

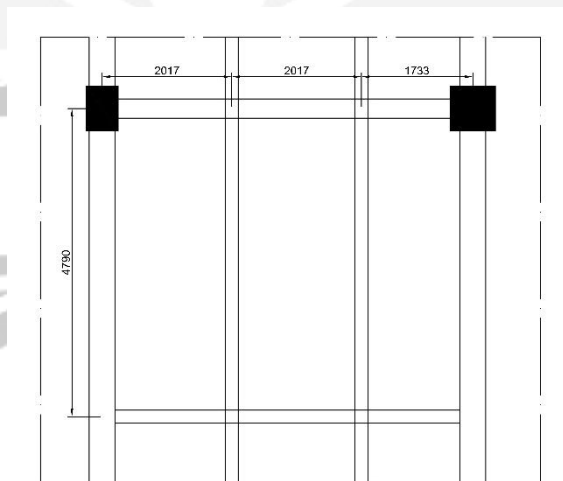
BAB IV ANALISIS STRUKTUR

4.1 Perencanaan Plat Lantai

Dalam Tugas Akhir ini, akan dipaparkan contoh perhitungan plat lantai. Diberikan masing-masing satu contoh untuk plat satu arah dan plat dua arah yang dipilih berdasarkan bentang terbesar untuk mewakili bentang yang lebih kecil.

4.1.1 Plat Satu Arah

Plat satu arah yang dirancang berada di lantai dua dengan fungsi sebagai kamar penginapan pada hotel. Tebal plat yang digunakan 125 mm dengan selimut beton 20 mm. Penulangan utama dan susut menggunakan tulangan P10 ($f_y = 240$ MPa).



Gambar 4.1 Plat Satu Arah

Perhitungan Pembebanan Plat Satu Arah

Beban Mati

$$\text{Plat 125 mm} = 0,125 \cdot 24 = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\begin{aligned}
 \text{Spesi} &= 0,02 \cdot 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Penutup Lantai} &= 0,01 \cdot 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{ME, dll.} &= 0,20 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{DL} &= 4,54 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

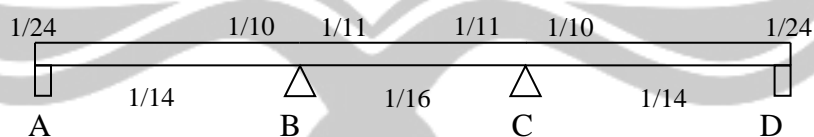
Menurut SNI 1727:2013 tabel 4-1

$$\begin{aligned}
 \text{beban hidup untuk kamar hotel} &= 1,92 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{LL} &= 1,92 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban terfaktor, } Q_u &= 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} \\
 &= 1,2 \cdot (4,54) + 1,6 \cdot (1,92) \\
 &= 8,52 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Hitung Gaya-Gaya pada Plat Lantai Menurut SNI 2847:2013

Nilai momen positif dan negatif pada plat lantai dapat dihitung dengan pendekatan sesuai dengan pasal 8.3.3 SNI 2847:2013. Adapun koefisien momen untuk plat satu arah menerus dengan dua bentang atau lebih adalah sebagai berikut:



Gambar 4.2 Koefisien Momen Plat Satu Arah

Perhitungan momen yang terjadi sebagai berikut:

$$M_{u-tumpuan} (A, D) = \frac{Q_u \cdot L_n^2}{24} = \frac{8,52 \cdot 2,017^2}{24} = 1,444 \text{ kNm}$$

$$M_{u-tumpuan} (B, C) = \frac{Q_u \cdot L_n^2}{10} = \frac{8,52 \cdot 2,017^2}{10} = 3,466 \text{ kNm}$$

$$M_{u\text{-lapangan}} \text{ (A-B, C-D)} = \frac{Q_u \cdot L_n^2}{14} = \frac{8,52 \cdot 2,017^2}{14} = 2,475 \text{ kNm}$$

$$M_{u\text{-lapangan}} \text{ (B-C)} = \frac{Q_u \cdot L_n^2}{16} = \frac{8,52 \cdot 2,017^2}{16} = 2,166 \text{ kNm}$$

Dari perhitungan, dipilih momen terbesar $M_u = 3,466 \text{ kNm}$ untuk daerah tumpuan dan $M_u = 2,475 \text{ kNm}$ untuk daerah lapangan.

Perhitungan Tulangan Tumpuan

$$d = 125 - 20 - (0,5 \cdot 10)$$

$$= 100 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (diasumsikan terkendali tarik)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{3,466 \times 10^6}{0,9 \cdot 1000 \cdot 100^2}$$

$$R_n = 0,385 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 25}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,385}{0,85 \cdot 25}} \right)$$

$$\rho = 0,00162$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,00162 \cdot 1000 \cdot 100$$

$$A_s = 162 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan pasal 7.12.2.1 SNI 2847:2013, plat dengan batang tulangan $f_y = 240 \text{ MPa}$ dengan interpolasi linier didapat nilai rasio tulangan minimum sebesar 0,0022.

$$A_{s-\min} = 0,0022.b.h$$

$$A_{s-\min} = 0,0022.1000.125$$

$$A_{s-\min} = 275 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s < A_{s-\min}$, maka digunakan $A_s = 275 \text{ mm}^2$.

$$s = \frac{b.A_{s-\text{tulangan}}}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2}{275}$$

$$s = 285,6 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = 3h = 3 \cdot 125 = 375 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$$

Digunakan P10-250

Cek momen nominal plat

$$A_{s-\text{aktual}} = \frac{b.A_{s-\text{tulangan}}}{s}$$

$$A_{s-\text{aktual}} = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2}{250}; A_{s-\text{aktual}} = 314,16 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{314,16 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000}; a = 3,548 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{3,548}{0,85}; c = 4,174 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003$$

$$\varepsilon_t = \frac{100 - 4,174}{4,174} 0,003; \varepsilon_t = 0,0689$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$ sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 10.3.4.

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

$$M_n = 314,16 \cdot 240 \left(100 - \frac{3,548}{2} \right)$$

$$M_n = 7,406 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 7,406$$

$$\phi M_n = 6,665 \text{ kNm} > M_u \text{ (tulangan yang dirancang aman)}$$

Perhitungan Tulangan Lapangan

$$d = 125 - 20 - (0,5 \cdot 10)$$

$$= 100 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (diasumsikan terkendali tarik)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{2,476 \times 10^6}{0,9 \cdot 1000 \cdot 100^2}$$

$$R_n = 0,275 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 25}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,275}{0,85 \cdot 25}} \right)$$

$$\rho = 0,00115$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,00115 \cdot 1000 \cdot 100$$

$$A_s = 115 \text{ mm}^2$$

$$A_{s-\min} = 0,0022 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s-\min} = 0,0022 \cdot 1000 \cdot 125$$

$$A_{s-\min} = 275 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s < A_{s-\min}$, maka digunakan $A_s = 275 \text{ mm}^2$.

$$s = \frac{b A_{s-\text{tulangan}}}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2}{275}$$

$$s = 285,6 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = 3h = 3 \cdot 125 = 375 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$$

Digunakan P10-250

Cek momen nominal plat

$$A_{s-\text{aktual}} = \frac{b \cdot A_{s-\text{tulangan}}}{s}$$

$$A_{s-\text{aktual}} = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2}{250}; A_{s-\text{aktual}} = 314,16 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{314,16 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000}; a = 3,548 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{3,548}{0,85}; c = 4,174 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003$$

$$\varepsilon_t = \frac{100 - 4,174}{4,174} 0,003; \varepsilon_t = 0,0689$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$ sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 10.3.4.

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

$$M_n = 314,16 \cdot 240 \left(100 - \frac{3,548}{2} \right)$$

$$M_n = 7,406 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 7,406$$

$$\phi M_n = 6,665 \text{ kNm} > M_u \text{ (tulangan yang dirancang aman)}$$

Perhitungan Tulangan Susut

$$A_{s-\min} = 0,0022 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s-\min} = 0,0022 \cdot 1000 \cdot 125$$

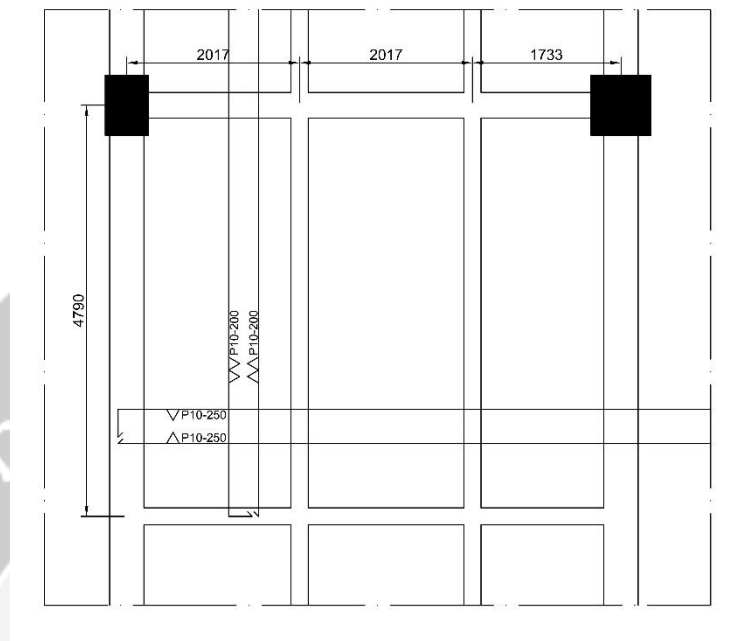
$$A_{s-\min} = 275 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{b \cdot A_{s-\min}}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2}{275}$$

$$s = 285,6 \text{ mm}$$

Digunakan P10-250



Gambar 4.3 Sketsa Penulangan Plat Satu Arah

4.1.2 Plat Dua Arah

Plat dua arah yang dirancang berada di lantai enam dengan fungsi sebagai restoran pada hotel. Tebal plat yang digunakan 125 mm dengan selimut beton 20 mm. Penulangan utama dan susut menggunakan tulangan P10 ($f_y = 240$ MPa).



Gambar 4.4 Plat Dua Arah

Perhitungan pembebanan plat dua arah

Beban Mati

Plat 125 mm	= 0,125 . 24	= 3,00 kN/m ²
Pasir	= 0,04 . 17	= 0,68 kN/m ²
Spesi	= 0,02 . 21	= 0,42 kN/m ²
Penutup Lantai	= 0,01 . 24	= 0,24 kN/m ²
ME, dll.		= 0,20 kN/m ²
		$Q_{DL} = 4,54 \text{ kN/m}^2$

Beban Hidup

Menurut SNI 1727:2013 tabel 4-1

beban hidup untuk restoran	= 4,79 kN/m ²
	$Q_{LL} = 4,79 \text{ kN/m}^2$

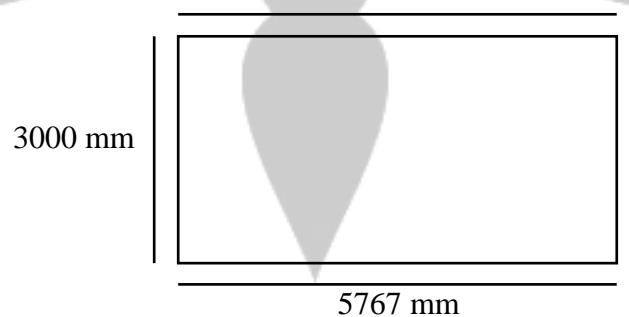
Beban terfaktor, $Q_u = 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL}$

$$= 1,2 \cdot (4,54) + 1,6 \cdot (4,79)$$

$$= 13,11 \text{ kN/m}^2$$

Hitung Gaya-Gaya pada Plat Lantai menurut SNI 2047:2013

Perhitungan momen yang terjadi pada plat menggunakan bantuan tabel momen PBI 1971 dengan plat terkekang pada empat sisi.



Gambar 4.5 Plat Dua Arah yang Terkekang Keempat Sisinya

Nilai $\frac{l_y}{l_x} = 1,92 < 2$, maka diperoleh nilai momen sebagai berikut:

$$Mlx = 0,001 \cdot Q_u \cdot L_x^2 \cdot x ; \text{ dengan } x = 61,2$$

$$-Mtx = 0,001 \cdot Q_u \cdot L_x^2 \cdot x ; \text{ dengan } x = 61,2$$

$$Mly = 0,001 \cdot Q_u \cdot L_x^2 \cdot x ; \text{ dengan } x = 35$$

$$-Mty = 0,001 \cdot Q_u \cdot L_x^2 \cdot x ; \text{ dengan } x = 35$$

Dimana nilai $L_x = 3000$ mm

$$Mlx = \frac{0,001 \times 13,11 \times 3000^2 \times 61,2}{10^6} = 7,221 \text{ kNm}$$

$$Mtx = -\frac{0,001 \times 13,11 \times 3000^2 \times 61,2}{10^6} = -7,221 \text{ kNm}$$

$$Mly = \frac{0,001 \times 13,11 \times 3000^2 \times 35}{10^6} = 4,13 \text{ kNm}$$

$$Mty = -\frac{0,001 \times 13,11 \times 3000^2 \times 35}{10^6} = -4,13 \text{ kNm}$$

Perhitungan Tulangan Arah-x (Lapangan dan Tumpuan)

$$\begin{aligned} d_x &= 125 - 20 - (0,5 \cdot 10) \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (diasumsikan terkendali tarik)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{7,221 \times 10^6}{0,9 \cdot 1000 \cdot 100^2}$$

$$R_n = 0,802$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 25}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,802}{0,85 \cdot 25}} \right)$$

$$\rho = 0,00341$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,00341 \cdot 1000 \cdot 100$$

$$A_s = 341 \text{ mm}^2$$

$$A_{s-\min} = 0,0022 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s-\min} = 0,0022 \cdot 1000 \cdot 125$$

$$A_{s-\min} = 275 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s > A_{s-\min}$, maka digunakan $A_s = 341 \text{ mm}^2$.

$$s = \frac{b \cdot A_{s-\text{tulangan}}}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2}{341}$$

$$s = 230,322 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = 3h = 3 \cdot 125 = 375 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$$

Digunakan P10-200

Cek momen nominal plat

$$A_{s-\text{aktual}} = \frac{b \cdot A_{s-\text{tulangan}}}{s}$$

$$A_{s-\text{aktual}} = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2}{200}; A_{s-\text{aktual}} = 392,699 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{392,699.240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000}; a = 4,435 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{4,435}{0,85}; c = 5,217 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003$$

$$\varepsilon_t = \frac{100 - 5,217}{5,217} \cdot 0,003; \varepsilon_t = 0,0545$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$ sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 10.3.4.

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

$$M_n = 392,699.240 \left(100 - \frac{4,435}{2} \right)$$

$$M_n = 9,216 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 9,216$$

$$\phi M_n = 8,294 \text{ kNm} > M_u \text{ (tulangan yang dirancang aman)}$$

Perhitungan Tulangan Arah-y (Tumpuan dan Lapangan)

$$d_y = 125 - 20 - 10 - (0,5 \cdot 10)$$

$$= 90 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (diasumsikan terkendali tarik)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{4,13 \times 10^6}{0,9 \cdot 1000 \cdot 90^2}$$

$$R_n = 0,566$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 25}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,566}{0,85 \cdot 25}} \right)$$

$$\rho = 0,00239$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,00239 \cdot 1000 \cdot 100$$

$$A_s = 215,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s-\min} = 0,0022 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s-\min} = 0,0022 \cdot 1000 \cdot 125$$

$$A_{s-\min} = 275 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s < A_{s-\min}$, maka digunakan $A_s = 275 \text{ mm}^2$.

$$s = \frac{b \cdot A_{s-\text{tulangan}}}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2}{275}$$

$$s = 285,6 \text{ mm}$$

$$s_{maks} = 3h = 3 \cdot 125 = 375 \text{ mm}$$

$$s_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Digunakan P10-250

Cek momen nominal plat

$$A_{s-aktual} = \frac{b \cdot A_{s-tulangan}}{s}$$

$$A_{s-aktual} = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2}{250}; A_{s-aktual} = 314,16 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{314,16 \cdot 240}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000}; a = 3,548 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{3,548}{0,85}; c = 4,174 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003$$

$$\varepsilon_t = \frac{90 - 4,174}{4,174} \cdot 0,003; \varepsilon_t = 0,0617$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$ sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 10.3.4.

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

$$M_n = 314,16 \cdot 240 \left(90 - \frac{3,548}{2} \right)$$

$$M_n = 6,518 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 6,518$$

$$\phi M_n = 5,866 \text{ kNm} > M_u \text{ (tulangan yang dirancang aman)}$$

Perhitungan Tulangan Susut

$$A_{s-\min} = 0,0022 . b . h$$

$$A_{s-\min} = 0,0022 . 1000 . 125$$

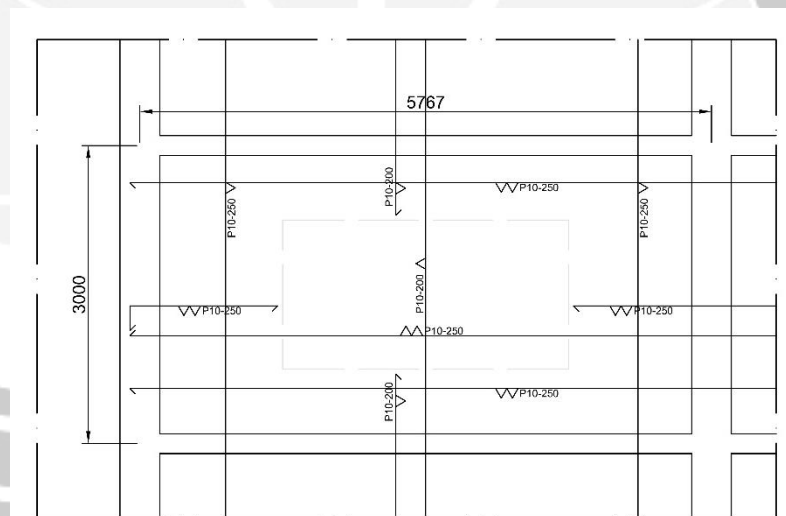
$$A_{s-\min} = 275 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{b . A_{s-\text{tulangan}}}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 . \frac{1}{4} . \pi . 10^2}{275}$$

$$s = 285,6 \text{ mm}$$

Digunakan P10-250



Gambar 4.6 Sketsa Penulangan Plat Dua Arah

4.2 Perencanaan Tangga

Data – data perancangan tangga

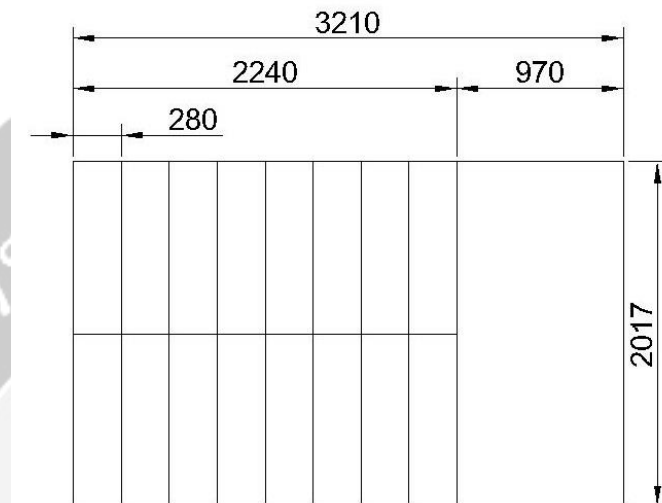
Tinggi Antar Lantai (H) = 2,90 m

Antrede (A_n) = 280 mm

Jumlah Anak Tangga (n) = 16

Tebal Plat Tangga (t) = 150 mm

Tebal Plat Bordes = 150 mm



Gambar 4.7 Denah Tangga

Hitung *Optrede* (Op)

$$\left(\frac{H}{Op}\right) - 1 = n$$

$$\left(\frac{2,90}{Op}\right) - 1 = 16; Op = 170,588 \approx 171 \text{ mm}$$

Syarat Kelandaian : $600 < (2 \cdot Op + An) \leq 650$

$$600 < (2 \cdot 171 + 280) \leq 650$$

$$600 < 622 \leq 650$$

(ok!)

Kemiringan tangga : $\arctan \alpha = \left(\frac{Op}{An}\right)$

$$\arctan \alpha = \left(\frac{171}{280}\right)$$

$$\alpha = 31,413^\circ$$

Tebal ekuivalen plat tangga

$$t' = \frac{\frac{1}{2} \cdot Op \cdot An}{\sqrt{Op^2 + An^2}}$$

$$t' = \frac{\frac{1}{2} \cdot 171 \cdot 280}{\sqrt{171^2 + 280^2}}; t' = 72,968 \text{ mm}$$

$$h' = \frac{t + t'}{\cos \alpha}$$

$$h' = \frac{150 + 72,968}{\cos 31,413^\circ}; h' = 261,260 \approx 261 \text{ mm}$$

Perhitungan pembebanan plat tangga

Beban Mati

Plat dan Anak Tangga = $0,261 \cdot 24 = 6,26 \text{ kN/m}^2$

Spesi = $0,02 \cdot 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$

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

Railing = $1,00 \text{ kN/m}^2$

$$Q_{DL} = 7,92 \text{ kN/m}^2$$

Beban Hidup

Menurut SNI 1727:2013 tabel 4-1

beban hidup untuk tangga = $4,79 \text{ kN/m}^2$

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

Perhitungan pembebanan plat bordes

Beban Mati

Plat Bordes = $0,15 \cdot 24 = 3,60 \text{ kN/m}^2$

Spesi = $0,02 \cdot 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2$

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

Railing = $1,00 \text{ kN/m}^2$

$$Q_{DL} = 5,26 \text{ kN/m}^2$$

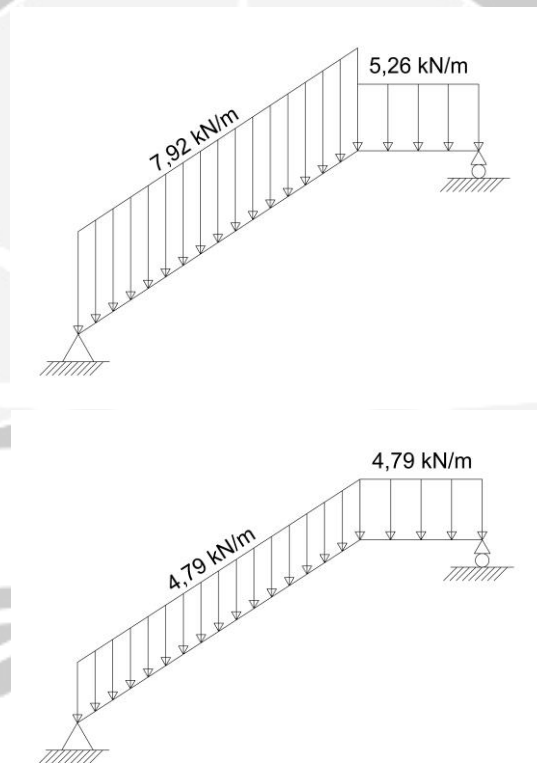
Beban Hidup

Menurut SNI 1727:2013 tabel 4-1

beban hidup untuk bordes = $4,79 \text{ kN/m}^2$

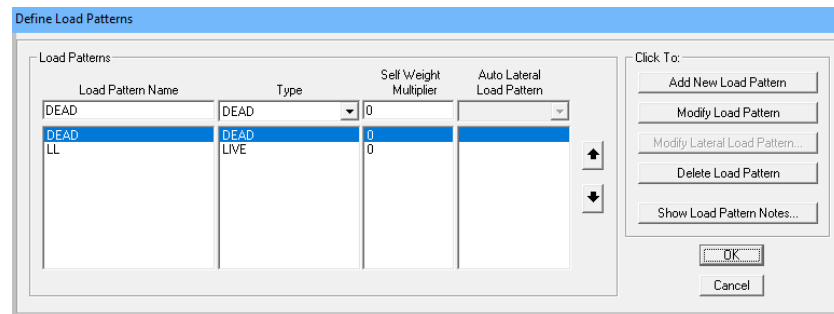
$$Q_{LL} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

Tangga kemudian dimodelkan dengan bantuan *software* SAP2000. Kombinasi beban yang digunakan $1,4DL$ dan $1,2DL + 1,6LL$. Dari dua kombinasi tersebut, digunakan gaya geser dan momen yang terbesar.



Gambar 4.8 Input Beban Mati (atas) dan Beban Hidup (bawah) pada SAP2000

Karena berat sendiri plat telah dihitung dalam pembebanan sebagai beban mati, maka *self weight multiplier* untuk *Dead Load* harus sama dengan nol. Hal ini dilakukan agar berat sendiri plat tidak dihitung 2 kali dalam analisis struktur.



Gambar 4.9 Pengaturan *Self Weight Multiplier* untuk *Dead Load* pada SAP2000

Dari analisis stuktur pada SAP2000 diperoleh *output* gaya terbesar pada kombinasi $1,2DL + 1,6LL$. Rincian gaya dalam yang terjadi pada plat tangga dan bordes ditampilkan pada tabel 4.1.

Tabel 4.1 Gaya Geser dan Momen Tangga

M_u tumpuan	20,092 kNm
M_u lapangan	22,873 kNm
V_u	27,492 kN

Perhitungan Tulangan Tumpuan

$$d = 150 - 20 - (0,5 \cdot 13)$$

$$= 123,5 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (diasumsikan terkendali tarik)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{20,092 \times 10^6}{0,9 \cdot 1000 \cdot 123,5^2}$$

$$R_n = 1,464$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 25}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,464}{0,85 \cdot 25}} \right)$$

$$\rho = 0,00378$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,00378 \cdot 1000 \cdot 123,5$$

$$A_s = 466,83 \text{ mm}^2$$

$$A_{s-\min} = 0,0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s-\min} = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 150$$

$$A_{s-\min} = 270 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s > A_{s-\min}$, maka digunakan $A_s = 466,83 \text{ mm}^2$.

$$s = \frac{b \cdot A_{s-\text{tulangan}}}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}{466,83}$$

$$s = 284,326 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = 3h = 3 \cdot 150 = 450 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$$

Digunakan D13-200

Cek momen nominal plat

$$A_{s-\text{aktual}} = \frac{b A_{s-\text{tulangan}}}{s}$$

$$A_{s-\text{aktual}} = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}{200} ; A_{s-\text{aktual}} = 663,661 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{663,661.400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000}; a = 12,492 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{12,492}{0,85}; c = 14,697 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003$$

$$\varepsilon_t = \frac{123,5 - 14,697}{14,697} \cdot 0,003; \varepsilon_t = 0,0222$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$ sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 10.3.4.

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

$$M_n = 663,661.400 \cdot \left(123,5 - \frac{12,492}{2} \right)$$

$$M_n = 31,127 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 31,127$$

$$\phi M_n = 28,014 \text{ kNm} > M_u \text{ (tulangan yang dirancang aman)}$$

Perhitungan Tulangan Lapangan

$$d = 150 - 20 - (0,5 \cdot 13)$$

$$= 123,5 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (diasumsikan terkendali tarik)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{22,873 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 1000 \cdot 123,5^2}$$

$$R_n = 1,67$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 25}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,67}{0,85 \cdot 25}} \right)$$

$$\rho = 0,00435$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,00435 \cdot 1000 \cdot 123,5$$

$$A_s = 537,225 \text{ mm}^2$$

$$A_{s-\min} = 0,0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s-\min} = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 150$$

$$A_{s-\min} = 270 \text{ mm}^2$$

Karena $A_s > A_{s-\min}$, maka digunakan $A_s = 537,225 \text{ mm}^2$.

$$s = \frac{b \cdot A_{s-\text{tulangan}}}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}{537,225}$$

$$s = 247,07 \text{ mm}$$

$$s_{maks} = 3h = 3 \cdot 150 = 450 \text{ mm}$$

$$s_{maks} = 450 \text{ mm}$$

Digunakan D13-200

Cek momen nominal plat

$$A_{s-aktual} = \frac{b \cdot A_{s-tulangan}}{s}$$

$$A_{s-aktual} = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}{200}; A_{s-aktual} = 663,661 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{663,661 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000}; a = 12,492 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{12,492}{0,85}; c = 14,697 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003$$

$$\varepsilon_t = \frac{123,5 - 14,697}{14,697} \cdot 0,003; \varepsilon_t = 0,0222$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$ sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 10.3.4.

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

$$M_n = 663,661 \cdot 400 \cdot \left(123,5 - \frac{12,492}{2} \right)$$

$$M_n = 31,127 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 31,127$$

$$\phi M_n = 28,014 \text{ kNm} > M_u \text{ (tulangan yang dirancang aman)}$$

Perhitungan Tulangan Susut

Dicoba gunakan tulangan P10 ($f_y = 240 \text{ MPa}$)

$$A_{s-\min} = 0,0022 \cdot b \cdot h$$

$$A_{s-\min} = 0,0022 \cdot 1000 \cdot 150$$

$$A_{s-\min} = 330 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{b \cdot A_{s-\text{tulangan}}}{A_s}$$

$$s = \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2}{330}$$

$$s = 237,999 \approx 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan P10-200

Kontrol Terhadap Geser

$$V_u = 22,52 \text{ kN (analisis struktur)}$$

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 0,17 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 123,5$$

$$V_c = 104,975 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 104,975$$

$$\phi V_c = 78,731 \text{ kN} > V_u$$

Tidak diperlukan penulangan geser karena penampang beton sudah sanggup mengakomodasi gaya geser yang terjadi. ($\phi V_c > V_u$).

4.3 Perencanaan Balok Bordes

Data – data perancangan balok bordes

$$\text{Tinggi balok } (h) = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok } (b) = 200 \text{ mm}$$

Panjang balok (L)	= 2017 mm
Selimit beton	= 40 mm
Mutu beton (f'_c)	= 25 MPa
Tulangan longitudinal	= D13 ($f_y = 400$ MPa)
Tulangan geser	= P8 ($f_y = 240$ MPa)
Tinggi efektif (d)	= $300 - 40 - 8 - (0,5 \cdot 13)$ = 245,5 mm

Perhitungan pembebanan balok bordes

Berat sendiri balok	= $0,2 \cdot 0,3 \cdot 24 \cdot 1,2$	= 1,728	kN/m
Dinding	= $1,45 \cdot 2,5 \cdot 1,2$	= 4,35	kN/m
Reaksi plat bordes (per meter panjang)		= 27,492	kN/m
		$Q_u = 33,57$	kN/m

Perhitungan Tulangan Longitudinal Tumpuan

$$M_u = \frac{1}{20} \cdot Q_u \cdot L^2$$

$$M_u = \frac{1}{20} \cdot 33,57 \cdot 2,017^2$$

$$M_u = 6,829 \text{ kNm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (diasumsikan terkendali tarik)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n = \frac{6,829 \times 10^6}{0,9 \cdot 200 \cdot 245,5^2}$$

$$R_n = 0,629$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 25}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,629}{0,85 \cdot 25}} \right)$$

$$\rho = 0,0016$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 400} = 0,003125$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Karena $\rho < \rho_{\min}$, digunakan $\rho = 0,0035$.

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0,0035 \cdot 200 \cdot 245,5$$

$$A_s = 171,85 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{171,85}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}$$

$$n = 1,294 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan 2D13 ($A_s = 265,46 \text{ mm}^2$) untuk tulangan longitudinal tarik.

Cek momen nominal balok

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{265,46 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 200}; a = 24,984 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{24,984}{0,85}; c = 29,394 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003$$

$$\varepsilon_t = \frac{245,5 - 29,394}{29,394} \cdot 0,003; \varepsilon_t = 0,022$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$ sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 10.3.4.

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

$$M_n = 265,46.400 \cdot \left(245,5 - \frac{24,984}{2} \right)$$

$$M_n = 24,742 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 24,742$$

$$\phi M_n = 22,267 \text{ kNm} > M_u \text{ (tulangan yang dirancang aman)}$$

Perhitungan Tulangan Longitudinal Lapangan

$$M_u = \frac{1}{10} Q_u L^2$$

$$M_u = \frac{1}{10} \cdot 33,57 \cdot 2,017^2$$

$$M_u = 13,657 \text{ kNm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (diasumsikan terkendali tarik)}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n = \frac{13,657 \times 10^6}{0,9 \cdot 200 \cdot 245,5^2}$$

$$R_n = 1,259$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 25}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,259}{0,85 \cdot 25}} \right)$$

$$\rho = 0,00325$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 400} = 0,003125$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Karena $\rho < \rho_{\min}$, digunakan $\rho = 0,0035$.

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0,0035 \cdot 200 \cdot 245,5$$

$$A_s = 171,85 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{171,85}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}$$

$$n = 1,294 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan 2D13 ($A_s = 265,46 \text{ mm}^2$) untuk tulangan longitudinal tarik.

Cek momen nominal balok

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{265,46 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 200}; a = 24,984 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{24,984}{0,85}; c = 29,394 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003$$

$$\varepsilon_t = \frac{245,5 - 29,394}{29,394} \cdot 0,003; \varepsilon_t = 0,022$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$ sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 10.3.4.

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

$$M_n = 265,46 \cdot 400 \cdot \left(245,5 - \frac{24,984}{2} \right)$$

$$M_n = 24,742 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 24,742$$

$$\phi M_n = 22,267 \text{ kNm} > M_u \text{ (tulangan yang dirancang aman)}$$

Perhitungan Tulangan Transversal

$$V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2}$$

$$V_u = \frac{27,492 \cdot 2,017}{2}$$

$$V_u = 27,726 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 200 \cdot 245,5$$

$$V_c = 41,735 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_s = \frac{27,726}{0,75}$$

$$V_s = 36,967 \text{ kN}$$

Kuat geser yang disediakan sengkang tidak perlu melebihi :

$$V_{s-maks} = 0,66 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_{s-maks} = 0,66 \times \sqrt{25} \times 200 \times 245,5$$

$$V_{s-maks} = 162,030 \text{ kN}$$

Dicoba gunakan sengkang 2P8 ($A_v = 100,531 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s}$$

$$s = \frac{100,531 \times 240 \times 245,5}{36,967 \times 10^3} = 160,231 \text{ mm}$$

Sesuai pasal 21.3.4.2 SNI 2847:2013, spasi sengkang pada kedua ujung tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

$$s = \frac{d}{4} = \frac{245,5}{4} = 61,375 \text{ mm}$$

$$s = 8 \cdot D_{longitudinal} = 8 \cdot 13 = 104 \text{ mm}$$

$$s = 24 \cdot P8 = 24 \cdot 8 = 192 \text{ mm}$$

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

Digunakan sengkang 2P8-50

Sedangkan untuk daerah di luar sendi plastis tidak boleh melebihi

$$s = \frac{d}{2} = \frac{245,5}{2} = 122,75 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang 2P8-100

Tipe	Balok Bordes 200 x 300	
	Tumpuan	Lapangan
Potongan		
Tulangan Atas	2D13	2D13
Tulangan Bawah	2D13	2D13
Sengkang	2P8-50	2P8-100

Gambar 4.10 Potongan Penulangan Balok Bordes

4.4 Analisis Gempa

4.4.1 Menentukan Kelas Situs (*Site Class*)

Kelas situs bangunan ditentukan menggunakan data hasil penyelidikan tanah sesuai dengan ketentuan dalam tabel 3 SNI 1726:2012. Data tanah yang digunakan diperoleh dari lokasi yang berdekatan dengan lokasi gedung yang dirancang yaitu di daerah Dagen. Tabel 4.2 memperlihatkan hasil perhitungan nilai N-SPT untuk menentukan kelas situs gempa.

Tabel 4.2 Perhitungan Nilai N-SPT

Kedalaman	Tebal (d)	N-SPT	$N' = d/N-SPT$	$\Sigma N'$	$N_{rerata} = \Sigma d / \Sigma N'$
0,00 s/d 2,00	2	8	0,25		
2,00 s/d 4,00	2	21	0,095238		
4,00 s/d 6,00	2	38	0,052632		
6,00 s/d 8,00	2	43	0,046512		
8,00 s/d 10,00	2	16	0,125		
10,00 s/d 12,00	2	16	0,125		
12,00 s/d 14,00	2	21	0,095238		
14,00 s/d 16,00	2	25	0,08	1,253064	23,94131
16,00 s/d 18,00	2	22	0,090909		
18,00 s/d 20,00	2	25	0,08		
20,00 s/d 22,00	2	27	0,074074		
22,00 s/d 24,00	2	52	0,038462		
24,00 s/d 26,00	2	60	0,033333		
26,00 s/d 28,00	2	60	0,033333		
28,00 s/d 30,00	2	60	0,033333		

Dari hasil perhitungan diperoleh nilai $N_{rerata} = 23,94131$. Sesuai tabel 3 SNI 1726:2013 jenis tanah yang ada di lokasi adalah tanah sedang.

4.4.2 Menentukan S_{DS} dan S_{DI}

Nilai S_{DS} dan S_{DI} dapat ditentukan dengan bantuan Aplikasi Desain Spektra Indonesia. Gedung yang dirancang berlokasi di Kota Yogyakarta dengan jenis tanah sedang. Dari Aplikasi Desain Spektra Indonesia diperoleh nilai $S_{DS} = 0,820$ dan $S_{DI} = 0,461$.

4.4.3 Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan

Gedung yang dirancang dipergunakan untuk hotel, sehingga menurut tabel 3.1 termasuk dalam Kategori Resiko II dengan Faktor Keutamaan $I_e = 1,0$

4.4.4 Kategori Desain Seismik (KDS)

KDS ditentukan dengan nilai S_{DS} dan S_{DI} serta Kategori Resiko. Penentuan KDS adalah sebagai berikut:

1. Menurut tabel 3.2, dengan nilai parameter percepatan respons spektral pada periode pendek $S_{DS} = 0,820$ dan Kategori Resiko II diperoleh KDS D.
2. Menurut tabel 3.3, dengan nilai parameter percepatan respons spektral pada periode 1 detik $S_{DI} = 0,461$ dan Kategori Resiko II diperoleh KDS D.
3. Dari kedua poin di atas, diambil KDS yang memberikan pengaruh paling buruk untuk struktur.

. Digunakan KDS D dalam perancangan.

4.4.5 Kombinasi Sistem Perangkai

Sistem penahan beban lateral yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan KDS D. Maka menurut tabel 9 SNI 1726:2012 didapat nilai:

$$R = 8$$

$$\Omega_o = 3$$

$$C_d = 5,5$$

4.4.6 Desain Respon Spektra

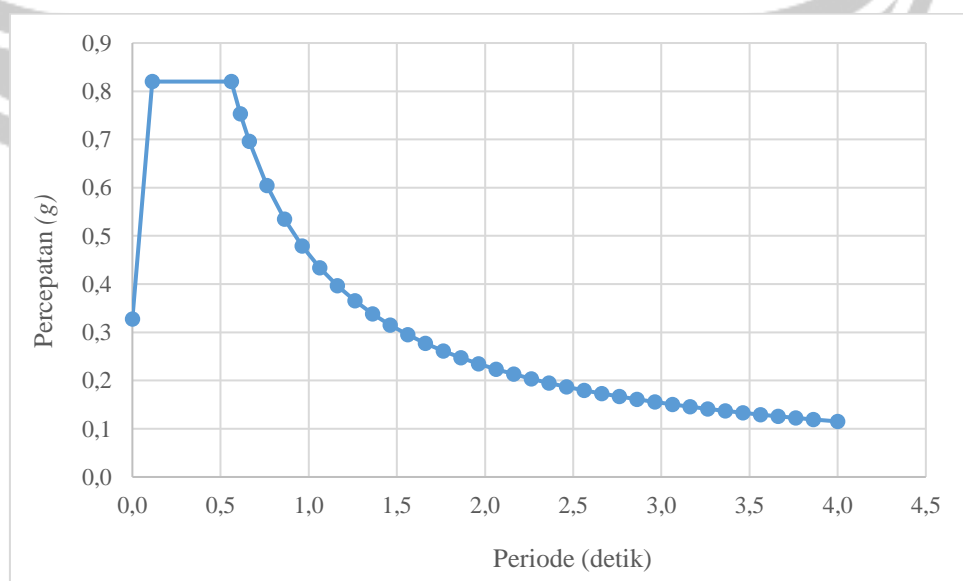
Desain Respon Spektra diperoleh dengan bantuan Aplikasi Desain Spektra Indonesia dengan lokasi bangunan di Kota Yogyakarta dengan jenis tanah sedang. Dari hasil hitungan sesuai dengan SNI 1726:2012, respon percepatan dapat dilihat pada Tabel 4.3 dan Gambar 4.11.

Tabel 4.3 Spektrum Respons Desain

No.	T (detik)	SA (g)
1	0,000	0,328
2	0,112	0,820
3	0,562	0,820
4	0,612	0,753
5	0,662	0,696
6	0,762	0,605
7	0,862	0,535
8	0,962	0,479
9	1,062	0,434
10	1,162	0,397
11	1,262	0,365
12	1,362	0,338
13	1,462	0,315
14	1,562	0,295
15	1,662	0,277
16	1,762	0,262
17	1,862	0,248
18	1,962	0,235
19	2,062	0,224
20	2,162	0,213
21	2,262	0,204
22	2,362	0,195

Tabel 4.3 Spektrum Respons Desain (Lanjutan)

No.	T	SA
23	2,462	0,187
24	2,562	0,180
25	2,662	0,173
26	2,762	0,167
27	2,862	0,161
28	2,962	0,156
29	3,062	0,151
30	3,162	0,146
31	3,262	0,141
32	3,362	0,137
33	3,462	0,133
34	3,562	0,129
35	3,662	0,126
36	3,762	0,123
37	3,862	0,119
38	4,000	0,115



Gambar 4.11 Grafik Respon Spektrum

4.4.7 Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental struktur yang didapat dari perhitungan ETABS (T_{comp}) tidak boleh melebihi hasil koefisien batasan atas pada periode yang dihitung dan periode fundamental pendekatan (T_a).

$$\begin{aligned}
 h &= 24,4 \text{ m} \\
 C_t &= 0,0466 \\
 x &= 0,9 \\
 C_u &= 1,4 \\
 T_a &= C_t \cdot h^x \\
 &= 0,0466 \cdot 24,4^{0,9} \\
 &= 0,8261 \text{ s} \\
 T_x &= 1,1115 \text{ s} \\
 T_y &= 0,8854 \text{ s} \\
 C_u \cdot T_a &= 1,4 \cdot 0,8261 \\
 &= 1,1565 \text{ s}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut, digunakan waktu getar struktur pada arah-x $T_x = 1,1115$ s. Sedangkan untuk arah-y, digunakan waktu getar struktur $T_y = 0,8854$ s.

4.4.8 Koefisien Respon Seismik

Nilai koefisien respon seismik :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} = \frac{0,820}{\frac{8}{1}} = 0,1025$$

Nilai koefisien respon seismik tidak perlu melebihi:

$$C_{sx} = \frac{S_{DS}}{T_x \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,820}{1,1115 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0922$$

$$C_{sy} = \frac{S_{DS}}{T_y \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,820}{0,8854 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,1157$$

Tetapi tidak boleh kurang dari:

$$C_{s,\min} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e$$

$$C_{s,\min} = 0,044 \cdot 0,82 \cdot 1$$

$$C_{s,\min} = 0,0361 > 0,01$$

Maka nilai koefisien yang digunakan $C_{sx} = 0,0922$ untuk arah-x dan

$C_{sy} = 0,1025$ untuk arah-y.

4.4.9 Base Shear Gempa

Base shear gempa statik dapat dihitung menurut persamaan (3-19), dimana berat efektif struktur (W) diperoleh dari analisis ETABS dan nilai C_{sx} dan C_{sy} sebagaimana telah dihitung sebelumnya.

$$W = 31457,636 \text{ kN}$$

$$C_{sx} = 0,0922$$

$$C_{sy} = 0,1025$$

$$V_x = C_{sx} \cdot W$$

$$= 0,0922 \cdot 31457,636$$

$$= 2900,394 \text{ kN}$$

$$V_y = C_{sy} \cdot W$$

$$= 0,1025 \cdot 31457,636$$

$$= 3224,408 \text{ kN}$$

Menurut pasal 7.9.4.1 SNI 1726:2012, jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus

dikalikan dengan $0,85 \frac{V}{V_t}$.

Tabel 4.4 Perbandingan *Base Shear*

Beban Gempa		V_x (kN)	V_y (kN)	85% V_x (kN)	85% V_y (kN)
Statik	EX	2900,394	0	2465,335	0
	EY	0	3224,408	0	2740,746
Dinamik	RSPX	1923,93	832,23		
	RSPY	832,23	2464,09		

Dari perbandingan diatas, gaya geser baik arah-x maupun arah-y belum memenuhi persyaratan sehingga harus dikalikan dengan faktor skala

$$0,85 \frac{V}{V_t}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala arah-x} &= 0,85 \frac{2900,394}{1923,93} \\ &= 1,281 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala arah-y} &= 0,85 \frac{3224,408}{2464,09} \\ &= 1,112 \end{aligned}$$

Tabel 4.5 Perbandingan *Base Shear* Setelah Koreksi

Beban Gempa		V_x (kN)	V_y (kN)	85% V_x (kN)	85% V_y (kN)
Statik	EX	2900,394	0	2465,335	0
	EY	0	3224,408	0	2740,746
Dinamik	RSPX	2465,335	1066,424		
	RSPY	925,669	2740,746		

Berdasarkan hasil gaya geser dasar koreksi diatas, nilai gaya gempa dinamik sudah memenuhi persyaratan.

4.4.10 Partisipasi Massa

Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1). Dari hasil pemodelan partisipasi massa sebesar 90% telah terpenuhi pada mode ke-6. Rekapitulasi partisipasi massa disajikan dalam tabel 4.6.

Tabel 4.6 Partisipasi Massa

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	1,1115	63,4640	2,1347
2	0,8854	75,2747	52,6486
3	0,7871	81,2118	81,8333
4	0,3398	87,4766	82,1682
5	0,2584	90,0450	89,8250
6	0,2215	92,3791	93,2153
7	0,1840	94,1229	93,3773
8	0,1277	94,8864	95,8831
9	0,1191	95,6844	95,9284
10	0,1049	96,8090	96,5487

4.4.11 Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi Δ_a / ρ untuk sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen pada struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, dan F. (SNI 1726:2012 pasal 7.12.1.1). Nilai $\Delta_a = 0,02 h_{sx}$, diambil sesuai tabel 16 SNI 1726:2012 dengan kategori resiko II. Sedangkan nilai ρ diambil sebesar 1,3 sesuai dengan pasal 7.3.4.2 SNI 1726:2012. Hitungan simpangan antar lantai dapat dilihat pada tabel 4.7 untuk arah-x dan tabel 4.8 untuk arah-y.

Tabel 4.7 Simpangan arah-x

Lantai	h_{sx} (m)	δ_{ex} (mm)	$\Delta(\delta_{ex})$ (mm)	Δ_e (mm)	Δ_a / ρ (mm)
TOP	2,9	43,4967	3,2009	17,6050	44,6154
L6	2,9	40,2958	4,0170	22,0935	44,6154
L5	2,9	36,2788	5,1824	28,5032	44,6154
L4	2,9	31,0964	5,9810	32,8955	44,6154
L3	2,9	25,1154	6,5006	35,7533	44,6154
L2	2,9	18,6148	6,6724	36,6982	44,6154
L1	3,5	11,9424	7,7270	42,4985	53,8462
DASAR	3,5	4,2154	4,2154	23,1847	53,8462

Tabel 4.8 Simpangan arah-y

Lantai	h_{sx} (m)	δ_{ex} (mm)	$\Delta(\delta_{ex})$ (mm)	Δ_e (mm)	Δ_a / ρ (mm)
TOP	2,9	31,8686	2,4153	13,2842	44,6154
L6	2,9	29,4533	3,1974	17,5857	44,6154
L5	2,9	26,2559	3,7707	20,7389	44,6154
L4	2,9	22,4852	4,3273	23,8002	44,6154
L3	2,9	18,1579	4,6947	25,8209	44,6154
L2	2,9	13,4632	4,7985	26,3918	44,6154
L1	3,5	8,6647	5,3882	29,6351	53,8462
DASAR	3,5	3,2765	3,2765	18,0208	53,8462

Dari hasil perhitungan dan ketentuan yang telah disebutkan, simpangan antar lantai telah memenuhi syarat untuk arah-x dan arah-y.

4.4.12 Berat Efektif Bangunan

Berat efektif bangunan diperoleh dari hasil analisis ETABS ditampilkan dalam tabel 4.9.

Tabel 4.9 Berat Struktur

Lantai	Berat Struktur (kN)	Kumulatif (kN)
TOP	4163,398	4163,398
L6	3948,549	8111,947
L5	3933,947	12045,894
L4	3933,947	15979,841
L3	3933,947	19913,788
L2	3933,947	23847,735
L1	4077,011	27924,746
DASAR	3532,89	31457,636

4.4.13 Pengaruh P-Delta

Disebutkan dalam pasal 7.8.7 SNI 1726:2012 bahwa pengaruh P-delta tidak disyaratkan untuk diperhitungkan jika koefisien stabilitas (θ) sama dengan atau kurang dari 0,10. Tabel 4.10 dan 4.11 memperlihatkan hitungan koefisien stabilitas pada masing-masing arah.

Tabel 4.10 Koefisien Stabilitas arah-x

Lantai	P_x (kN)	h_{sx} (m)	Δ_e (mm)	V_x (kN)	θ	θ_{maks}
TOP	4163,3980	2,9	17,6050	623,3300	0,0074	0,0909
L6	8111,9470	2,9	22,0935	1124,4653	0,0100	0,0909
L5	12045,8940	2,9	28,5032	1537,6848	0,0140	0,0909
L4	15979,8410	2,9	32,8955	1868,8620	0,0176	0,0909
L3	19913,7880	2,9	35,7533	2122,5230	0,0210	0,0909
L2	23847,7350	2,9	36,6982	2303,8928	0,0238	0,0909
L1	27924,7460	3,5	42,4985	2423,4332	0,0254	0,0909
DASAR	31457,6360	3,5	23,1847	2465,3350	0,0154	0,0909

Tabel 4.11 Koefisien Stabilitas arah-y

Lantai	P_y (kN)	h_{sx} (m)	Δ_e (mm)	V_y (kN)	θ	θ_{maks}
TOP	4163,3980	2,9	13,2842	664,8904	0,0052	0,0909
L6	8111,9470	2,9	17,5857	1207,1400	0,0074	0,0909
L5	12045,8940	2,9	20,7389	1661,6452	0,0094	0,0909
L4	15979,8410	2,9	23,8002	2032,9584	0,0117	0,0909
L3	19913,7880	2,9	25,8209	2324,0033	0,0139	0,0909
L2	23847,7350	2,9	26,3918	2538,2356	0,0155	0,0909
L1	27924,7460	3,5	29,6351	2685,0784	0,0160	0,0909
DASAR	31457,6360	3,5	18,0208	2740,7460	0,0107	0,0909

Dari hasil perhitungan diatas, dapat diambil kesimpulan jika pengaruh P-delta dapat diabaikan ($\theta < \theta_{maks}$).

4.5 Perencanaan Balok

Dalam laporan Tugas Akhir ini, akan dipaparkan hasil perhitungan balok sebanyak satu buah (B29 400x750) di lantai 3, mengingat perhitungan yang cukup panjang. Material yang digunakan pada perhitungan balok adalah sebagai berikut:

Mutu beton (f'_c)	: 25 MPa
β_1	: 0,85
Mutu tulangan <i>deform</i> (f_y)	: 400 MPa
Diameter tulangan <i>deform</i>	: 25 mm
Mutu tulangan polos (f_{ys})	: 240 MPa
Diameter tulangan polos	: 10 mm

Berikut adalah konfigurasi balok B29 400x750 di lantai 3

Bentang total (l)	: 8,0 meter
Bentang bersih (l_n)	: 7,3 meter

Lebar balok (b)	: 400 mm
Tinggi balok (h)	: 750 mm
Selimit beton	: 40 mm

4.5.1 Tulangan Longitudinal

Dari hasil analisis *ETABS* didapat gaya geser dan momen seperti pada tabel 4.12 berikut.

Tabel 4.12 Gaya Geser dan Momen Balok B29 400x750 Lantai 3

Posisi	Momen	V_u (kN)	M_u (kNm)
Tumpuan	Negatif	397,08	-762,808
	Positif		252,935
Lapangan	Negatif		-157,229
	Positif		378,85

Perhitungan Rasio Penulangan (SNI 2847:2013 Lampiran B10.3)

$$d = 750 - 40 - 10 - 0,5 \cdot 25$$

$$d = 687,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.1)}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad \text{atau} \quad \rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0,0035 \quad \text{atau} \quad \rho_{\min} = 0,003125$$

Digunakan $\rho_{\min} = 0,0035$

Tulangan Negatif Tumpuan ($\phi = 0,9$; diasumsikan terkendali tarik)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{762,808 \times 10^6}{0,9 \cdot 400 \cdot 687,5^2}$$

$$R_n = 4,483$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 25}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 4,483}{0,85 \cdot 25}} \right)$$

$$\rho = 0,0127 ; \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \text{ (ok!)}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0127 \cdot 400 \cdot 687,5$$

$$A_s = 3492,5 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{3492,5}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2}$$

$$n = 7,115 \approx 8 \text{ buah } (A_s = 3926,991 \text{ mm}^2)$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 7.6.1 jarak bersih antar tulangan sejajar harus lebih besar dari 25 mm.

$$x = \frac{400 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 8 \cdot 25}{8 - 1}$$

$$x = 14,286 \text{ mm}$$

Jarak bersih tidak memenuhi syarat, maka konfigurasi tulangan tarik tumpuan disusun menjadi 2 lapis (4+4).

Cek momen nominal balok

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{3926,991 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 400} ; a = 184,8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{184,8}{0,85} ; c = 217,412 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003$$

$$\varepsilon_t = \frac{687,5 - 217,412}{217,412} 0,003 ; \varepsilon_t = 0,0065$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$ sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 10.3.4.

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

$$M_n = 3926,991 \cdot 400 \cdot \left(687,5 - \frac{184,8}{2} \right)$$

$$M_n = 934,781 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 934,781$$

$$\phi M_n = 841,303 \text{ kNm} > M_u \text{ (tulangan yang dirancang aman)}$$

Tulangan Positif Tumpuan ($\phi = 0,9$; diasumsikan terkendali tarik)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2, bahwa kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka *joint* tersebut, sehingga dapat dihitung:

$$M_u^+ = 0,5 M_u^-$$

$$M_u^+ = 381,404 \text{ kNm}$$

Berdasarkan analisis *ETABS*, $M_{u-tump}^+ = 252,935 \text{ kNm}$

Digunakan $M_u^+ = 381,404 \text{ kNm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{381,404 \times 10^6}{0,9 \cdot 400 \cdot 687,5^2}$$

$$R_n = 2,242$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 25}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,242}{0,85 \cdot 25}} \right)$$

$$\rho = 0,0059 ; \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \text{ (ok!)}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0059 \cdot 400 \cdot 687,5$$

$$A_s = 1622,5 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1622,5}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2}$$

$$n = 3,305 \approx 4 \text{ buah } (A_s = 1963,495 \text{ mm}^2)$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 7.6.1 jarak bersih antar tulangan sejajar harus lebih besar dari 25 mm.

$$x = \frac{400 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 4 \cdot 25}{4 - 1}$$

$$x = 66,67 \text{ mm}; \text{ jarak bersih memenuhi syarat.}$$

Cek momen nominal balok

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{1963,495 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 400}; \quad a = 92,4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{92,4}{0,85}; \quad c = 108,706 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003$$

$$\varepsilon_t = \frac{687,5 - 108,706}{108,706} 0,003 ; \varepsilon_t = 0,016$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$ sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 10.3.4.

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

$$M_n = 1963,495 \cdot 400 \cdot \left(687,5 - \frac{92,4}{2} \right)$$

$$M_n = 503,676 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 503,676$$

$$\phi M_n = 453,308 \text{ kNm} > M_u \text{ (tulangan yang dirancang aman)}$$

Tulangan Positif dan Negatif Lapangan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2, bahwa kekuatan momen negatif atau positif yang disediakan pada sebarang penampang sepanjang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari joint tersebut, sehingga dapat dihitung:

$$M_{u-lap}^- = 0,25 M_u^-$$

$$M_{u-lap}^- = 190,702 \text{ kNm}$$

Berdasarkan analisis *ETABS*

- $M_{u-lap}^- = 157,229 \text{ kNm}$
- $M_{u-lap}^+ = 378,85 \text{ kNm}$

Digunakan $M_u^+ = 378,85 \text{ kNm}$

$\phi = 0,9$ (diasumsikan terkendali tarik)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{378,85 \times 10^6}{0,9 \cdot 400 \cdot 687,5^2}$$

$$R_n = 2,226$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 25}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,226}{0,85 \cdot 25}} \right)$$

$$\rho = 0,0059; \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \text{ (ok!)}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0059 \cdot 400 \cdot 687,5$$

$$A_s = 1622,5 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1622,5}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2}$$

$$n = 3,305 \approx 4 \text{ buah } (A_v = 1963,495 \text{ mm}^2)$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 7.6.1 jarak bersih antar tulangan sejajar harus lebih besar dari 25 mm.

$$x = \frac{400 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 4 \cdot 25}{4 - 1}$$

$$x = 66,67 \text{ mm}; \text{ jarak bersih memenuhi syarat.}$$

Cek momen nominal balok

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{1963,495 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 400}; \quad a = 92,4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{92,4}{0,85}; c = 108,706 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003$$

$$\varepsilon_t = \frac{687,5 - 108,706}{108,706} 0,003; \varepsilon_t = 0,016$$

Karena $\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang plat merupakan terkendali tarik dengan $\phi = 0,9$ sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 10.3.4.

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

$$M_n = 1963,495.400 \cdot \left(687,5 - \frac{92,4}{2} \right)$$

$$M_n = 503,676 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 503,676$$

$$\phi M_n = 453,308 \text{ kNm} > M_u \text{ (tulangan yang dirancang aman)}$$

4.5.2 Tulangan Transversal

SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4 menyebutkan, bahwa geser rencana akibat beban gempa harus ditentukan dengan mengasumsikan tegangan tarik tulangan longitudinal pada ujung-ujung balok memiliki tegangan lentur minimal sebesar $1,25 f_y$ dan faktor reduksi sebesar 1.

Perhitungan Kapasitas Momen dan Gaya Geser Akibat Gempa

$$a_{pr}^- = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$a_{pr}^- = \frac{1,25 \cdot 3926,991 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 400}$$

$$a_{pr}^- = 230,999 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 1,25 \cdot 3926,991 \cdot 400 \cdot \left(687,5 - \frac{230,999}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 1122,12 \text{ kNm}$$

$$a_{pr}^+ = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$a_{pr}^+ = \frac{1,25 \cdot 1963,495 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 400}$$

$$a_{pr}^+ = 115,5 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 1,25 \cdot 1963,495 \cdot 400 \cdot \left(687,5 - \frac{115,5}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 618,255 \text{ kNm}$$

$$V_E = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n}$$

$$V_E = \frac{1122,12 + 618,255}{7,3}$$

$$V_E = 238,544 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser Akibat Gravitasi

Gaya geser akibat gravitasi dihitung dari hasil analisis ETABS pada beban mati dan hidup dengan kombinasi $1,2DL + 1,2SD + 1,0L$. Tapi sebelumnya balok pada ETABS telah di-*release* pada momen 2-2 dan 3-3. Ini dilakukan agar tumpuan balok dianggap menjadi sendi plastis. Dari hasil analisis ETABS didapat besarnya gaya geser seperti berikut:

$$V_{DL} = 95,92 \text{ kN}$$

$$V_{SD} = 93,15 \text{ kN}$$

$$V_{LL} = 33,65 \text{ kN}$$

$$V_g = 1,2.(V_{DL} + V_{SD}) + 1,0.V_{LL}$$

$$V_g = 1,2.95,92 + 1,2.93,15 + 1,0.33,65$$

$$V_g = 260,534 \text{ kN}$$

Perhitungan Gaya Geser Rencana

$$V_e = V_E \pm V_g$$

$$V_e = 238,544 \pm 260,534$$

$$V_{e1} = 499,08 \text{ kN} ; V_{e2} = -21,99 \text{ kN}$$

Karena $V_{e1} > V_{ETABS}$, maka nilai $V_{e1} = 499,08 \text{ kN}$ digunakan sebagai V_u .

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4.2, nilai V_c harus diabaikan apabila persyaratan berikut terpenuhi:

- $V_E > 0,5.V_u$
 $0,5.V_u = 249,54$; $V_E < 0,5.V_u$ (tidak terpenuhi)

- $P_u < \frac{A_g \cdot f'_c}{20}$
 $P_u = 0$; $\frac{A_g \cdot f'_c}{20} = 375 \text{ kN}$

$$P_u < \frac{A_g \cdot f'_c}{20} \quad (\text{terpenuhi})$$

Maka $V_c \neq 0$ dan ikut diperhitungkan dalam menentukan kebutuhan sengkang.

Penulangan gaya geser tumpuan

$$V_u = 499,08 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{25} \cdot 400 \cdot 687,5$$

$$V_c = 233,75 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{499,08}{0,75} - 233,75$$

$$V_s = 431,69 \text{ kN}$$

Kuat geser yang disediakan sengkang tidak perlu melebihi :

$$V_{s-maks} = 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_{s-maks} = 0,66 \cdot \sqrt{25} \cdot 400 \cdot 687,5$$

$$V_{s-maks} = 907,5 \text{ kN}$$

Dicoba gunakan sengkang 4P10 ($A_v = 314,159 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s}$$

$$s = \frac{314,159 \cdot 240 \cdot 687,5}{431,69 \times 10^3}$$

$$s = 120,077 \text{ mm}$$

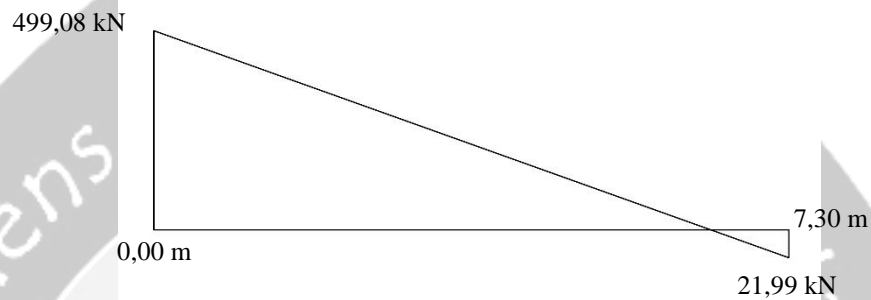
SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.2 menyebutkan bahwa spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi 3 persyaratan berikut, diambil yang terkecil:

- $\frac{d}{4} = 171,875 \text{ mm}$
- $6 \cdot D_{longitudinal} = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Digunakan 4P10-100

Penulangan gaya geser lapangan

Gaya geser rencana untuk lapangan diambil pada daerah ujung sendi plastis sejarak $2h$ (1,5 meter) dari tumpuan. Sehingga dilakukan interpolasi untuk memperoleh gaya geser rencana.



Gambar 4.12 SFD Balok B29

$$V_e = \frac{(499,08 + 21,99)(7300 - 1500)}{7300} - 21,99$$

$$V_e = 392,011 \text{ kN}$$

$$V_{ETABS} = 344,61 \text{ kN}$$

Maka digunakan $V_{desain} = 392,011 \text{ kN}$ untuk perencanaan geser lapangan

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{25} \cdot 400 \cdot 687,5$$

$$V_c = 233,75 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{392,011}{0,75} - 233,75$$

$$V_s = 288,931 \text{ kN}$$

Kuat geser yang disediakan sengkang tidak perlu melebihi :

$$V_{s-maks} = 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_{s-maks} = 0,66 \cdot \sqrt{25} \cdot 400 \cdot 687,5$$

$$V_{s-maks} = 907,5 \text{ kN}$$

Dicoba gunakan sengkang 4P10 ($A_v = 314,159 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s}$$

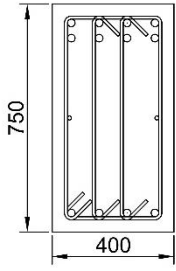
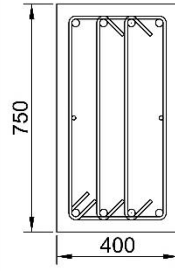
$$s = \frac{314,159 \cdot 240 \cdot 687,5}{288,931 \times 10^3}$$

$$s = 179,407 \text{ mm}$$

Berdasarkan Pasal 21.3.4.3 SNI 2847:2013 diluar sendi plastis spasi tidak boleh melebihi:

- $\frac{d}{2} = 343,75 \text{ mm}$

Digunakan 4P10-150

Tipe	Balok B29 400x700	
	Tumpuan	Lapangan
Potongan		
Tulangan Atas	8D25	4D25
Tulangan Samping	2D13	2D13
Tulangan Bawah	4D25	4D25
Sengkang	4P10-100	4P10-150

Gambar 4.13 Potongan Penulangan Balok B29 400x750 Lantai 3

4.6 Perencanaan Kolom

Dalam laporan Tugas Akhir ini, akan dipaparkan hasil perhitungan kolom sebanyak satu buah (C9 700x700) di lantai 3, mengingat perhitungan yang cukup panjang. Kolom yang dirancang merupakan kolom interior. Material yang digunakan pada perhitungan balok adalah sebagai berikut:

Mutu beton (f'_c) : 25 MPa

β_1 : 0,85

Mutu tulangan *deform* (f_y) : 400 MPa

Tulangan *deform* longitudinal : 25 mm

Tulangan *deform* geser : 10 mm

Berikut adalah konfigurasi kolom C9 700x700 di lantai 3

Panjang kolom (l) : 2,9 meter

Panjang bersih kolom (l_n) : 2,15 meter

Lebar kolom (b) : 700 mm

Tinggi kolom (h) : 700 mm

Selimut beton : 40 mm

4.6.1 Pemeriksaan Kelangsingan Kolom

Pemeriksaan Tipe Portal

Arah-x

$$P = 4475,79 \text{ kN}$$

$$V = 2122,523 \text{ kN}$$

$$\Delta = 35,7533 \text{ mm}$$

$$Q = \frac{\Sigma P_u \cdot \Delta_e}{V_u \cdot l}$$

$$Q = \frac{4475,79 \cdot 35,7533}{2122,523 \cdot 2900}$$

$$Q = 0,026 \leq 0,05 \quad (\text{struktur tidak bergoyang})$$

Arah-y

$$P = 4475,79 \text{ kN}$$

$$V = 2324,0033 \text{ kN}$$

$$l = 25,8209 \text{ mm}$$

$$Q = \frac{\Sigma P_u \cdot \Delta_e}{V_u \cdot l}$$

$$Q = \frac{4475,79 \cdot 25,8209}{2324,0033 \cdot 2900}$$

$$Q = 0,017 \leq 0,05 \quad (\text{struktur tidak bergoyang})$$

Pemeriksaan Kelangsingan Kolom arah-x

Kekangan Atas

- Kolom Tinjau

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

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

$$I_{k-tinjau} = 0,7 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$= 0,7 \cdot \frac{700 \cdot 700^3}{12}$$

$$= 1,401 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI_{k-tinjau} = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{k-tinjau}$$

$$= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 1,401 \times 10^{10}$$

$$= 3,292 \times 10^{14}$$

- Kolom Atas

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

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

$$\begin{aligned}
 I_{k-atas} &= 0,7 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\
 &= 0,7 \cdot \frac{700 \cdot 700^3}{12} \\
 &= 1,401 \times 10^{10} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EI_{k-atas} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{k-atas} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 1,401 \times 10^{10} \\
 &= 3,292 \times 10^{14}
 \end{aligned}$$

- Balok Atas Kolom Tinjau

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

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

$$\begin{aligned}
 I_{b-atas} &= 0,35 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\
 &= 0,35 \cdot \frac{400 \cdot 700^3}{12} \\
 &= 4,002 \times 10^9 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EI_{b-atas} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{b-atas} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 4,002 \times 10^9 \\
 &= 9,404 \times 10^{13}
 \end{aligned}$$

Faktor Kekangan Atas Kolom

$$\begin{aligned}
 \psi_{atas} &= \frac{\frac{EI_{k-tinjau}}{l_{k-tinjau}} + \frac{EI_{k-atas}}{l_{k-atas}}}{\frac{EI_{b-atas}}{l_{b-atas}} + \frac{EI_{b-atas}}{l_{b-atas}}} \\
 \psi_{atas} &= \frac{\frac{3,292 \times 10^{14}}{2900} + \frac{3,292 \times 10^{14}}{2900}}{\frac{9,404 \times 10^{13}}{7500} + \frac{9,404 \times 10^{13}}{7125}} ; \psi_{atas} = 8,821
 \end{aligned}$$

Kekangan Bawah

- Kolom Tinjau

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

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

$$\begin{aligned} I_{k-tinjau} &= 0,7 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\ &= 0,7 \cdot \frac{700 \cdot 700^3}{12} \\ &= 1,401 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_{k-tinjau} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{k-tinjau} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 1,401 \times 10^{10} \\ &= 3,292 \times 10^{14} \end{aligned}$$

- Kolom Bawah

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

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

$$\begin{aligned} I_{k-bawah} &= 0,7 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\ &= 0,7 \cdot \frac{700 \cdot 700^3}{12} \\ &= 1,401 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_{k-bawah} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{k-bawah} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 1,401 \times 10^{10} \\ &= 3,292 \times 10^{14} \end{aligned}$$

- Balok Bawah Kolom Tinjau

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

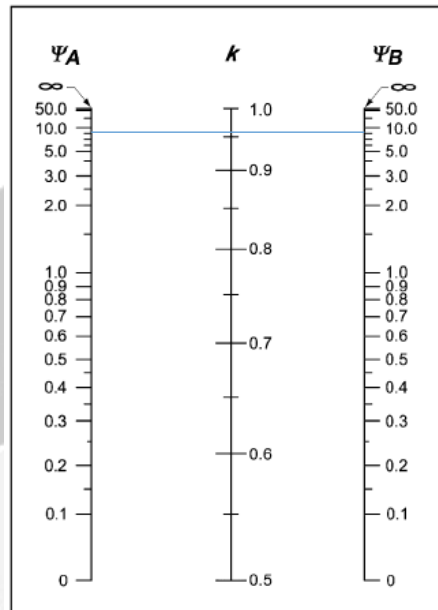
$$h = 700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 I_{b-bawah} &= 0,35 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\
 &= 0,35 \cdot \frac{400 \cdot 700^3}{12} \\
 &= 4,002 \times 10^9 \text{ mm}^4 \\
 EI_{b-bawah} &= 4700 \cdot \sqrt{f_c} \cdot I_{b-bawah} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 4,002 \times 10^9 \\
 &= 9,404 \times 10^{13}
 \end{aligned}$$

Faktor Kekangan Bawah Kolom

$$\begin{aligned}
 \psi_{bawah} &= \frac{\frac{EI_{k-tinjau}}{l_{k-tinjau}} + \frac{EI_{k-bawah}}{l_{k-bawah}}}{\frac{EI_{b-bawah}}{l_{b-bawah}} + \frac{EI_{b-bawah}}{l_{b-bawah}}} \\
 \psi_{bawah} &= \frac{\frac{3,292 \times 10^{14}}{2900} + \frac{3,292 \times 10^{14}}{2900}}{\frac{9,404 \times 10^{13}}{7500} + \frac{9,404 \times 10^{13}}{7125}} ; \psi_{bawah} = 8,821
 \end{aligned}$$

Setelah nilai faktor kekangan diperoleh, nilai tersebut diplot ke grafik faktor k (SNI 2847:2013 pasal 10.10.7.2). Hasil *plotting* dapat dilihat pada Gambar 4.14.



Gambar 4.14 Faktor Panjang Efektif (SNI 2847:2013, pp. 83)

Dari *plotting* didapat nilai $k = 0,96$, selanjutnya dilakukan analisis sesuai pasal 10.10.1 SNI 2847:2013 dimana kolom yang ditinjau merupakan komponen struktur tekan yang tidak di-breising.

$$\frac{kJ_n}{r} \leq 22$$

Dengan r diambil sebesar 0,3 dari dimensi arah tinjauan stabilitas (SNI 2748:2013 pasal 10.10.1.2).

$$\frac{0,96 \cdot 2150}{0,3 \cdot 700} \leq 22$$

$$9,828 \leq 22 \quad (\text{kelangsingan kolom diabaikan})$$

Pemeriksaan Kelangsingan Kolom arah-y

Kekangan Atas

- Kolom Tinjau

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

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

$$\begin{aligned}
 I_{k-tinjau} &= 0,7 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\
 &= 0,7 \cdot \frac{700 \cdot 700^3}{12} \\
 &= 1,401 \times 10^{10} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EI_{k-tinjau} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{k-tinjau} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 1,401 \times 10^{10} \\
 &= 3,292 \times 10^{14}
 \end{aligned}$$

- Kolom Atas

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

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

$$\begin{aligned}
 I_{k-atas} &= 0,7 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\
 &= 0,7 \cdot \frac{700 \cdot 700^3}{12} \\
 &= 1,401 \times 10^{10} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EI_{k-atas} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{k-atas} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 1,401 \times 10^{10} \\
 &= 3,292 \times 10^{14}
 \end{aligned}$$

- Balok Atas Kolom Tinjau

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

$$h = 750 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 I_{b-atas} &= 0,35 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\
 &= 0,35 \cdot \frac{400 \cdot 750^3}{12}
 \end{aligned}$$

$$= 4,922 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} EI_{b-atas} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{b-atas} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 4,922 \times 10^9 \\ &= 1,157 \times 10^{14} \end{aligned}$$

- Balok Atas Kolom Tinjau

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

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

$$\begin{aligned} I_{b-atas} &= 0,35 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\ &= 0,35 \cdot \frac{400 \cdot 700^3}{12} \\ &= 4,002 \times 10^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_{b-atas} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{b-atas} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 4,002 \times 10^9 \\ &= 9,404 \times 10^{13} \end{aligned}$$

Faktor Kekangan Atas Kolom

$$\begin{aligned} \psi_{atas} &= \frac{\frac{EI_{k-tinjau}}{l_{k-tinjau}} + \frac{EI_{k-atas}}{l_{k-atas}}}{\frac{EI_{b-atas}}{l_{b-atas}} + \frac{EI_{b-atas}}{l_{b-atas}}} \\ \psi_{atas} &= \frac{\frac{3,292 \times 10^{14}}{2900} + \frac{3,292 \times 10^{14}}{2900}}{\frac{1,157 \times 10^{14}}{8000} + \frac{9,404 \times 10^{13}}{7700}} ; \psi_{atas} = 8,511 \end{aligned}$$

Kekangan Bawah

- Kolom Tinjau

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

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

$$\begin{aligned} I_{k-tinjau} &= 0,7 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\ &= 0,7 \cdot \frac{700 \cdot 700^3}{12} \\ &= 1,401 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_{k-tinjau} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{k-tinjau} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 1,401 \times 10^{10} \\ &= 3,292 \times 10^{14} \end{aligned}$$

- Kolom Bawah

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

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

$$\begin{aligned} I_{k-bawah} &= 0,7 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\ &= 0,7 \cdot \frac{700 \cdot 700^3}{12} \\ &= 1,401 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_{k-bawah} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{k-bawah} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 1,401 \times 10^{10} \\ &= 3,292 \times 10^{14} \end{aligned}$$

- Balok Bawah Kolom Tinjau

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

$$h = 750 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 I_{b-bawah} &= 0,35 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\
 &= 0,35 \cdot \frac{400 \cdot 750^3}{12} \\
 &= 4,922 \times 10^9 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EI_{b-bawah} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{b-bawah} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 4,002 \times 10^9 \\
 &= 1,157 \times 10^{14}
 \end{aligned}$$

- Balok Bawah Kolom Tinjau

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

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

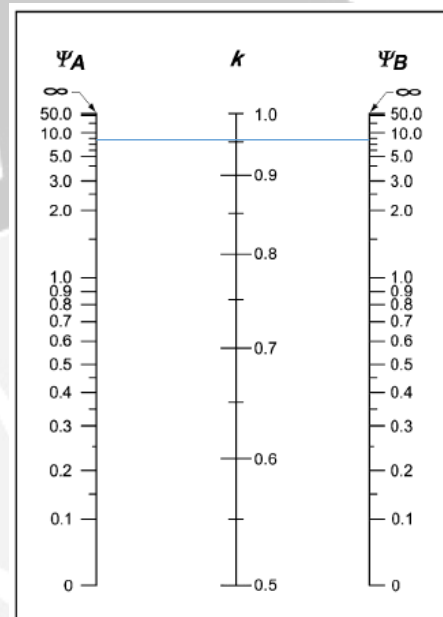
$$\begin{aligned}
 I_{b-bawah} &= 0,35 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \\
 &= 0,35 \cdot \frac{400 \cdot 700^3}{12} \\
 &= 4,002 \times 10^9 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EI_{b-bawah} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_{b-bawah} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \cdot 4,002 \times 10^9 \\
 &= 9,404 \times 10^{13}
 \end{aligned}$$

Faktor Kekangan Bawah Kolom

$$\begin{aligned}
 \psi_{bawah} &= \frac{\frac{EI_{k-tinjau}}{l_{k-tinjau}} + \frac{EI_{k-bawah}}{l_{k-bawah}}}{\frac{EI_{b-bawah}}{l_{b-bawah}} + \frac{EI_{b-bawah}}{l_{b-bawah}}} \\
 \psi_{bawah} &= \frac{\frac{3,292 \times 10^{14}}{2900} + \frac{3,292 \times 10^{14}}{2900}}{\frac{1,157 \times 10^{14}}{8000} + \frac{9,404 \times 10^{13}}{7700}} ; \psi_{bawah} = 8,511
 \end{aligned}$$

Setelah nilai faktor kekangan diperoleh, nilai tersebut diplot ke grafik faktor k (SNI 2847:2013 pasal 10.10.7.2). Hasil *plotting* dapat dilihat pada Gambar 4.15.



Gambar 4.15 Faktor Panjang Efektif (SNI 2847:2013, pp. 83)

Dari *plotting* didapat nilai $k = 0,95$, selanjutnya dilakukan analisis sesuai pasal 10.10.1 SNI 2847:2013 dimana kolom yang ditinjau merupakan komponen struktur tekan yang tidak di-breising.

$$\frac{k \cdot I_n}{r} \leq 22$$

Dengan r diambil sebesar 0,3 dari dimensi arah tinjauan stabilitas (SNI 2748:2013 pasal 10.10.1.2).

$$\frac{0,95 \cdot 2150}{0,3 \cdot 700} \leq 22$$

$$9,726 \leq 22 \quad (\text{kelangsingan kolom diabaikan})$$

4.6.2 Penulangan Longitudinal

Perhitungan penulangan logitudinal kolom menggunakan diagram interaksi kolom untuk memudahkan perkiraan nilai rasio penulangan. Dari hasil analisis *ETABS* diperoleh gaya sesuai tabel 4.13.

Tabel 4.13 *Output* Gaya dan Momen Kolom C9 700x700 Lantai 3

P_{u-max} (kN)	P_{u-min} (kN)	M_u (kN)	V_u (kN)
4475,79	1872,60	571,561	408,85

Berdasarkan Analisis Struktur

$$N_{od-min} = \frac{P_{u-min}}{f'_c \cdot b \cdot h}$$

$$N_{od-min} = \frac{1872,60 \times 10^3}{25.700 \cdot 700}; N_{od-min} = 0,16$$

$$M_{od} = \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot h^2}$$

$$M_{od} = \frac{571,561 \times 10^6}{25.700 \cdot 700^2}; M_{od} = 0,07$$

Diagram interaksi, $\rho = 0,01$

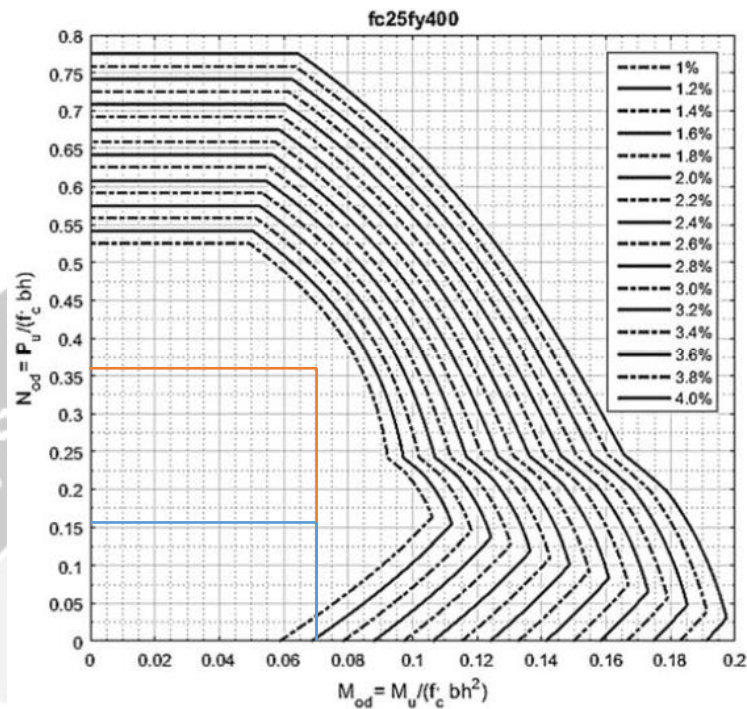
$$N_{od-max} = \frac{P_{u-max}}{f'_c \cdot b \cdot h}$$

$$N_{od-max} = \frac{4475,79 \times 10^3}{25.700 \cdot 700}; N_{od-max} = 0,37$$

$$M_{od} = \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot h^2}$$

$$M_{od} = \frac{571,561 \times 10^6}{25.700 \cdot 700^2}; M_{od} = 0,07$$

Diagram interaksi, $\rho = 0,01$



Gambar 4.16 Diagram $\phi M_n - \phi P_n$ (Arfiadi, 2016)

Digunakan $\rho = 0,01$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot h$$

$$A_s = 0,01 \cdot 700 \cdot 700$$

$$A_s = 4900 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s-\text{tulangan}}}$$

$$n = \frac{4900}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2}$$

$$n = 9,982 \approx 12 \text{ buah}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 7.6.3, jarak bersih pada struktur komponen tekan harus lebih besar dari 40 mm.

$$x = \frac{700 - 2.40 - 2.13 - \left(\frac{12}{4} + 1\right).25}{\frac{12}{4}}$$

$x = 164,67$ mm; jarak bersih memenuhi syarat

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{12 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2}{700 \cdot 700}$$

$$\rho_{\text{aktual}} = 1,202 \%$$

Pasal 21.6.3.1 SNI 2847:2013 menyatakan bahwa luas tulangan memanjang tidak boleh kurang dari 0,01 atau lebih dari 0,06.

$$0,01 < 0,01202 < 0,06 \quad (\text{ok!})$$

4.6.3 Pemeriksaan Kuat Kolom

Agar kolom dapat memenuhi syarat “*Strong Column Weak Beams*”, diperlukan pemeriksaan kekuatan kolom dan kekuatan balok yang merangkai pada titik pertemuan yang ditinjau. Sehingga momen nominal kolom harus memenuhi $\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$.

Momen nominal balok dari perhitungan sebelumnya:

$$\Sigma M_{nb} = 934,781 + 503,676$$

$$\Sigma M_{nb} = 1438,457 \text{ kNm}$$

Kebutuhan jumlah momen nominal minimum kolom:

$$\Sigma M_{nc} = 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$\Sigma M_{nc} = 1,2 \cdot 1438,457$$

$$\Sigma M_{nc} = 1726,1484 \text{ kNm}$$

Kebutuhan momen nominal minimum untuk satu kolom:

$$M_{nc-\min} = \frac{\Sigma M_{nc}}{2}$$

$$M_{nc-\min} = \frac{1726,1484}{2}$$

$$M_{nc-\min} = 863,0742 \text{ kNm}$$

Maka kolom yang dirancang harus mampu memikul $M_{nc-\min}$. Dengan bantuan diagram interaksi hubungan $P_n - M_n$ dan $\rho_{\text{aktual}} = 1,202\%$, dapat diketahui momen nominal kolom yang ditinjau.

$$N_{nd-\min} = \frac{P_{u-\min}}{f_c' \cdot b \cdot h}$$

$$N_{nd-\min} = \frac{1872,60 \times 10^3}{25.700.700}$$

$$N_{nd-\min} = 0,16$$

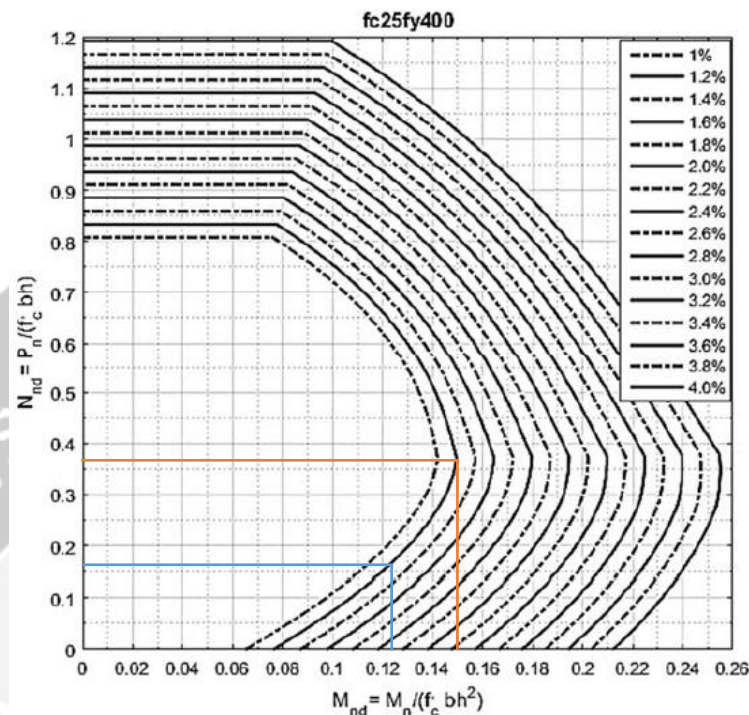
Dari diagram interaksi, $M_{nd-\min} = 0,124$

$$N_{nd-\max} = \frac{P_{u-\max}}{f_c' \cdot b \cdot h}$$

$$N_{nd-\max} = \frac{4475,79 \times 10^3}{25.700.700}$$

$$N_{nd-\max} = 0,37$$

Dari diagram interaksi, $M_{nd-\max} = 0,15$



Gambar 4.17 Diagram $M_n - P_n$ (Arfiadi, 2016)

Sehingga nilai momen nominal kolom

$$M_{nc1} = 0,124 \cdot f_c' \cdot b \cdot h^2$$

$$M_{nc1} = 0,124 \cdot 25 \cdot 700 \cdot 700^2$$

$$M_{nc1} = 1063,3 \text{ kNm} > M_{nc-\min} = 863,0742 \text{ kNm} \quad (\text{ok!})$$

$$M_{nc2} = 0,15 \cdot f_c' \cdot b \cdot h^2$$

$$M_{nc2} = 0,15 \cdot 25 \cdot 700 \cdot 700^2$$

$$M_{nc2} = 1286,25 \text{ kNm} > M_{nc-\min} = 863,0742 \text{ kNm} \quad (\text{ok!})$$

4.6.4 Penulangan Transversal

Penulangan geser pada kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4, terdiri dari dua bagian yaitu di daerah l_o dan di luar daerah l_o . Panjang l_o dapat ditentukan dari persyaratan berikut, diambil yang terbesar:

- Tinggi elemen kolom = 700 mm
- $\frac{1}{6}l_n = \frac{1}{6} \cdot 2150 = 358,333 \text{ mm}$
- 450 mm

Maka panjang daerah l_o diambil sebesar 700 mm dari ujung kolom.

Penulangan Geser Daerah l_o

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3, spasi tulangan geser maksimum sepanjang l_o diambil yang terkecil dari:

- Seperempat dimensi terkecil komponen struktur
 $\frac{1}{4} \cdot 700 = 175 \text{ mm}$
- $6 \cdot D_{longitudinal} = 150 \text{ mm}$
- S_o , dimana S_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu kurang dari 100 mm

Untuk mempercepat dan mempermudah perhitungan, diambil spasi tulangan geser maksimum sebesar 100 mm

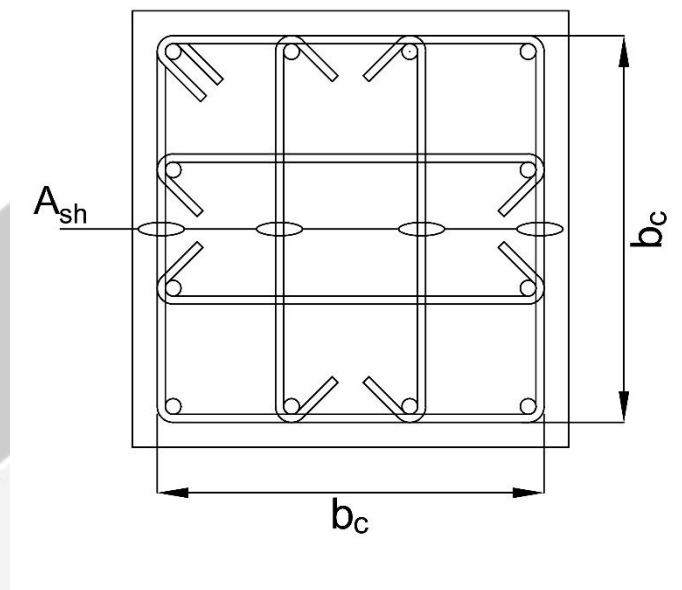
Luas Tulangan Minimum

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4, luas tulangan geser minimum pada daerah l_o , dihitung dengan persamaan berikut dan diambil nilai terbesar.

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_y}$$

Dimana nilai b_c ditentukan seperti pada gambar 4.18.



Gambar 4.18 Contoh Penulangan Geser Kolom

$$A_g = 700.700$$

$$A_g = 490000 \text{ mm}^2$$

$$b_c = 700 - 2.40$$

$$b_c = 620 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = 620.620$$

$$A_{ch} = 384400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,3 \frac{100 \cdot 620 \cdot 25}{400} \left[\left(\frac{490000}{384400} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 319,355 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s.b_c \cdot f_c'}{f_y}$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{100.620.25}{400}$$

$$A_{sh} = 348,75 \text{ mm}^2$$

Digunakan $A_{sh} = 348,75 \text{ mm}^2$

Jumlah kaki sengkang

$$n = \frac{348,75}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}$$

$$n = 2,63 \approx 3 \text{ kaki}$$

Digunakan 3D13-100 ($A_v = 398,197 \text{ mm}^2$)

Perhitungan Gaya Geser Rencana Kolom V_e

Gaya geser rencana V_e , harus ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom di setiap ujung komponen struktur. Gaya pada hubungan balok-kolom harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum M_{pr} , pada setiap ujung batang yang sesuai dengan rentang beban aksial terfaktor P_u , yang bekerja pada batang. Gaya geser rencana tidak perlu lebih besar dari gaya geser yang diperoleh dari kuat hubungan balok-kolom berdasarkan M_{pr} dari komponen struktur transversal yang merangka pada hubungan balok-kolom. Dalam semua kasus, gaya geser rencana V_e , tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor yang didapat dari analisis struktur. (SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1)

Perhitungan geser berdasarkan diagram interaksi kolom

$$N_{ny-\min} = \frac{P_{u-\min}}{f'_c \cdot b \cdot h}$$

$$N_{ny-\min} = \frac{1872,60 \times 10^3}{25.700 \cdot 700}$$

$$N_{ny-\min} = 0,16$$

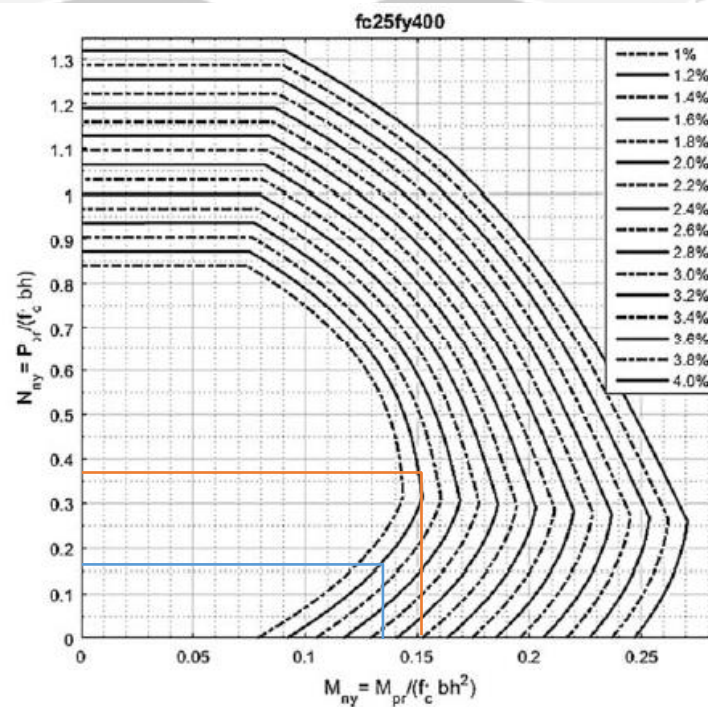
Dari diagram interaksi, $M_{ny-\min} = 0,135$

$$N_{ny-\max} = \frac{P_{u-\max}}{f'_c \cdot b \cdot h}$$

$$N_{ny-\max} = \frac{4475,79 \times 10^3}{25.700 \cdot 700}$$

$$N_{ny-\max} = 0,37$$

Dari diagram interaksi, $M_{ny-\max} = 0,15$



Gambar 4.19 Diagram $M_{pr} - P_{pr}$ (Arfiadi, 2016)

Dari hasil diagram interaksi digunakan $M_{ny-\max} = 0,15$

$$M_{pr-kolom} = 0,15 \cdot 25 \cdot 700 \cdot 700^2$$

$$M_{pr-kolom} = 1286,25 \text{ kNm}$$

Perhitungan geser berdasarkan momen nominal balok

$$DF_{atas} = \frac{EI_{kolom-tinjau}}{EI_{kolom-tinjau} + EI_{kolom-atas}}$$

$$DF_{atas} = \frac{3,292 \times 10^{14}}{3,292 \times 10^{14} + 3,292 \times 10^{14}}$$

$$DF_{atas} = 0,5$$

$$DF_{bawah} = \frac{EI_{kolom-tinjau}}{EI_{kolom-tinjau} + EI_{kolom-bawah}}$$

$$DF_{bawah} = \frac{3,292 \times 10^{14}}{3,292 \times 10^{14} + 3,292 \times 10^{14}}$$

$$DF_{bawah} = 0,5$$

Dari perhitungan sebelumnya didapat:

$$\Sigma M_{pr-balok} = 1122,12 + 618,255$$

$$\Sigma M_{pr-balok} = 1740,375 \text{ kNm}$$

$$M_{pr-kolom} = \frac{DF_{atas}}{DF_{atas} + DF_{bawah}} \Sigma M_{pr-balok}$$

$$M_{pr-kolom} = \frac{0,5}{0,5 + 0,5} 1740,375$$

$$M_{pr-kolom} = 870,1875 \text{ kNm}$$

Perbandingan hasil perhitungan berdasarkan diagram interaksi dan momen nominal balok yang merangka pada kolom C9 disajikan pada tabel 4.14.

Tabel 4.14 Perbandingan Nilai $M_{pr-kolom}$

$M_{pr-kolom}$ (kNm)	
Dari Diagram Interaksi	Dari Momen Nominal Kolom
1286,25	870,1875

Sesuai dengan syarat yang telah disebutkan sebelumnya, diambil nilai $M_{pr-kolom} = 870,546$ kNm untuk digunakan dalam merencanakan gaya geser pada kolom.

$$V_e = \frac{2 \cdot M_{pr-kolom2}}{l}$$

$$V_e = \frac{2 \cdot 870,1875}{2,9}$$

$$V_e = 600,13 \text{ kN}$$

$$V_{u-ETABS} = 408,85 \text{ kN}$$

Dari hasil perhitungan, V_e yang dihitung sudah lebih besar dari $V_{u-ETABS}$, sehingga gaya geser yang dihitung sudah memenuhi syarat. Selanjutnya digunakan V_e untuk perancangan tulangan geser.

Pemeriksaan Kemampuan Layan Kolom

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$V_s = \frac{398,197 \cdot 400 \cdot (700 - 40 - 13 - 0,5 \cdot 25)}{100}$$

$$V_s = 1010,623 \text{ kN}$$

$$V_{u-terfaktor} = \frac{600,13}{0,75}$$

$$V_{u-terfaktor} = 800,173 \text{ kN} < V_s = 1010,623 \text{ kN}$$

Dari hasil di atas, dapat disimpulkan bahwa gaya geser yang disediakan sengkang kolom sudah dapat mengakomodasi gaya geser rencana.

Penulangan Geser Diluar Daerah l_o

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, spasi tulangan geser diluar l_o , tidak melebihi yang terkecil dari:

- $6.D_{longitudinal} = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Maka diambil spasi tulangan geser sebesar 150 mm

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.2, nilai V_c harus diabaikan apabila persyaratan berikut terpenuhi:

- $V_E \geq 0,5.V_u$
 $0,5.V_u = 300,015$; $V_E \geq 0,5.V_u$ (terpenuhi)

- $P_u < \frac{A_g \cdot f'_c}{10}$

$$P_{u-\min} = 1872,60$$

$$\frac{A_g \cdot f'_c}{10} = 1225 \text{ kN}$$

$$P_u > \frac{A_g \cdot f'_c}{10}$$

(tidak terpenuhi)

Maka $V_c \neq 0$ dan ikut diperhitungkan dalam menentukan kebutuhan sengkang.

Pemeriksaan Kekuatan Geser Beton

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{4475,79 \times 10^3}{14 \cdot 490000} \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 700 \cdot (700 - 40 - 13 - 0,5 \cdot 25)$$

$$V_c = 623,844 \text{ kN} < V_{u\text{-terfaktor}} = 800,173 \text{ kN}$$

Kuat geser yang disediakan beton belum mencukupi untuk menahan $V_{u\text{-terfaktor}}$. Maka dibutuhkan tulangan geser pada daerah di luar l_o . Dengan memperhatikan kemudahan kerja dan syarat minimum tulangan geser, diambil luas tulangan geser yang sama dengan tulangan geser di daerah l_o , dengan spasi maksimum sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5 sebesar 150 mm.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$V_s = \frac{398,197 \cdot 400 \cdot (700 - 40 - 13 - 0,5 \cdot 25)}{150}$$

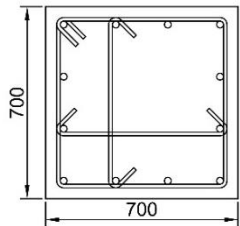
$$V_s = 673,749 \text{ kN}$$

$$V_u = V_c + V_s$$

$$V_u = 623,844 + 673,749$$

$$V_u = 1297,593 \text{ kN} > V_{u\text{-terfaktor}} = 800,173 \text{ kN}$$

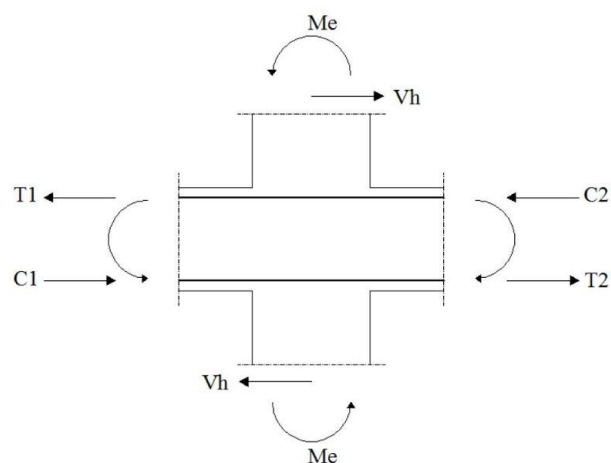
Desain tulangan diluar daerah l_o sudah memenuhi syarat.

Tipe	Kolom C9 700x700
Potongan	
Tulangan Longitudinal	12D25
Sengkang Atas	3D13-100
Sengkang Tengah	3D13-150
Sengkang Bawah	3D13-100

Gambar 4.20 Potongan Penulangan Kolom C9 700x700 Lantai 3

4.7 Hubungan Balok-Kolom (HBK)

Dalam perhitungan balok kolom ini digunakan *joint* pada pertemuan kolom C9 lantai 3 dengan balok B29 lantai 3 sesuai dengan balok dan kolom yang dirancang sebelumnya.



Gambar 4.21 Sketsa Hubungan Balok-Kolom

Pada perhitungan sebelumnya didapat nilai geser maksimum pada kolom C9 lantai 3 sebesar 600,13 kN.

Nilai M_{pr} Balok

Bagian atas balok menggunakan 8D25 ($A_s = 3926,991 \text{ mm}^2$), sehingga didapat gaya tarik sebesar

$$T_1 = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y$$

$$T_1 = 1,25 \cdot 3926,991 \cdot 400$$

$$T_1 = 1963,496 \text{ kN}$$

$$T_1 = C_1$$

Bagian bawah balok menggunakan 4D25 ($A_s = 1963,495 \text{ mm}^2$), sehingga didapat gaya tarik sebesar

$$T_2 = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y$$

$$T_2 = 1,25 \cdot 1963,495 \cdot 400$$

$$T_2 = 981,748 \text{ kN}$$

$$T_2 = C_2$$

$$V_u = V_h - T_1 - C_2$$

$$V_u = 600,13 - 1963,496 - 981,748$$

$$V_u = -2345,114 \text{ kN}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4.1 kuat geser pada joint untuk balok yang terkekang pada empat sisinya memiliki nilai $V_n = 1,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$

$$A_j = b_{kolom} \cdot h_{kolom}$$

$$A_j = 700 \cdot 700$$

$$A_j = 490000 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 1,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$$

$$V_n = 1,7 \cdot \sqrt{25} \cdot 490000$$

$$V_n = 4165 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \cdot 4165$$

$$\phi V_n = 3123,75 \text{ kN} > V_u; \text{ kuat geser joint memenuhi syarat}$$

Penulangan Geser di Daerah Hubungan Balok-Kolom

SNI 2847:2013 pasal 21.7.3 mensyaratkan penulangan geser di daerah HBK sebagai berikut:

- Tulangan transversal berbentuk sengkang tertutup (seperti pada lokasi sendi plastis kolom) harus disediakan pada daerah HBK.
- Pada suatu HBK yang memiliki balok dengan lebar sekurangnya $\frac{3}{4}$ lebar kolom dan merangka pada keempat sisi kolom tersebut, maka dapat dipasang tulangan transversal setidaknya sejumlah $\frac{1}{2}$ dari kebutuhan di daerah sendi plastis kolom. Tulangan transversal ini dipasang di daerah HBK pada setinggi balok terendah yang merangka ke HBK. Pada daerah ini, jarak tulangan transversal boleh diperbesar menjadi 150 mm.
- Pada HBK dengan lebar balok lebih besar dari pada lebar kolom, tulangan transversal seperti pada daerah sendi plastis kolom harus disediakan untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang terletak di luar inti kolom.

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{1}{2} \cdot 0,3 \frac{b_c \cdot f'_c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{1}{2} \cdot 0,3 \frac{620 \cdot 25}{400} \left[\left(\frac{490000}{384400} \right) - 1 \right]$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 1,59677 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{1}{2} \cdot 0,09 \frac{b_c \cdot f_c'}{f_y}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{1}{2} \cdot 0,09 \frac{620 \cdot 25}{400}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 1,74375 \text{ mm}^2$$

Digunakan $\frac{A_{sh}}{s} = 1,74375 \text{ mm}^2$.

Sebagaimana telah disebutkan diatas, maka pada daerah hubungan balok kolom ini diambil spasi sebesar 150 mm.

$$A_{sh} = 1,74375 \cdot 150$$

$$A_{sh} = 261,5625 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki sengkang

$$n = \frac{261,5625}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}$$

$$n = 1,97 \approx 2 \text{ kaki}$$

Digunakan 2D13-150

4.8 Analisis Gempa dengan *Input* Tangga Pada *ETABS*

4.8.1 Menentukan Kelas Situs (*Site Class*)

Kelas situs bangunan ditentukan menggunakan data hasil penyelidikan tanah sesuai dengan ketentuan dalam tabel 3 SNI 1726:2012. Data tanah yang digunakan diperoleh dari lokasi yang berdekatan dengan lokasi gedung yang dirancang yaitu di daerah Dagen. Tabel 4.15 memperlihatkan hasil perhitungan nilai N-SPT untuk menentukan kelas situs gempa.

Tabel 4.15 Perhitungan Nilai N-SPT

Kedalaman	Tebal (d)	N-SPT	$N' = d/N-SPT$	$\Sigma N'$	$N_{rerata} = \Sigma d / \Sigma N'$
0,00 s/d 2,00	2	8	0,25	1,253064	23,94131
2,00 s/d 4,00	2	21	0,095238		
4,00 s/d 6,00	2	38	0,052632		
6,00 s/d 8,00	2	43	0,046512		
8,00 s/d 10,00	2	16	0,125		
10,00 s/d 12,00	2	16	0,125		
12,00 s/d 14,00	2	21	0,095238		
14,00 s/d 16,00	2	25	0,08		
16,00 s/d 18,00	2	22	0,090909		
18,00 s/d 20,00	2	25	0,08		
20,00 s/d 22,00	2	27	0,074074		
22,00 s/d 24,00	2	52	0,038462		
24,00 s/d 26,00	2	60	0,033333		
26,00 s/d 28,00	2	60	0,033333		
28,00 s/d 30,00	2	60	0,033333		

Dari hasil perhitungan diperoleh nilai $N_{rerata} = 23,94131$. Sesuai tabel 3 SNI 1726:2013 jenis tanah yang ada di lokasi adalah tanah sedang.

4.8.2 Menentukan S_{DS} dan S_{DI}

Nilai S_{DS} dan S_{DI} dapat ditentukan dengan bantuan Aplikasi Desain Spektra Indonesia. Gedung yang dirancang berlokasi di Kota Yogyakarta dengan jenis tanah sedang. Dari Aplikasi Desain Spektra Indonesia diperoleh nilai $S_{DS} = 0,820$ dan $S_{DI} = 0,461$.

4.8.3 Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan

Gedung yang dirancang dipergunakan untuk hotel, sehingga menurut tabel 3.1 termasuk dalam Kategori Resiko II dengan Faktor Keutamaan $I_e = 1,0$

4.8.4 Kategori Desain Seismik (KDS)

KDS ditentukan dengan nilai S_{DS} dan S_{DI} serta Kategori Resiko. Penentuan KDS adalah sebagai berikut:

1. Menurut tabel 3.2, dengan nilai parameter percepatan respons spektral pada periode pendek $S_{DS} = 0,820$ dan Kategori Resiko II diperoleh KDS D.
2. Menurut tabel 3.3, dengan nilai parameter percepatan respons spektral pada periode 1 detik $S_{DI} = 0,461$ dan Kategori Resiko II diperoleh KDS D.
3. Dari kedua poin di atas, diambil KDS yang memberikan pengaruh paling buruk untuk struktur.

. Digunakan KDS D dalam perancangan.

4.8.5 Kombinasi Sistem Perangkai

Sistem penahan beban lateral yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan KDS D. Maka menurut tabel 9 SNI 1726:2012 didapat nilai:

$$R = 8$$

$$\Omega_o = 3$$

$$C_d = 5,5$$

4.8.6 Desain Respon Spektra

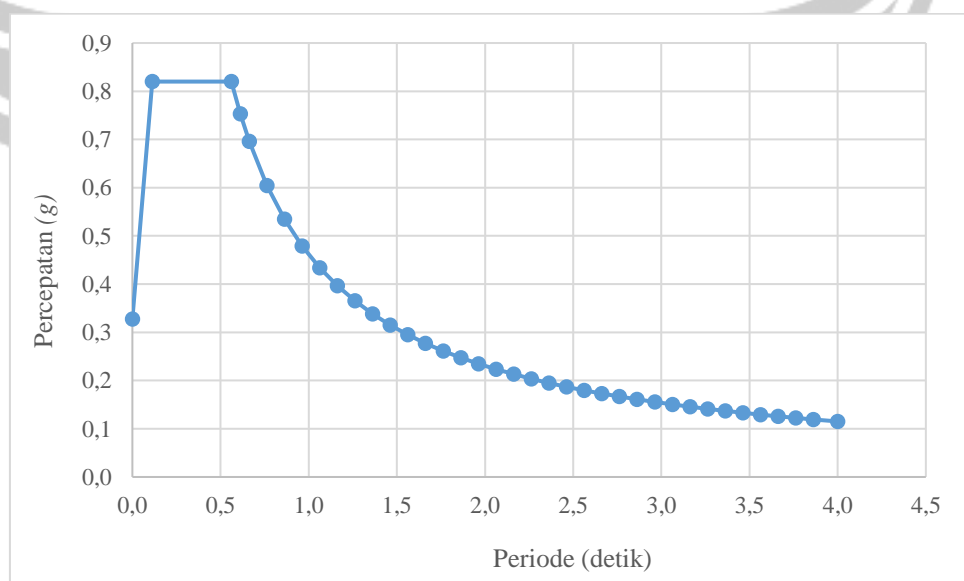
Desain Respon Spektra diperoleh dengan bantuan Aplikasi Desain Spektra Indonesia dengan lokasi bangunan di Kota Yogyakarta dengan jenis tanah sedang. Dari hasil hitungan sesuai dengan SNI 1726:2012, respon percepatan dapat dilihat pada Tabel 4.16 dan Gambar 4.22.

Tabel 4.16 Spektrum Respons Desain

No.	T (detik)	SA (g)
1	0,000	0,328
2	0,112	0,820
3	0,562	0,820
4	0,612	0,753
5	0,662	0,696
6	0,762	0,605
7	0,862	0,535
8	0,962	0,479
9	1,062	0,434
10	1,162	0,397
11	1,262	0,365
12	1,362	0,338
13	1,462	0,315
14	1,562	0,295
15	1,662	0,277
16	1,762	0,262
17	1,862	0,248
18	1,962	0,235
19	2,062	0,224
20	2,162	0,213
21	2,262	0,204
22	2,362	0,195

Tabel 4.16 Spektrum Respons Desain (Lanjutan)

No.	T	SA
23	2,462	0,187
24	2,562	0,180
25	2,662	0,173
26	2,762	0,167
27	2,862	0,161
28	2,962	0,156
29	3,062	0,151
30	3,162	0,146
31	3,262	0,141
32	3,362	0,137
33	3,462	0,133
34	3,562	0,129
35	3,662	0,126
36	3,762	0,123
37	3,862	0,119
38	4,000	0,115



Gambar 4.22 Grafik Respon Spektrum

4.8.7 Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental struktur yang didapat dari perhitungan ETABS (T_{comp}) tidak boleh melebihi hasil koefisien batasan atas pada periode yang dihitung dan periode fundamental pendekatan (T_a).

$$\begin{aligned}
 h &= 24,4 \text{ m} \\
 C_t &= 0,0466 \\
 x &= 0,9 \\
 C_u &= 1,4 \\
 T_a &= C_t \cdot h^x \\
 &= 0,0466 \cdot 24,4^{0,9} \\
 &= 0,8261 \text{ s} \\
 T_x &= 1,0929 \text{ s} \\
 T_y &= 0,8721 \text{ s} \\
 C_u \cdot T_a &= 1,4 \cdot 0,8261 \\
 &= 1,1565 \text{ s}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut, digunakan waktu getar struktur pada arah-x $T_x = 1,0929$ s. Sedangkan untuk arah-y, digunakan waktu getar struktur $T_y = 0,8721$ s.

4.8.8 Koefisien Respon Seismik

Nilai koefisien respon seismik :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R} = \frac{0,820}{8} = 0,1025$$

Nilai koefisien respon seismik tidak perlu melebihi:

$$C_{sx} = \frac{S_{DS}}{T_x \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,820}{1,0929 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0938$$

$$C_{sy} = \frac{S_{DS}}{T_y \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,820}{0,8721 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,1175$$

Tetapi tidak boleh kurang dari:

$$C_{s,\min} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e$$

$$C_{s,\min} = 0,044 \cdot 0,82 \cdot 1$$

$$C_{s,\min} = 0,0361 > 0,01$$

Maka nilai koefisien yang digunakan $C_{sx} = 0,0938$ untuk arah-x dan

$C_{sy} = 0,1025$ untuk arah-y.

4.8.9 Base Shear Gempa

Base shear gempa statik dapat dihitung menurut persamaan (3-19), dimana berat efektif struktur (W) diperoleh dari analisis ETABS dan nilai C_{sx} dan C_{sy} sebagaimana telah dihitung sebelumnya.

$$W = 31617,415 \text{ kN}$$

$$C_{sx} = 0,0938$$

$$C_{sy} = 0,1025$$

$$V_x = C_{sx} \cdot W$$

$$= 0,0938 \cdot 31617,415$$

$$= 2965,714 \text{ kN}$$

$$V_y = C_{sy} \cdot W$$

$$= 0,1025 \cdot 31617,415$$

$$= 3240,785 \text{ kN}$$

Menurut pasal 7.9.4.1 SNI 1726:2012, jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85 \frac{V}{V_t}$.

Tabel 4.17 Perbandingan *Base Shear*

Beban Gempa		V_x (kN)	V_y (kN)	85% V_x (kN)	85% V_y (kN)
Statik	EX	2965,714	0	2520,856	0
	EY	0	3240,785	0	2754,667
Dinamik	RSPX	1981,78	762,37		
	RSPY	762,37	2567,81		

Dari perbandingan diatas, gaya geser baik arah-x maupun arah-y belum memenuhi persyaratan sehingga harus dikalikan dengan faktor skala

$$0,85 \frac{V}{V_t}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala arah-x} &= 0,85 \frac{2965,714}{1981,78} \\ &= 1,272 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala arah-y} &= 0,85 \frac{3240,785}{2567,81} \\ &= 1,073 \end{aligned}$$

Tabel 4.18 Perbandingan *Base Shear* Setelah Koreksi

Beban Gempa		V_x (kN)	V_y (kN)	85% V_x (kN)	85% V_y (kN)
Statik	EX	2965,714	0	2520,856	0
	EY	0	3240,785	0	2754,667
Dinamik	RSPX	2520,856	969,735		
	RSPY	818,023	2754,667		

Berdasarkan hasil gaya geser dasar koreksi diatas, nilai gaya gempa dinamik sudah memenuhi persyaratan.

4.8.10 Partisipasi Massa

Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1). Dari hasil pemodelan partisipasi massa sebesar 90% telah terpenuhi pada mode ke-5. Rekapitulasi partisipasi massa disajikan dalam tabel 4.19.

Tabel 4.19 Partisipasi Massa

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	1,0929	64,8341	1,5661
2	0,8721	74,6632	55,2659
3	0,7856	81,3410	81,8809
4	0,3320	87,9767	82,0907
5	0,2534	89,9288	90,4944
6	0,2208	92,4736	93,3674
7	0,1797	94,2971	93,4638
8	0,1262	94,9326	96,0336
9	0,1170	95,7261	96,0692
10	0,1046	96,8762	96,6154

4.8.11 Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi Δ_a / ρ untuk sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen pada struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, dan F. (SNI 1726:2012 pasal 7.12.1.1). Nilai $\Delta_a = 0,02 h_{sx}$, diambil sesuai tabel 16 SNI 1726:2012 dengan kategori resiko II. Sedangkan nilai ρ diambil sebesar 1,3 sesuai ketentuan pasal 7.3.4.2 SNI 1726:2012. Hitungan simpangan antar lantai dapat dilihat pada tabel 4.20 untuk arah-x dan tabel 4.21 untuk arah-y.

Tabel 4.20 Simpangan arah-x

Lantai	h_{sx} (m)	δ_{ex} (mm)	$\Delta(\delta_{ex})$ (mm)	Δ_e (mm)	Δ_a / ρ (mm)
TOP	2,9	43,0421	3,1885	17,5368	44,6154
L6	2,9	39,8536	3,9767	21,8719	44,6154
L5	2,9	35,8769	5,1126	28,1193	44,6154
L4	2,9	30,7643	5,8938	32,4159	44,6154
L3	2,9	24,8705	6,4045	35,2248	44,6154
L2	2,9	18,4660	6,5765	36,1708	44,6154
L1	3,5	11,8895	7,6454	42,0497	53,8462
DASAR	3,5	4,2441	4,2441	23,3426	53,8462

Tabel 4.21 Simpangan arah-y

Lantai	h_{sx} (m)	δ_{ex} (mm)	$\Delta(\delta_{ex})$ (mm)	Δ_e (mm)	Δ_a / ρ (mm)
TOP	2,9	31,2821	2,4231	13,3271	44,6154
L6	2,9	28,8590	3,1582	17,3701	44,6154
L5	2,9	25,7008	3,7108	20,4094	44,6154
L4	2,9	21,9900	4,2344	23,2892	44,6154
L3	2,9	17,7556	4,5775	25,1763	44,6154
L2	2,9	13,1781	4,6708	25,6894	44,6154
L1	3,5	8,5073	5,2585	28,9218	53,8462
DASAR	3,5	3,2488	3,2488	17,8684	53,8462

Dari hasil perhitungan dan ketentuan yang telah disebutkan, simpangan antar lantai telah memenuhi syarat untuk arah-x dan arah-y.

4.8.12 Berat Efektif Bangunan

Berat efektif bangunan diperoleh dari hasil analisis ETABS ditampilkan dalam tabel 4.22.

Tabel 4.22 Berat Struktur

Lantai	Berat Struktur (kN)	Kumulatif (kN)
TOP	4163,398	4163,398
L6	3974,968	8138,366
L5	3960,366	12098,732
L4	3960,366	16059,098
L3	3960,366	20019,464
L2	3960,366	23979,83
L1	4104,695	28084,525
DASAR	3532,89	31617,415

4.8.13 Pengaruh P-Delta

Disebutkan dalam pasal 7.8.7 SNI 1726:2012 bahwa pengaruh P-delta tidak disyaratkan untuk diperhitungkan jika koefisien stabilitas (θ) sama dengan atau kurang dari 0,10. Tabel 4.23 dan 4.24 memperlihatkan hitungan koefisien stabilitas pada masing-masing arah.

Tabel 4.23 Koefisien Stabilitas arah-x

Lantai	P_x (kN)	h_{sx} (m)	Δ_e (mm)	V_x (kN)	θ	θ_{maks}
TOP	4163,3980	2,9	17,5368	632,1511	0,0072	0,0909
L6	8138,3660	2,9	21,8719	1144,3810	0,0098	0,0909
L5	12098,7320	2,9	28,1193	1567,3288	0,0136	0,0909
L4	16059,0980	2,9	32,4159	1906,8375	0,0171	0,0909
L3	20019,4640	2,9	35,2248	2167,3743	0,0204	0,0909
L2	23979,8300	2,9	36,1708	2354,1060	0,0231	0,0909
L1	28084,5250	3,5	42,0497	2477,5868	0,0248	0,0909
DASAR	31617,4150	3,5	23,3426	2520,8560	0,0152	0,0909

Tabel 4.24 Koefisien Stabilitas arah-y

Lantai	P_y (kN)	h_{sx} (m)	Δ_e (mm)	V_y (kN)	θ	θ_{maks}
TOP	4163,3980	2,9	13,3271	663,3154	0,0052	0,0909
L6	8138,3660	2,9	17,3701	1208,3584	0,0073	0,0909
L5	12098,7320	2,9	20,4094	1665,6568	0,0093	0,0909
L4	16059,0980	2,9	23,2892	2039,6731	0,0115	0,0909
L3	20019,4640	2,9	25,1763	2333,2353	0,0135	0,0909
L2	23979,8300	2,9	25,6894	2549,6900	0,0151	0,0909
L1	28084,5250	3,5	28,9218	2698,4095	0,0156	0,0909
DASAR	31617,4150	3,5	17,8684	2754,6670	0,0107	0,0909

Dari hasil perhitungan diatas, dapat diambil kesimpulan jika pengaruh P-delta dapat diabaikan ($\theta < \theta_{maks}$).