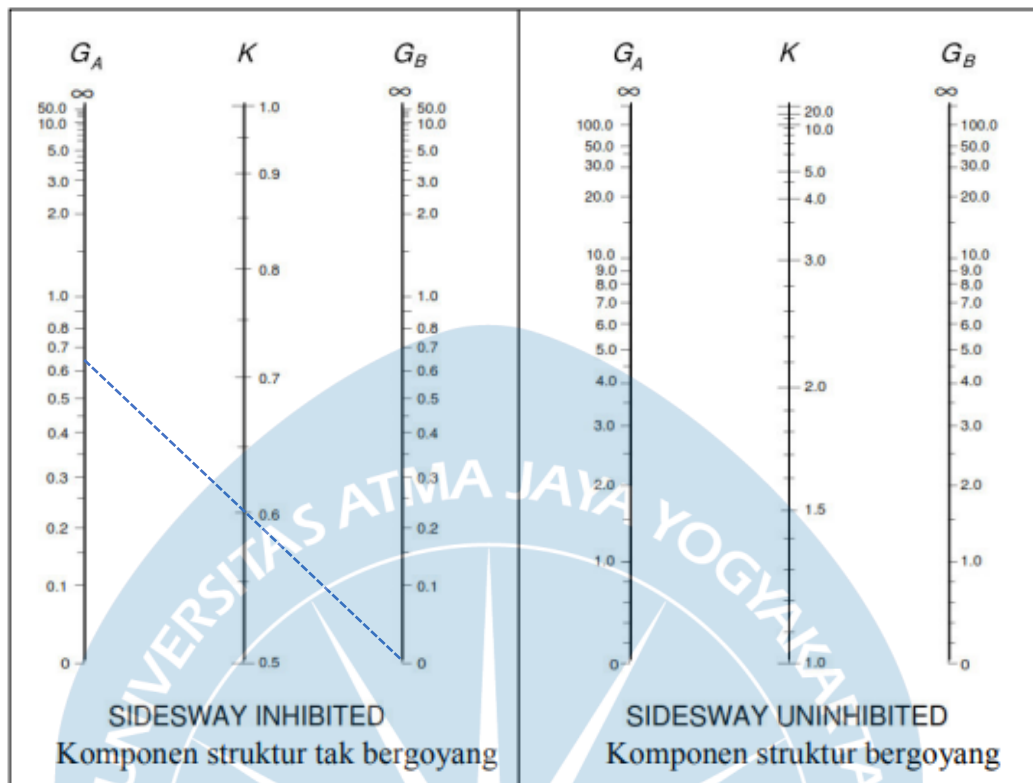
(Sumber; Perencanaan Struktur Baja Metode LRFD edisi II, Agus Setiawan, hal: 57)

a) Kondisi Tumpuan Jepit – jepit

$$G_A = 65$$

$$G_B = \frac{\sum(I/L)_{balok}}{\sum(I/L)_{kolom}} \quad (Eq. 2.91)$$

$$G_B = \frac{(20400/11,65) \times 2}{(20400/1) \times 2} = 0,086$$



Gambar 2.48 Nomogram faktor panjang tekuk

(Sumber; AISC, LRFD; Manual Of Steel Counstraction, second edition; Column Design 3-6)

Dari gambar 2.48 nomogram di atas didapatkan nilai  $k$  faktor panjang tekuk  $k = 0,6$

b) Periksa kelangsingan penampang kolom

Flange

$$\lambda = \frac{b/2}{t_2} \quad (\text{Eq. 2.92})$$

$$\lambda = \frac{300/2}{15} = 10$$

$$\lambda_r = \frac{170}{f_y} \quad (\text{Eq. 2.93})$$

$$\lambda_r = \frac{170}{290} = 9,98$$

$\lambda < \lambda_r$  **KOMPAK**

Web

$$\lambda = \frac{h}{t_1} \quad (\text{Eq. 2.94})$$

$$\lambda = \frac{300}{10} = 30$$

$$\lambda_r = \frac{500}{f_y} \left( 2,33 \frac{N_u}{\phi_c N_y} \right) \quad (\text{Eq. 2.95})$$

$$\lambda_r = \frac{500}{290} \left( 2,33 \frac{139,45}{0,9 \cdot 290 \cdot 119,8 \cdot 10^2} \right) = 67,1$$

$\lambda < \lambda_r$  **KOMPAK**

Keterangan:

$b$  = Lebar profil baja

$t_1; t_2$  = Tebal profil baja

$\lambda$  = Faktor kelangsingan profil baja

Kelangsingan pada arah sumbu bahan

$$\lambda_x = \frac{k_x L_x}{r_x} \quad (\text{Eq. 2.96})$$

$$\lambda_x = \frac{0,6 \times 11650}{131} = 4,58$$

$$\lambda_y = \frac{k_y L_y}{r_y} \quad (\text{Eq. 2.97})$$

$$\lambda_y = \frac{0,6 \times 11650}{75,1} = 7,99$$

$$\lambda_c = \frac{k_x L_x}{\pi r_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (\text{Eq. 2.98})$$

$$\lambda_c = \frac{4,66}{\pi} \sqrt{\frac{290}{200000}} = 0,055$$

Nilai  $\omega$  ditentukan dari



$$\lambda_c < 0,25 \quad \omega = 1$$

$$0,25 < \lambda_c < 1,2 \quad \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,7\lambda_c}$$

$$\lambda_c > 1,2 \quad \omega = 1,25\lambda_c^2$$

Sehingga digunakan  $\omega = 1$

$$N_n = A_g f_{cr} = \frac{A_g f_y}{\omega} \quad (\text{Eq. 2.99})$$

$$N_n = \frac{11980 \cdot 290}{1} = 3474200 \text{ N} = 3474,2 \text{ kN}$$

$$\frac{N_u}{\phi_c N_n} \quad (\text{Eq. 2.100})$$

$$\frac{N_u}{\phi_c N_n} = \frac{266,55}{0,85 \cdot 3474,2} = 0,09$$

c) Pembesaran Momen ( $\delta_b$ )

$$\frac{k_x L_x}{r_x} \quad (\text{Eq. 2.101})$$

$$\frac{k_x L_x}{r_x} = \frac{0,60 \times 11650}{131} = 4,58$$

$$C_m = 0,6$$

$$N_{el} = \frac{\pi EA}{(kL/r)^2} \quad (\text{Eq. 2.102})$$

$$N_{el} = \frac{\pi \cdot 200000 \cdot 11980}{(4,58)^2} = 1127266,63 \text{ kN}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - N_u/N_{el}} \quad (\text{Eq. 2.103})$$

$$\delta_b = \frac{0,6}{1 - 266,55/1127266,63} = 0,6$$

$\delta_b < 1$  Digunakan  $\delta_b = 1$

$$M_{ux} = \delta_b M_u \quad (\text{Eq. 2.104})$$

$$M_{ux} = 1 \cdot 149,84 = 149,84 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_u}{\phi_c N_n} \quad (\text{Eq. 2.105})$$

$$\frac{N_u}{\phi_c N_n} = \frac{266,55}{0,85 \cdot 3474,2} = 0,09$$

$$\frac{N_u}{2\phi_c N_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \quad (\text{Eq. 2.106})$$

$$\frac{N_u}{2\phi_c N_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} = \frac{266,55}{2 \cdot 0,85 \cdot 3474,2} + \frac{149,84}{0,85 \cdot 149,84} = 0,47 \leq 1$$

Karena  $0,47 \leq 1$  maka profil mencukupi untuk memikul beban sesuai dengan LRFD.

### 5) Baut Sambungan Rafter

a) Hasil analisis struktur menggunakan *software*

$$M_u = 42,71 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 28,83 \text{ kN}$$

b) Data material

Profil W300X94

$$F_y = 290 \text{ MPa}$$

$$F_u = 500 \text{ MPa}$$

Pelat

$$\text{Tebal} = 20 \text{ mm}$$

$$F_y = 290 \text{ MPa}$$

$$F_u = 500 \text{ MPa}$$

Baut A325

$$D = 15 \text{ mm}$$

$$A = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

$$F_{nw} = 372 \text{ MPa}$$

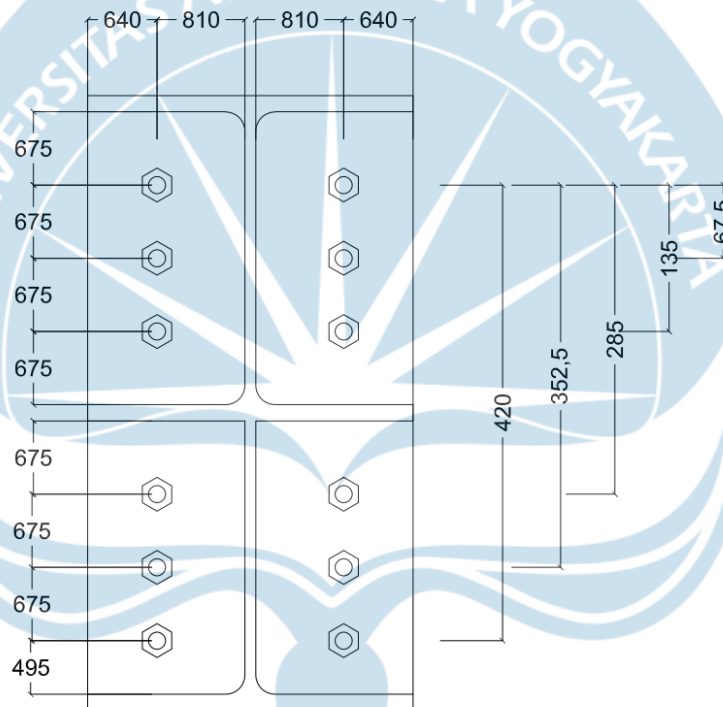
Kuat nominal baut terhadap geser

$$\phi R_n = f_{nw} A_b = 0,75 \cdot 372 \cdot 201,06 = 56096,28 \text{ N} = 56,1 \text{ kN}$$

c) Penentuan jumlah baut

Jarak minimum antar baut	$= 3d = 3 \cdot 16$	$= 48 \text{ mm}$
Jarak maksimum antar baut	$= 14d < 180 \text{ mm}$	
	$= 14 \cdot 16$	$= 252 \text{ mm}$
	digunakan	$= 180 \text{ mm}$
Jarak maksimum baut ke tepi	$= 12t < 150 \text{ mm}$	
	$= 12 \cdot 20$	$= 140 \text{ mm}$
	digunakan	$= 140 \text{ mm}$

Digunakan 6 baut dengan susunan sebagai berikut



Gambar 2.49 Gambar sambungan *rafter*

Berdasarkan jumlah baut serta jumlah antara baut yang ditentukan pada gambar 2.49 maka jarak baut ke baut paling atas dapat diukur sebagai berikut.

$$d_5 = 67,5 \text{ mm}$$

$$d_4 = 135 \text{ mm}$$

$$d_3 = 285 \text{ mm}$$

$$d_2 = 352,5 \text{ mm}$$

$$d_1 = 429 \text{ mm}$$

$$d_t = 1269 \text{ mm}$$

d) Gaya tarik baut akibat momen

$$T_{un} = \frac{M_u d_n}{d_t} \quad (\text{Eq. 2.107})$$

$$T_{u5} = \frac{M_u d_5}{d_t^2} = \frac{42,71 \times 10^6 \cdot 67,5}{1269^2} = 1790,23 \text{ N}$$

$$= 1,79 \text{ kN}$$

$$T_{u4} = 3580,47 \text{ N} = 3,58 \text{ kN}$$

$$T_{u3} = 7558,77 \text{ N} = 7,56 \text{ kN}$$

$$T_{u2} = 9349,01 \text{ N} = 9,35 \text{ kN}$$

$$T_{u1} = 11377,94 \text{ N} = 11,38 \text{ kN}$$

$$\sum T_{un} = 95,55 \text{ kN}$$

e) Kuat nominal baut terhadap tarik

$$\phi T_n = \phi f_{nt} A_b \quad (\text{Eq. 2.108})$$

$$\phi T_n = 0,75 \cdot 620 \cdot 201,06 = 93493,8 \text{ N} = 93,5 \text{ kN}$$

Karena pada satu baris terdapat dua baut maka tahanan pada setiap bari sebesar

$$2\phi T_n = 2\phi f_{nt} A_b \quad (\text{Eq. 2.109})$$

$$2\phi T_n = 2 \cdot 93,5 = 187 \text{ kN}$$

$$2\phi T_n > T_{u1}$$

$$187 \text{ kN} > 11,38 \text{ kN}$$

Sehingga baut kuat untuk menahan gaya Tarik akibat momen

f) Kontrol kekuatan baut terhadap momen

Garis netral diasumsikan kurang dari jarak baut ke tepi

$$a < 67,5 \text{ mm} + t_2$$

$$a < 67,5 \text{ mm} + 15 \text{ mm} = 87,5 \text{ mm}$$

$$M_{un} = T_{un}d_n \quad (\text{Eq. 2.110})$$

$$M_{u5} = T_{u5}d_5 \\ = 1,76 \cdot 67,5/10^3 = 12,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{u4} = 25,24 \text{ kN.m}$$

$$M_{u3} = 53,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{u2} = 65,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{u1} = 80,22 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{un} = 237,29 \text{ kN.m}$$

Periksa garis netral

$$a = \frac{\sum M_{un}}{f_y b} \quad (\text{Eq. 2.111})$$

$$a = \frac{237,29}{290 \cdot 300/10^3} = 1,1 \text{ mm}$$

Maka asumsi benar

$$a < 87,5 \text{ mm}$$

$$1,1 \text{ mm} < 87,5 \text{ mm}$$

g) Tahanan momen rencana

$$\phi M_n = \frac{0,9 f_y a^2 b}{2} + \sum M_{un} \quad (\text{Eq. 2.112})$$

$$\phi M_n = \frac{0,9 \cdot 290 \cdot 1,1^2 \cdot 300}{2 \cdot 10^6} + 237,29 = 237,33 \text{ kN}$$

h) Kontrol momen sambungan *rafter*

$$\phi M_n > M_u$$

$$237,33 \text{ kN.m} > 149,84 \text{ kN.m}$$

i) Las Sudut Sambungan *Rafter*

Persyaratan ukuran las

$$\text{Tebal pelat } (t_w) = 15 \text{ mm}$$

$$\text{Ukuran minimum las } 13 < 15 < 19 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Ukuran maksimum las} = t_w - 2$$

$$= 15 - 2$$

$$= 13 \text{ mm}$$

Digunakan ukuran

$$= 10 \text{ mm}$$

Rafter menahan beban geser sebesar

$$V_u = 72,95 \text{ kN}$$

$$P_u = 266,55 \text{ kN}$$

$$M_u = 149,84 \text{ kN}$$

Sehingga pada masing-masing bagian rafter menahan beban

Las sayap bagian luar

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

$$R_u = \frac{1}{2} V_u \quad (\text{Eq. 2.113})$$

$$R_u = \frac{1}{2} 72,95 = 36,48 \text{ kN}$$

Las sayap bagian dalam

$$L_w = \frac{300 - 10 + 18 \times 2}{2} = 163 \text{ mm}$$

$$R_u = \frac{1}{2} P_u \quad (\text{Eq. 2.114})$$

$$R_u = \frac{1}{2} 266,55 = 133,28 \text{ kN}$$

Las badan rafter

$$L_w = 300 - (15 + 18) \times 2 = 234 \text{ mm}$$

$$R_u = \frac{2 M_u}{3 L_w} \quad (\text{Eq. 2.115})$$

$$R_u = \frac{2 \cdot 149,84 \text{ kN}}{3 \cdot 230} = 426,90 \text{ kN}$$

Periksa kekuatan badan las gaya

Las sayap bagian luar

$$\phi_f t_w L_w (0,6 f_w) \quad (\text{Eq. 2.116})$$

$$\phi_f t_w L_w (0,6 f_w) = \frac{0,75 \cdot 10 \cdot 300 \cdot (0,6 \cdot 370)}{10^3} = 499,5 \text{ kN}$$

$$R_u < \phi_f t_w L_w (0,6 f_w)$$

$$36,48 \text{ kN} < 499,5 \text{ kN}$$

Las sayap bagian dalam

$$\phi_f t_w L_w (0,6 f_w) \quad (\text{Eq. 2.117})$$

$$\phi_f t_w L_w (0,6 f_w) = \frac{0,75 \cdot 10 \cdot 163 \cdot (0,6 \cdot 370)}{10^3} = 271,4 \text{ kN}$$

$$R_u < \phi_f t_w L_w (0,6 f_w)$$

$$133,28 \text{ kN} < 271,4 \text{ kN}$$

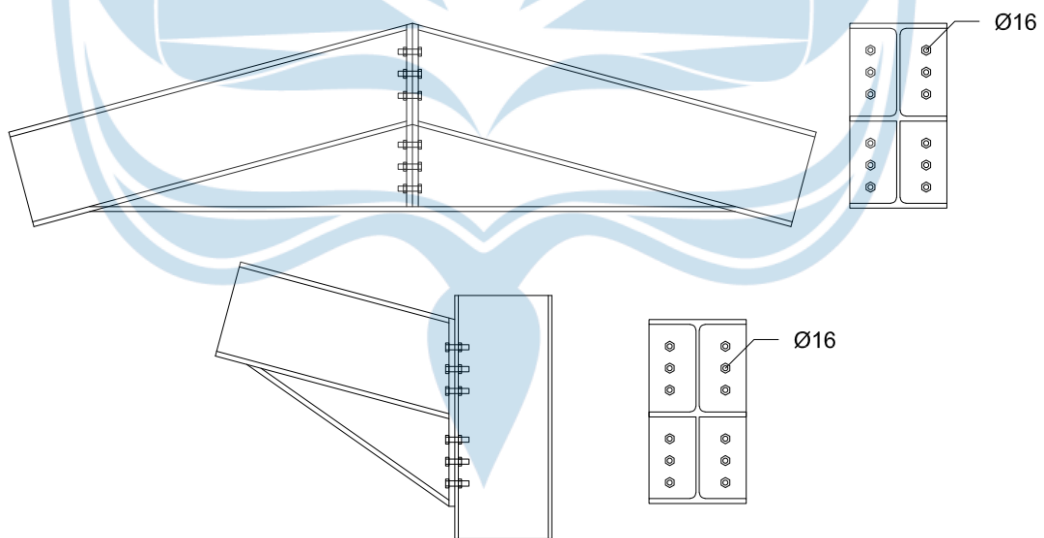
Las sayap bagian badan

$$\phi_f t_w L_w (0,6 f_w) \quad (\text{Eq. 2.118})$$

$$\phi_f t_w L_w (0,6 f_w) = \frac{0,75 \cdot 12 \cdot 234 \cdot (0,6 \cdot 370)}{10^3} = 467,53 \text{ kN}$$

$$R_u < \phi_f t_w L_w (0,6 f_w)$$

$$426,9 \text{ kN} < 467,53 \text{ kN}$$



Gambar 2.50 Sambungan *rafter* kuda-kuda baja

Gambar 2.50 menunjukkan konfigurasi sambungan pada bagian atas dan bagian tumpuan kuda-kuda baja.

## 2.7.2 Pelat Lantai dan Drop Panel

### 1) Penulangan Pelat Lantai dan *Drop Panel*

$$M_u = 368,08 \text{ kN.m}$$

$$\text{Lebar colum strip } (b) = \frac{7500}{2} = 3750 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar middle strip } (b) = \frac{7500}{2} = 3750 \text{ mm}$$

Untuk menentukan luas baja, asumsi harus dibuat mengenai apakah penampang dikendalikan tarik atau tekan, dan mengenai jarak antara gaya tekan dan gaya tarik resultan sepanjang penampang pelat ( $jd$ ).

Dalam contoh ini, bagian yang dikendalikan tegangan akan diasumsikan sehingga faktor  $\phi$  reduksi sama dengan 0,9 dan  $jd$  akan diambil sama dengan  $0,95d_{avg}$ . Asumsi akan diperiksa, apakah benar atau tidak setelah area baja diselesaikan.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y jd} = \frac{M_u}{\phi f_y 0,95 d_{avg}} \quad (\text{Eq. 2.119})$$

$$A_s = \frac{368,08 \times 10^6}{0,9 \cdot 420 \cdot 0,95 \cdot 294} = 3486,42 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} \quad (\text{Eq. 2.120})$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{3486,42 \cdot 420}{0,85 \cdot 30 \cdot 3750} = 15,31 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (\text{Eq. 2.121})$$

$$c = \frac{15,31}{0,85} = 18,02 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{0,003}{c} d_{avg} - 0,003 \quad (\text{Eq. 2.122})$$

$$\varepsilon_t = \frac{0,003}{18,02} 294 - 0,003 = 0,046 > 0,005$$

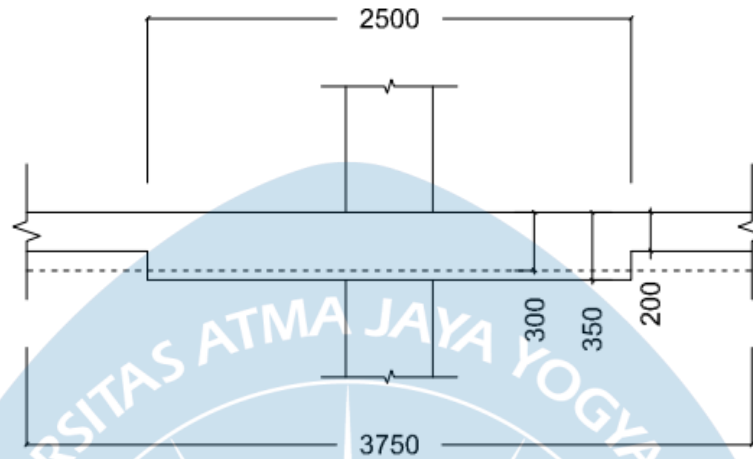
Oleh karena itu, asumsi bahwa penampang dikendalikan tegangan adalah valid

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad (\text{Eq. 2.123})$$

$$A_s = \frac{368,08 \times 10^6}{0,9 \cdot 420 \cdot (294 - 18,38/2)} = 3418,94 \text{ mm}^2$$



$$h_w = \frac{350 \cdot \left(\frac{7500}{3}\right) + 200 \cdot \left(\frac{7500}{2} - \frac{7500}{3}\right)}{\left(\frac{7500}{3}\right) + \left(\frac{7500}{2} - \frac{7500}{3}\right)} = 300 \text{ mm}$$



Gambar 2.51 Tebal *slab* yang terbebani

Gambar 2.51 menunjukkan tebal *slab* yang terbebani yaitu setebal 300 mm di atas garis putus-putus.

$$A_{s \min} = 0,0081 \cdot \frac{7500}{2} \cdot 300 = 25312,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s \min}$$

$$3418,94 \text{ mm}^2 > 2025 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 3418,94 \text{ mm}^2$$

$$S_{\max} = 2h_w = 2 \cdot 300 = 600 \text{ mm} > 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D16

$$A_{\text{rebar}} = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 16^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{\text{rebar}}} = \frac{3418,94}{201,06} = 17,01 \approx 18$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{3750}{18} = 208,33 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan 18-D16

## 2) Rekap Perhitungan Tulangan Drop Panel dan Pelat Lantai

Dari perhitungan penulangan lentur secara repetisi di atas untuk penulangan lentur bagian lapangan positif dan negatif serta bagian tumpuan positif dan negatif didapatkan spesifikasi *drop panel* dan pelat lantai pada tabel 2.5 berikut.

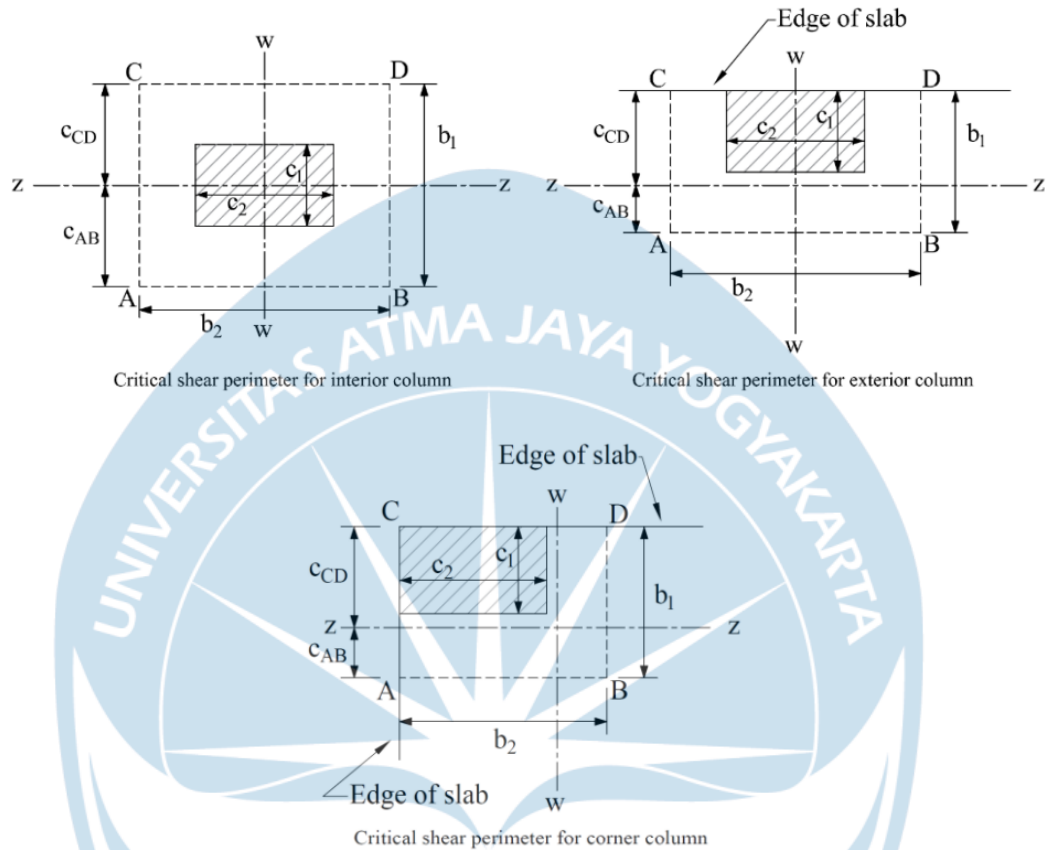
Tabel 2.5 Rekap perhitungan penulangan *drop panel* dan pelat lantai

End Span	<i>Column Strip</i>	Mu	b	d	As	As min	n	S	
	<i>Exterior Negative</i>	303,16	3750	244	3414,52	1800	17	220,59	250
	<i>Positive</i>	115,24	3750	144	2207,15	1800	11	340,91	300
	<i>Interior Negative</i>	379,96	3750	244	4322,03	1800	22	170,45	150
	<i>Middle strip</i>								
	<i>Exterior Negative</i>	86,19	3750	144	1633,26	1800	9	416,67	150
	<i>Positive</i>	107,35	3750	144	2050,07	1800	11	340,91	300
	<i>Interior Negative</i>	68,38	3750	144	1287,40	1800	9	416,67	300
Interior Span	<i>Column Strip</i>								
	<i>Negative</i>	391	3750	244	4453,97	1800	23	163,04	150
	<i>Positive</i>	120,59	3750	244	1327,19	1800	9	416,67	300
	<i>Middle strip</i>								
	<i>Negative</i>	79,85	3750	144	1509,63	1800	9	416,67	300
	<i>Positive</i>	94,13	3750	144	1788,91	1800	9	416,67	300

End Span	<i>Column Strip</i>	Mu	b	d	As	As min	n	S	
	<i>Exterior Negative</i>	285,98	3750	244	3213,95	1800	16	234,38	250
	<i>Positive</i>	122,4	3750	144	2350,50	1800	12	312,50	300
	<i>Interior Negative</i>	414,6	3750	244	4737,28	1800	24	156,25	150
	<i>Middle strip</i>								
	<i>Exterior Negative</i>	222,83	3750	144	4444,21	1800	23	163,04	150
	<i>Positive</i>	108	3750	144	2062,98	1800	11	340,91	300
	<i>Interior Negative</i>	73,51	3750	144	1386,56	1800	9	416,67	300
Interior Span	<i>Column Strip</i>								
	<i>Negative</i>	429,77	3750	244	4920,32	1800	25	150,00	150
	<i>Positive</i>	110,06	3750	244	1209,71	1800	9	416,67	300
	<i>Middle strip</i>								
	<i>Negative</i>	68	3750	144	1280,07	1800	9	416,67	300
	<i>Positive</i>	84,57	3750	144	1601,62	1800	9	416,67	300

### 3) Tambahan Tulangan Pelat Pada Kolom

Bagian dari momen tidak seimbang yang dipindahkan oleh tulangan lentur tambahan pada area kolom. Perimeter tulangan lentur tambahan dapat dilihat pada gambar 2.52.



Gambar 2.52 Perimeter geser kritis untuk kolom

#### 4) Contoh Perhitungan Untuk *Exterior Support*

$$d = h - \text{cover} - d/2 = 350 - 40 - 16/2 = 302 \text{ mm}$$

$$b_1 = c_1 + d/2 = 450 + 302/2 = 851 \text{ mm}$$

$$b_2 = c_2 + d/2 = 450 + 302/2 = 1002 \text{ mm}$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + 2/3\sqrt{b_1/b_2}} = \frac{1}{1 + 2/3\sqrt{851/1002}} = 0,62$$

$$\gamma_f M_u = 0,62 \cdot 368,08 = 228 \text{ kN.m}$$

### 2.7.3 Rekap Perhitungan Tulangan Tambahan Pada Kolom

Dari perhitungan penulangan tambahan secara repetisi di atas untuk penulangan lentur bagian interior positif dan negatif didapatkan spesifikasi penulangan tambahan tabel 2.6 berikut.

Tabel 2.6 Rekap perhitungan penulangan tambahan

Column Strip	Mu	$\gamma_f$	$\gamma_f \cdot M_{sc}$	b	d	As	As min	n	S
Exterior Negative	303,16	0,6169	187,02	3750	144	3849,75	2700	20	187,5
Interior Negative	379,96	0,6112	232,22	3750	144	4858,81	2700	25	150

#### 1) Kuat Geser Satu Arah (*Beam Action*)

a) Pada jarak  $d$  dari kolom

$$h_w = \frac{h_{dp} L/6 + h_s(L - L/6)}{L} \quad (\text{Eq. 2.124})$$

$$h_w = \frac{350 \cdot 7500/6 + 200(7500 - 7500/6)}{7500} = 225 \text{ mm}$$

$$d_w = h_w - \text{cover} - d/2 = 350 - 40 - 16/2 = 201 \text{ mm}$$

$\lambda = 1$  untuk beton normal

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \quad (\text{Eq. 2.125})$$

$$\phi V_c = \frac{0,75 \cdot 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 7500 \cdot 201}{10^3} = 1052,76 \text{ kN}$$

b) Pada muka *drop panel*

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

$$d = h - \text{cover} - d/2 = 200 - 40 - 16/2 = 176 \text{ mm}$$

$\lambda = 1$  untuk beton normal

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \quad (\text{Eq. 2.126})$$

$$\phi V_c = \frac{0,75 \cdot 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 7500 \cdot 176}{10^3} = 921,82 \text{ kN}$$

#### 2) Kuat Geser Dua Arah (*Punching*)

a) Contoh Perhitungan Two-Way (*Punching*) *Shear Strength* di sekitar muka kolom

- Kolom eksterior

$$M_u = 368,08 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 309,45 \text{ kN}$$

$$c_{AB} = \frac{2b_1d \frac{b_1}{2}}{2(b_1d + b_2d)} = \quad (\text{Eq. 2.127})$$

$$c_{AB} = \frac{2 \cdot 851 \cdot 302 \frac{851}{2}}{2(851 \cdot 302 + 1002 \cdot 302)} = 195,41 \text{ mm}$$

$$M_{nub} = M_u - V_u \frac{\left(b_1 - c_{AB} - \frac{c_1}{2}\right)}{10^3} \quad (\text{Eq. 2.128})$$

$$M_{nub} = 368,08 - 309,45 \frac{\left(851 - 195,41 - \frac{450}{2}\right)}{10^3} = 234,83 \text{ kN.m}$$

$$J_c = 2 \left( \frac{b_1d^3}{12} + \frac{db_1^3}{12} + b_1d \left( \frac{b_1}{2} - c_{AB} \right)^2 \right) \quad (\text{Eq. 2.129})$$

$$J_c = 2 \left( \frac{851 \cdot 302^3}{12} + \frac{302 \cdot 851^3}{12} + 851 \cdot 302 \left( \frac{851}{2} - 195,41 \right)^2 \right)$$

$$J_c = 7,37 \times 10^{10}$$

$$\gamma_f = 0,62$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - 0,62 = 0,38$$

$$b_o = 2b_1b_2 = 2 \cdot 851 \cdot 1002 = 2704 \text{ mm}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} + \frac{\gamma_v M_{nub} c_{AB}}{J_c} \quad (\text{Eq. 2.130})$$

$$v_u = \frac{309,45}{2705 \cdot 302} + \frac{0,38 \cdot 234,83 \cdot 195,41}{7,37 \times 10^{10}}$$

$$v_u = 0,62 \text{ MPa}$$

$$v_c = \min \left[ (0,33\lambda\sqrt{f_c}), 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda\sqrt{f_c}, 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda\sqrt{f_c} \right] \quad (\text{Eq. 2.131})$$

$$v_c = \min \left[ (0,33\lambda\sqrt{30}), 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{30}, 0,083 \left( \frac{30 \cdot 302}{2704} + 2 \right) 1\sqrt{30} \right]$$

$$v_c = \min[1,81 \text{ MPa}, 2,79 \text{ MPa}, 2,43 \text{ MPa}]$$

$$v_c = 1,81 \text{ MPa}$$

$$\phi v_c = 0,75 \cdot 1,81 = 1,36 \text{ MPa}$$

Karena  $\phi v_c > v_u$  di bagian kritis, pelat memiliki kekuatan geser dua arah yang memadai pada sambungan ini.



## 2.7.4 Balok SRPMK

### 1) Gaya Dalam Balok

Dari hasil analisis menggunakan ETABS gaya dalam *ultimate* sebagai berikut

$$M_u \text{ tumpuan } (-) = -387,37 \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ tumpuan } (+) = 209,46 \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ lapangan } (-) = -263,16 \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ lapangan } (+) = 209,39 \text{ kN.m}$$

$$P_u = 135,48 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ tumpuan} = 288,44 \text{ kN.m}$$

$$V_g \text{ tumpuan} = 225,31 \text{ kN.m}$$

$$V_u \text{ lapangan} = 286,92 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 187,62 \text{ kN}$$

### 2) Penulangan Balok

Dari *preliminary design* telah ditentukan :

$$\text{Dimensi kolom } (c_1, c_2) = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang balok } (L) = 7,5 \text{ meter}$$

$$\text{Lebar balok } (b_b) = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi balok } (h_b) = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang tumpuan} = 2h = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}$$

Direncanakan balok dengan :

$$\text{Diameter tulangan longitudinal } (D_b) = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan samping } (D_{bt}) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang } (D_s) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut balok } (c_c) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f_c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\lambda = 1$$

$$\text{Kuat leleh tulangan longitudinal } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh tulangan sengkang } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

Tinggi efektif balok ( $d$ )

$$d = h_b - c_c - D_s - D_b/2 \quad (\text{Eq. 2.132})$$

$$d = 700 - 40 - 10 - 19/2 = 650,5 \text{ mm}$$

Panjang efektif balok ( $L_n$ )

$$L_n = L - c_1 = 7500 - 700 = 6800 \text{ mm}$$

### 3) Contoh Perhitungan Penulangan Lentur

a) Menentukan jumlah tulangan

Jumlah tulangan tumpuan ( $n$ ) = 6

Jarak antara tulangan ( $S$ )

$$S = \frac{b_b - 2c_c - 2D_s - nD_b}{n - 1} \quad (\text{Eq. 2.133})$$
$$= \frac{350 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 6 \cdot 19}{6 - 1} = 31,2 \text{ mm}$$

Jarak bersih memenuhi syarat SNI 2847:2019 25.2.1

$$S \geq D_b \text{ dan } \geq 25 \text{ mm}$$

Periksa syarat penulangan minimum SNI 2847:2019 9.6.1.2

$$A_s = \frac{1}{4} \pi \cdot 19^2 \cdot 6 = 1701,17 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 1} = \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y b_b d} \quad (\text{Eq. 2.134})$$

$$A_{s \text{ min } 1} = \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 420 \cdot 350 \cdot 650,5} = 677,604 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min } 2} = \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y b_b d} \quad (\text{Eq. 2.135})$$

$$A_{s \text{ min } 2} = \frac{1,4}{4 \cdot 420 \cdot 350 \cdot 650,5} = 758,92 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min } 1} > A_{s \text{ min } 2}$$

Balok memenuhi syarat penulangan minimum

Periksa  $\rho$  penulangan maksimum SNI 2847:2019 18.6.3.1



$$\rho = \frac{A_s}{b_b d} = \frac{1701,17}{350 \cdot 649} = 0,75\%$$

$$\rho_{max} = 2,5\%$$

Balok memenuhi syarat  $\rho$  penulangan maksimum

Periksa tahanan terhadap momen

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b_b} \quad (Eq. 2.136)$$

$$a = \frac{1701,17 \cdot 420}{0,85 \cdot 25 \cdot 350} = 96,07 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s f_y (d - a/2) \quad (Eq. 2.137)$$

$$M_n = 1701,17 \cdot 420 \left( 650,5 - \frac{96,07}{2} \right) = 430,46 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 430,46 = 387,41 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ tumpuan (-)}$$

$$387,41 \text{ kN.m} > 387,37 \text{ kN.m}$$

Balok dapat menahan gaya momen

#### b) Rekap Perhitungan Penulangan Lentur

Dari perhitungan penulangan lentur secara repetisi di atas untuk penulangan lentur bagian lapangan positif dan negatif serta bagian tumpuan positif dan negatif didapatkan spesifikasi balok tabel 2.7 berikut.

Tabel 2.7 Rekap perhitungan penulangan lentur balok

Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	6 D19
Longitudinal Tumpuan Bawah	4 D19
Longitudinal Lapangan Atas	4 D19
Longitudinal Lapangan Bawah	6 D19

#### 4) Contoh Perhitungan Penulangan Sengkang

Gaya desain pada bagian tumpuan berdasarkan SNI 2847:2019 18.6.5 direncanakan sebagai berikut :

Dari kombinasi beban  $1,2Dead + 1,2SIDL + 1Live$

$$V_g \text{ tumpuan} = 225,31 \text{ kN}$$

Dari perhitungan penulangan lentur sebelumnya :

$$A_s \text{ tumpuan } (-) = \frac{1}{4} \pi \cdot 19^2 \cdot 4 = 1134,12 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tumpuan } (+) = \frac{1}{4} \pi \cdot 19^2 \cdot 6 = 1701,17 \text{ mm}^2$$

$$a_{pr}^- = 1,25 a_{tumpuan} (-) = 1,25 \cdot 96,07 = 120,08 \text{ mm}$$

$$a_{pr}^+ = 1,25 a_{tumpuan} (+) = 1,25 \cdot 64,04 = 80,06 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- 1,25 f_y \left( d - \frac{a_{pr}^-}{2} \right) \quad (\text{Eq. 2.138})$$

$$= 1134,12 \cdot 1,25 \cdot 420 \left( 650,5 - \frac{120,08}{2} \right) = 363481592 \text{ N.mm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ 1,25 f_y \left( d - \frac{a_{pr}^+}{2} \right) \quad (\text{Eq. 2.139})$$

$$= 1701,17 \cdot 1,25 \cdot 420 \left( 650,5 - \frac{80,06}{2} \right) = 527347759 \text{ N.mm}$$

$$V_{pr} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{L_n} \quad (\text{Eq. 2.140})$$

$$V_{pr} = \frac{363481592 + 527347759}{6800} = 131004 \text{ N}$$

$$V_e = V_g + V_{pr} \quad (\text{Eq. 2.141})$$

$$V_e = 225,31 \times 10^3 + 131004 = 356313 \text{ N}$$

a) Penulangan sengkang tumpuan

Jumlah kaki (n) = 3

$$A_v = \frac{1}{4} \pi \cdot 10^2 \cdot 3 = 235,62 \text{ mm}^2$$

Tentukan spasi sengkang berdasarkan SNI 2847:2019 18.6.4.4

Spasi (S) = 100 mm

$$S_{max} = \frac{d}{4} = \frac{650,5}{4} = 162,63 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 6D_b = 6 \cdot 19 = 114,00 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 150 \text{ mm}$$

Spasi sengkang memenuhi syarat

b) Tahanan geser tulangan sengkang

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} < 0,66 \sqrt{f_c} b_b d \quad (\text{Eq. 2.142})$$

$$= \frac{235,62 \cdot 420 \cdot 650,5}{100} < 0,66 \sqrt{25} \cdot 350 \cdot 650,5$$

$$= 643736 \text{ N} < 751328 \text{ N}$$

$$V_s = 643736 \text{ N}$$

Tahanan geser beton berdasarkan SNI 2847:2019 18.6.5.2

$$V_c = 0,017 \sqrt{f_c} A_g \quad (\text{Eq. 2.143})$$

$$V_c = 0,017 \sqrt{25} \cdot 350 \cdot 700 = 193524 \text{ N}$$

Total tahanan geser pada tumpuan balok

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Eq. 2.144})$$

$$V_n = 193524 + 643736 = 837260 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,75 \cdot 837260 = 627944 \text{ N}$$

$$\frac{\phi V_n}{V_u} = \frac{627944}{356313} = 1,76 > 1$$

Balok mampu menahan gaya geser pada bagian tumpuan

c) Rekap Perhitungan Penulangan Sengkang

Dari perhitungan penulangan sengkang secara repetisi di atas untuk penulangan sengkang bagian tumpuan dan lapangan didapatkan spesifikasi balok tabel 2.8 berikut.

Tabel 2.8 Rekap perhitungan penulangan sengkang balok

Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	3D10-100
Sengkang Lapangan	3D10-150

### 5) Contoh Perhitungan Penulangan Samping (Torsi)

Berdasarkan SNI 2847:2019 22.7.6.1.1 parameter geometri penampang untuk perhitungan torsi.

$$A_{cp} = b_b h_b = 350 \cdot 700 = 245000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b_b + h_b) = 2(350 + 700) = 2100 \text{ mm}$$

$$x_o = b_b - 2c_c - D_s = 350 - 2 \cdot 40 - 10 = 280 \text{ mm}$$

$$y_o = h_b - 2c_c - D_s = 700 - 2 \cdot 40 - 10 = 630 \text{ mm}$$

$$A_o = x_o y_o = 280 \cdot 630 = 176400 \text{ mm}^2$$

$$P_o = 2(x_o + y_o) = 2(280 + 630) = 1820 \text{ mm}$$

a) Periksa kebutuhan tulangan torsi

$$T_u = 187,6156 \text{ kN.m} = 187615600 \text{ N.mm}$$

$$T_{cr} = 0,33\sqrt{f_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (\text{Eq. 2.145})$$

$$T_{cr} = 0,33\sqrt{25} \frac{245000^2}{2100} = 47162500 \text{ N.mm}$$

$$\frac{\phi T_{cr}}{4} \quad (\text{Eq. 2.146})$$

$$\frac{\phi T_{cr}}{4} = \frac{0,75 \cdot 47162500}{4} = 8842969 \text{ N.mm}$$

$$T_u > \frac{\phi T_{cr}}{4}$$

Dibutuhkan tulangan torsi

Memeriksa kecukupan dimensi penampang untuk menahan gaya kombinasi geser dan torsi. Karena digunakan metode analisis statis tak tentu maka jenis torsi yang digunakan adalah komabilitas.

Berdasarkan SNI 2847:2019 22.7.3.2, 22.7.5  $T_u$  yang digunakan merupakan nilai terkecil dari:

$$\phi T_{cr} = 0,75 \cdot 47162500 = 35371875 \text{ N.mm}$$

$$T_u = 187615600 \text{ N.mm}$$

Sehingga digunakan  $T_u = 35371875 \text{ N.mm}$

$$\text{Tegangan ultimate} = \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_b d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_o}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \quad (\text{Eq. 2.147})$$

$$= \sqrt{\left(\frac{356313}{350 \cdot 650,5}\right)^2 + \left(\frac{18761560 \cdot 1820}{1,7(176400)^2}\right)^2}$$

$$= 1,982 \text{ MPa}$$

$$\text{Kapabilitas tegangan} = \phi \left( \frac{V_c}{b_b d} + 0,66\sqrt{f_c} \right) \quad (\text{Eq. 2.148})$$

$$= 0,75 \left( \frac{193524}{350 \cdot 650,5} + 0,66\sqrt{25} \right) = 3,113 \text{ MPa}$$

Dimensi penampang balok mampu untuk menahan gaya kombinasi geser dan torsi.

- b) Periksa kecukupan tulangan sengkang dalam menahan gaya kombinasi geser dan torsi

Spasi sengkang maksimum berdasarkan SNI 2847:2019 9.7.6.3.3 disyaratkan nilai terkecil dari

$$S_{min} = \frac{P_o}{8} \quad (\text{Eq. 2.149})$$

$$S_{min} = \frac{P_o}{8} = \frac{1820}{8} = 228 \text{ mm}$$

$$S_{min} = 300 \text{ mm}$$

$$S_{min} < S_{lapangan}, S_{tumpuan}$$

$$228 \text{ mm} < 150 \text{ mm}, 100 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{v+t \text{ tumpuan}}}{S_{tumpuan}} = \frac{\frac{1}{4} \pi \cdot D_s^2 \cdot n}{S_{tumpuan}} \quad (\text{Eq. 2.150})$$

$$\frac{A_{v+t \text{ tumpuan}}}{S_{tumpuan}} = \frac{\frac{1}{4} \pi \cdot 10^2 \cdot 3}{100} = 2,356 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{v+t \text{ lapangan}}}{S_{lapangan}} = \frac{\frac{1}{4} \pi \cdot D_s^2 \cdot n}{S_{lapangan}} \quad (\text{Eq. 2.151})$$

$$\frac{A_{v+t \text{ lapangan}}}{S_{lapangan}} = \frac{\frac{1}{4} \pi \cdot 10^2 \cdot 3}{150} = 1,571 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{2\phi A_o f_y} \quad (\text{Eq. 2.152})$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{35371875}{2 \cdot 0,75 \cdot 149940 \cdot 420} = 0,374 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_v \text{ tumpuan perlu}}{S} = \frac{\left(\frac{V_u \text{ tumpuan}}{\phi} - V_c\right)}{f_y d} \quad (\text{Eq. 2.153})$$

$$\begin{aligned} \frac{A_v \text{ tumpuan perlu}}{S} &= \frac{\left(\frac{288,44 \times 10^3}{0,75} - 193524\right)}{420 \cdot 650,5} \\ &= 1,031 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\frac{A_v \text{ lapangan perlu}}{S} = \frac{\left(\frac{V_u \text{ lapangan}}{\phi} - V_c\right)}{f_y d} \quad (\text{Eq. 2.154})$$

$$\begin{aligned} \frac{A_v \text{ lapangan perlu}}{S} &= \frac{\left(\frac{286,92 \times 10^3}{0,75} - 193524\right)}{420 \cdot 650,5} \\ &= 0,692 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\frac{A_{v+t} \text{ tumpuan perlu}}{S} = 2 \frac{A_t}{S} + \frac{A_v \text{ tumpuan perlu}}{S} \quad (\text{Eq. 2.155})$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{v+t} \text{ tumpuan perlu}}{S} &= 2 \cdot 0,374 + 1,031 \\ &= 1,779 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\frac{A_{v+t} \text{ lapangan perlu}}{S} = 2 \frac{A_t}{S} + \frac{A_v \text{ lapangan perlu}}{S} \quad (\text{Eq. 2.156})$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{v+t} \text{ lapangan perlu}}{S} &= 2 \cdot 0,374 + 0,692 \\ &= 1,441 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\frac{A_{v+t} \text{ tumpuan perlu}}{S} > \frac{A_{v+t} \text{ tumpuan}}{S_{\text{tumpuan}}}$$

$$2,356 > 1,779$$

$$\frac{A_{v+t \text{ lapangan perlu}}}{S} > \frac{A_{v+t \text{ lapangan}}}{S}$$

$$1,571 > 1,441$$

Periksa penulangan sengkang minimum untuk menahan kombinasi gaya geser dan torsi. Berdasarkan SNI 2847:2019 9.6.4.2 penulangan sengkang minimum disyaratkan nilai terkecil dari:

$$\frac{A_{v+t \text{ min}}}{S} = 0,062 \frac{\sqrt{f_c} b_b}{f_y} \quad (\text{Eq. 2.157})$$

$$\frac{A_{v+t \text{ min}}}{S} = 0,062 \frac{\sqrt{25} \cdot 350}{420} = 0,258 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{v+t \text{ min}}}{S} = 0,35 \frac{b_b}{f_y} \quad (\text{Eq. 2.158})$$

$$\frac{A_{v+t \text{ min}}}{S} = 0,35 \frac{350}{420} = 0,292 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{v+t \text{ min}}}{S} < \frac{A_{v+t \text{ tumpuan}}}{S_{tumpuan}}, \frac{A_{v+t \text{ lapangan}}}{S_{lapangan}}$$

$$\frac{A_{v+t \text{ min}}}{S} < \frac{A_{v+t \text{ tumpuan}}}{S_{tumpuan}}, \frac{A_{v+t \text{ lapangan}}}{S_{lapangan}}$$

c) Penulangan Longitudinal Torsi

$$d_{bt} = 13 \text{ mm}$$

Syarat diameter minimum berdasarkan SNI 2847:2019 9.7.5.2

$$d_{bt \text{ min}} = 0,042S = 0,042 \cdot 150 = 6,3 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ perlu tumpuan atas}} = \frac{M_u}{f_y(d - a/2)} \quad (\text{Eq. 2.159})$$

$$A_{s \text{ perlu tumpuan atas}} = \frac{387,37 \times 10^3}{420 (650,5 - 96,6/2)} = 1530,89 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu tumpuan bawah}} = 806,37 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu lapangan atas}} = 1013,09 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu lapangan bawah}} = 827,52 \text{ mm}^2$$

$$A_l = \frac{A_t}{S} P_o \quad (\text{Eq. 2.160})$$

$$A_l = 0,374 \cdot 1820 = 681,51 \text{ mm}^2$$

$$A_{l \min} = 0,42 \sqrt{f_c} \frac{A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{S} P_o \quad (\text{Eq. 2.161})$$

$$A_{l \min} = 0,42 \sqrt{25} \frac{245000}{420} - 681,51 = 543,49 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s + A_{l \text{ perlu tumpuan}} &= A_{s \text{ perlu tumpuan atas}} + A_{s \text{ perlu tumpuan bawah}} + A_l \\ &= 1530,89 + 806,37 + 681,51 = 3018,76 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s + A_{l \text{ perlu lapangan}} &= A_{s \text{ perlu lapangan atas}} + A_{s \text{ perlu lapangan bawah}} + A_l \\ &= 1013,09 + 827,52 + 681,51 = 2522,11 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan jumlah tulangan samping 4D13 pada bagian tumpuan dan lapangan.

$$n_{\text{vertikal}} = 2 + \frac{n_{\text{samping}}}{2} = 2 + \frac{4}{2} = 4$$

Periksa spasi tulangan samping

$$\begin{aligned} S_{\text{horizontal tumpuan}} &= \frac{b_b - 2c_c - 2d_s - d_b}{n_{\text{horizontal tumpuan}} - 1} \\ &= \frac{350 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 19}{6 - 1} = 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{vertikal tumpuan}} &= \frac{h_b - 2c_c - 2d_s - d_b}{n_{\text{vertikal tumpuan}} - 1} \\ &= \frac{700 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 19}{4 - 1} = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{horizontal lapangan}} &= \frac{b_b - 2c_c - 2d_s - d_b}{n_{\text{horizontal lapangan}} - 1} \\ &= \frac{350 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 19}{4 - 1} = 84 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{vertikal lapangan}} = \frac{h_b - 2c_c - 2d_s - d_b}{n_{\text{vertikal lapangan}} - 1}$$



$$= \frac{700 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 19}{4 - 1} = 200 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 11.5.6.2 spasi antara tulangan haru lebih kecil dari 300 mm

Periksa kecukupan penulangan longitudinal samping.

$$\begin{aligned} A_s + A_{l \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{4} \pi D_s^2 n_{D19} + \frac{1}{4} \pi D_{bt}^2 n_{D13} \\ &= \frac{1}{4} \pi \cdot 19^2 \cdot 10 + \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 \cdot 4 = 3366,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s + A_{l \text{ lapangan}} &= \frac{1}{4} \pi D_s^2 n_{D19} + \frac{1}{4} \pi D_{bt}^2 n_{D13} \\ &= \frac{1}{4} \pi \cdot 19^2 \cdot 10 + \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 \cdot 4 = 3366,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s + A_{l \text{ tumpuan}} > A_s + A_{l \text{ perlu tumpuan}}$$

$$3366,22 > 3018,76$$

$$A_s + A_{l \text{ lapangan}} > A_s + A_{l \text{ perlu lapangan}}$$

$$3366,22 > 2522,11$$

#### d) Rekap Perhitungan Penulangan Longitudinal Samping

Dari perhitungan penulangan longitudinal samping balok untuk penulangan bagian tumpuan dan lapangan didapatkan spesifikasi tulangan longitudinal samping tabel 2.9 berikut.

Tabel 2.9 Rekap perhitungan penulangan longitudinal samping balok

Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Samping	4 D13
Longitudinal Lapangan Samping	4 D13

#### 2.7.5 Kolom SRPMK

Dari hasil analisis gempa menggunakan ETABS, didapatkan gaya dalam *ultimate* tabel 2.10 berikut.

Tabel 2.10 Output gaya dalam kolom

Aksial - Lentur
-----------------

Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P max	32,893	55,961	-223,431
P min	-1546,788	1,152	-1,133
M2 Max	-106,338	360,121	-103,968
M2 Min	-299,521	-360,850	131,696
M3 Max	-123,486	2,292	588,824
M3 Min	-123,762	2,228	-590,695
Geser			
Kondisi	Tumpuan	Lapangan	
V2 (kN)	202,134	202,134	
V3 (kN)	184,437	184,437	
Gaya Tekan Terkecil			
Nu (kN)	0,0144		

Beban aksial lentur digunakan sebagai input beban untuk memeriksa diagram interaksi kolom menggunakan *software* spColumn.

### 1) Perencanaan Penulangan Longitudinal Kolom

Digunakan kolom  $700 \times 700$  dengan desain penulangan 12D25.

Dari *preliminary design* telah ditentukan :

Dimensi kolom ( $c_1, c_2$ )	= 700 mm
Tinggi kolom (L)	= 4,2 meter
Tinggi balok ( $h_b$ )	= 700 mm

Direncanakan kolom dengan :

Diameter tulangan longitudinal ( $D_b$ )	= 25 mm
Diameter tulangan sengkang ( $D_s$ )	= 10 mm
Selimit kolom ( $c_c$ )	= 40 mm
Kuat tekan beton ( $f_c$ )	= 30 MPa
Kuat leleh tulangan longitudinal ( $f_y$ )	= 420 MPa
Kuat leleh tulangan sengkang ( $f_y$ )	= 420 MPa

Lebar efektif kolom ( $d$ )

$$d = c_1 - c_c - D_s - \frac{D_b}{2} = 700 - 40 - 13 - \frac{25}{2} = 634,5 \text{ mm}$$

Panjang efektif kolom ( $L_n$ )

$$L_n = L - h_b = 4200 - 700 = 3500 \text{ mm}$$

a) Syarat Gaya dan Geometri

Berdasarkan SNI 2847:2019 18.7.2.1 disyaratkan rasio dimensi penampang  $\geq 0,4$

$$c_1/c_2 \geq 0,4$$

$$700/700 = 1 \geq 0,4$$

b) Syarat penulangan longitudinal

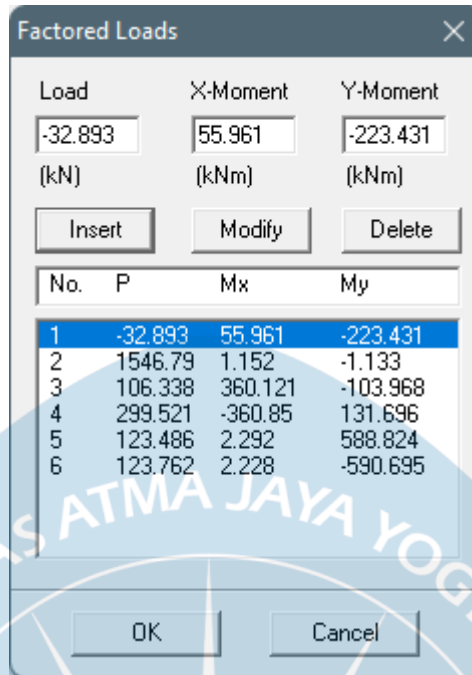
Berdasarkan SNI 2847:2019 18.7.4.1 disyaratkan rasio penulangan  $1\% \leq \rho \leq 6\%$

$$\rho = \frac{c_1 \cdot c_2}{\frac{1}{4} \pi \cdot D_s^2 \cdot n} \quad (\text{Eq. 2.162})$$

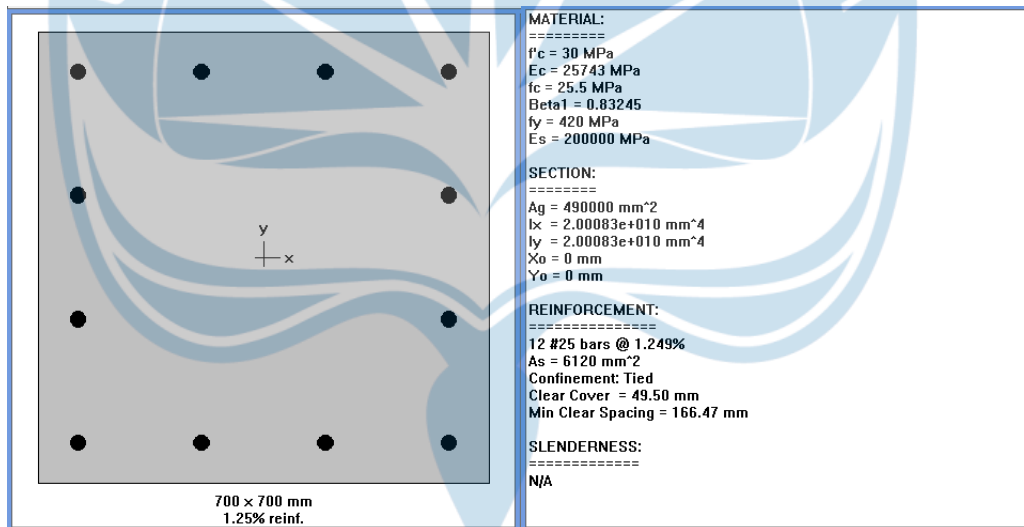
$$\rho = \frac{700 \cdot 700}{\frac{1}{4} \pi \cdot 25^2 \cdot 12} = 1,2\%$$

c) Analisis Diagram Interaksi Kolom

Gambar 2.53 hingga gambar 2.54 merupakan data yang diinput ke dalam *software* SPColumn.



Gambar 2.53 Input beban spColumn



Gambar 2.54 Input desain kolom spColumn

Dari hasil analisis diagram interaksi kolom, kolom yang didesain mampu menahan beban gempa secara aman yang ditunjukkan pada tabel 2.11 berikut.

Tabel 2.11 Hasil analisis diagram interaksi kolom

No.	Demand		
	P <sub>u</sub> kN	M <sub>ux</sub> kNm	M <sub>uy</sub> kNm
1	-32,89	55,96	-223,43
2	1546,79	1,15	-1,13

3	106,34	360,12	-103,97
4	299,52	-360,85	131,70
5	123,49	2,29	588,82
6	123,76	2,23	-590,70
No.	Capacity		
	$\phi P_n$ kN	$\phi M_{nx}$ kNm	$\phi M_{ny}$ kNm
1	-489,12	137,22	-547,88
2	7752,86	1,15	-1,13
3	0,00	672,51	-194,16
4	0,00	-658,71	240,40
5	0,00	2,71	694,93
6	0,00	2,62	-694,93
No.	Parameters at Capacity		
	NA Depth mm	$\epsilon_t$	$\phi$
1	126	0,01513	0,900
2	857	0,00014	0,650
3	173	0,01012	0,900
4	190	0,00939	0,900
5	93	0,01766	0,900
6	93	0,01767	0,900
No.	Capacity Ratio		
1	0,63		
2	0,20		
3	0,69		
4	0,69		
5	0,91		
6	0,91		

## 2) Perhitungan Penulangan Sengkang Daerah Tumpuan

Penentuan zona sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847:2019 18.7.5.1 panjang zona sendi plastis adalah nilai maksimum dari :

$$l_{01} = c_1 = 700 \text{ mm}$$

$$l_{02} = \frac{L_n}{6} = \frac{3500}{6} = 583,3 \text{ mm}$$

$$l_{03} = 450 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan panjang sendi plastis  $l_0 = 700 \text{ mm}$

Didesain tulangan sengkang :

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kaki sisi pendek } (n_1) &= 4 \\ \text{Jumlah kaki sisi panjang } (n_2) &= 4 \\ \text{Spasi } (S) &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{sh1} = \frac{1}{4} \pi D_s^2 n_1 = \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 \cdot 4 = 530,929 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = \frac{1}{4} \pi D_s^2 n_2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 \cdot 4 = 530,929 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh1}}{S} = \frac{530,929}{100} = 5,309 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_{sh2}}{S} = \frac{530,929}{100} = 5,309 \text{ mm}^2/\text{m}$$

a) Kekangan zona sendi plastis

$$\text{Lebar penampang inti beton } (c_{1c}) = c_1 - 2c_c = 700 - 2 \cdot 40 = 620 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar penampang inti beton } (c_{2c}) = c_2 - 2c_c = 700 - 2 \cdot 40 = 620 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang kolom } (A_g) = c_1 c_2 = 700 \cdot 700 = 490000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas penampang inti kolom } (A_{ch}) = c_{1c} c_{2c} = 620 \cdot 620 = 384400 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 18.7.5.4 nilai  $A_{sh2}/S$  minimum disyaratkan nilai terkecil dari :

$$\frac{A_{sh \min}}{S} = 0,3 \frac{c_{1c} f_c}{f_y} \frac{A_g}{A_{ch}} \quad (\text{Eq. 2.163})$$

$$\frac{A_{sh \min}}{S} = 0,3 \frac{620 \cdot 30}{420} \frac{490000}{384400} = 3,650 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_{sh \min}}{S} = 0,9 \frac{c_{1c} f_c}{f_y} \quad (\text{Eq. 2.164})$$

$$\frac{A_{sh \min}}{S} = 0,9 \frac{620 \cdot 30}{420} = 3,986 \text{ mm}^2/\text{m}$$

b) Periksa spasi

Berdasarkan SNI 2847:2019 18.7.5.3 spasi antar tulangan sengkang maksimum disyaratkan nilai terkecil dari:

$$S_{\max} = \frac{c_1}{4} = \frac{700}{4} = 175 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 6D_s = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$$

c) Periksa kuat geser zona sendi plastis

Menentukan gaya geser *ultimate* berdasarkan SNI 2847:2019 18.7.6.1

Nilai  $M_{pr}$  dari nilai  $M_n$  terbesar pemodelan kolom pada *software* spColumn dengan nilai  $f_{pr} = 1,25f_y = 1,25 \cdot 420 = 525 \text{ MPa}$

$$M_{pr} = 950,344 \text{ kN.m}$$

$$V_{u1} = \frac{2M_{pr}}{L_n} \quad (\text{Eq. 2.165})$$

$$V_{u1} = \frac{2 \cdot 950,344 \times 10^6}{3500} = 543054 \text{ N}$$

Dari hasil analisis struktur

$$V_{u2} = 202134 \text{ N}$$

Sehingga digunakan  $V_u = 543054 \text{ N}$

Tahanan geser kolom berdasarkan SNI 2847:2019 22.5.6.1

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f_c} c_1 d \quad (\text{Eq. 2.166}) \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{0,0144 \times 10^3}{14 \cdot 490000} \right) \sqrt{25} \cdot 700 \cdot 634,5 \\ &= 413562 \text{ N} \end{aligned}$$

Kekuatan geser tulangan sengkang yang diperlukan berdasarkan SNI 2847:2019 22.5.10.1

$$V_{s \text{ perlu}} = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (\text{Eq. 2.167})$$

$$V_{s \text{ perlu}} = \frac{543054}{0,75} - 413562 = 310510 \text{ N}$$

d) Penulangan sengkang

Penulangan sengkang yang diperlukan untuk menahan gaya geser berdasarkan SNI 2847:2019 22.5.10.5.3

$$\frac{A_{s\text{ perlu}}}{S} = \frac{V_{s\text{ perlu}}}{f_y d} \quad (\text{Eq. 2.168})$$

$$\frac{A_{s\text{ perlu}}}{S} = \frac{310510}{420 \cdot 634,5} = 1,1652 \text{ mm}^2/m$$

Penulangan sengkang minimum berdasarkan SNI 2847:2019 10.6.2.2 disyaratkan nilai terkecil dari

$$\frac{A_{s\text{ min}}}{S} = 0,062 \frac{\sqrt{f_c} c_1}{f_y} = 0,062 \frac{\sqrt{25} \cdot 700}{420} = 0,5660 \text{ mm}^2/m$$

$$\frac{A_{s\text{ pmin}}}{S} = 0,35 \frac{c_1}{f_y} = 0,35 \frac{700}{420} = 0,5833 \text{ mm}^2/m$$

Periksa nilai  $A_{sh1}/S$

$$\frac{A_{s\text{ min}}}{S} < \frac{A_{s\text{ perlu}}}{S} < \frac{A_{sh1}}{S}$$

$$5,309 < 1,1652 < 0,5660$$

#### e) Rekap Penulangan Kolom

Dari perhitungan penulangan kolom secara repetisi di atas untuk penulangan bagian tumpuan dan lapangan didapatkan spesifikasi kolom tabel 2.12 berikut.

Tabel 2.12 Rekap penulangan kolom

Tulangan Longitudinal	
Longitudinal	12 D25
Tulangan Transversal/Sengkang Tumpuan	
Sumbu Lemah	4D13-100
Sumbu Kuat	4D13-100
Tulangan Transversal/Sengkang Lapangan	
Sumbu Lemah	2D13-150
Sumbu Kuat	2D13-150

## 2.8 Analisis Story Drift

Berdasarkan SNI 1726:2019 7.12.1.1 mensyaratkan sistem struktur pemikul gaya sesismik dengan kategori desain D simpangan antara tingkat ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi  $\Delta_a/\rho$  untuk semua tingkat.



Simpangan izin ( $\Delta_a$ ) antara tingkat berdasarkan tabel 20 SNI SNI 1726:2019

$$\Delta_a = 0,02$$

$$\rho = 1,3$$

$$\Delta_{max} = \frac{\Delta_a}{\rho} \quad (Eq. 2.169)$$

$$\Delta_{max} = \frac{0,02}{1,3} = 0,0154h$$

Untuk memperhitungkan inelastik *drift*

$$C_d = 5,5 \text{ (untuk tipe struktur beton SRPMK)}$$

$$I_e = 1 \text{ (untuk faktor keutamaan gempa II)}$$

$$\Delta = \delta C_d / I_e$$

Sehingga hasil pemeriksaan simpangan pada lantai 1 dan 2 dari analisis struktur menggunakan ETABS didapatkan hasil analisis yang ditunjukkan pada tabel 2.13 berikut:

Tabel 2.13 Analisis *Story Drift*

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	$\delta e_x$	$\delta e_y$	$\delta e_x$	$\delta e_y$		$\Delta_x$	$\Delta_y$		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
2	20,155	16,946	10,864	9,078	4200	59,752	49,929	64,615	OK
1	9,291	7,868	9,291	7,868	4200	51,101	43,274	64,615	OK

## 2.9 Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta pada geser tingkat dan momen, gaya, dan momen elemen struktur yang dihasilkan dan simpangan antar tingkat perlu diperhitungkan jika koefisien stabilitas ( $\theta$ ) kurang atau sama dengan 0,1.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (Eq. 2.170)$$

Sehingga pemeriksaan pengaruh P-Delta pada lantai 1 dan 2 dari hasil *output* analisis struktur menggunakan ETABS didapatkan pengaruh P-Delta yang ditunjukkan pada tabel 2.14 berikut.

Tabel 2.14 Pengaruh P-Delta

Story	Inelastic Drift	Story Forces	h				

	$\Delta_x$	$\Delta_y$	$P$	$V_x$	$V_y$		Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, $\theta_{max}$	Cek
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)		(mm)	$\theta_X$			
2	59,752	49,929	51242,09	1502,31	1459,05	4200	0,0882	0,0759	0,1	0,0909	OK
1	51,101	43,274	99536,22	7049,97	6867,04	4200	0,0312	0,0272	0,1	0,0909	OK

## 2.10 Simpangan Antar Tingkat

FEMA 273 mengelompokkan level kinerja struktur dalam 4 bagian yaitu:

1. Operasional: tidak terjadi kerusakan yang berarti pada struktur dan non struktur artinya bangunan masih dapat berfungsi.
2. IO (*Immediate Occopancy*): Kerusakan struktur setelah terjadi gempa bumi sangat sedikit (kerusakan minor) dan bisa diabaikan. Kekuatan dan kekakuan struktur bangunan hampir sama dengan kondisi saat belum terjadi gempa.
3. LS (*Life Safety*): Keadaan kerusakan setelah gempa bumi terhadap struktur yang penting sudah terjadi. Tetapi komponen utamanya tidak rusak dan runtuh sehingga korban jiwa yang timbul hanya sedikit. Bangunan dapat digunakan kembali setelah dilakukan perbaikan.
4. CP (*Collapse Prevention*): Setelah terjadi gempa, terjadi kerusakan parah pada bangunan struktural maupun non struktural. Kerusakan besar yang terjadi berpotensi menurunkan kekakuan dan kekuatan bangunan serta menyebabkan bangunan tersebut berpotensi runtuh. Kemungkinan terjadinya korban jiwa sangat besar. Dalam ATC 40 disebut SS (Struktural Ability).

Tabel 2.15 Batasan Simpangan pada Level Kinerja Struktur

Level Kinerja				
Batas Simpangan Maksimum	<i>Immediate Occopancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
Simpangan Total Maksimum	0,01	0,01-0,02	0,02	0,03

Simpangan Non Elastis Maksimum	0,01	0,005-0,015	<i>No limit</i>	<i>No limit</i>
--------------------------------	------	-------------	-----------------	-----------------

Analisis *story drift* didapatkan nilai *drift* elastik maksimum 10,86 mm atau 0,0186 mm dan nilai *drift* elastik maksimum 59,75 mm atau 0,05975 m. Sehingga dari nilai tersebut kinerja struktur pada tabel 2.15 memenuhi syarat *Life Safety*.

