

BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Pembebanan

Pembebanan terdiri dari beban mati dan beban hidup bangunan yang didasarkan pada PPPURG 1987, dapat dilihat pada detail berikut ini.

5.1.1 Beban Mati

Beban mati pada pemodelan struktur terdiri dari beban mati pada pelat lantai, pelat atap, pelat tangga, pelat bordes, dan dinding. Dapat dilihat pada Tabel 5.1 sampai Tabel 5.4 sebagai berikut.

1. Pelat Lantai

Tabel 5.1 Beban Mati Pada Pelat Lantai

No	Material	Berat Volume		Tebal/Tinggi (m)	Beban (t/m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Berat sendiri pelat	2400	kg/m ³	0,12	0,288
2	Spesi	21	kg/m ²		0,021
3	Pasir	1800	kg/m ³	0,04	0,072
4	Keramik/ Tegel	24	kg/m ²		0,024
5	Plafon/ Langit-langit	24	kg/m ²		0,024
Beban Mati (<i>Qd</i>)					0,429

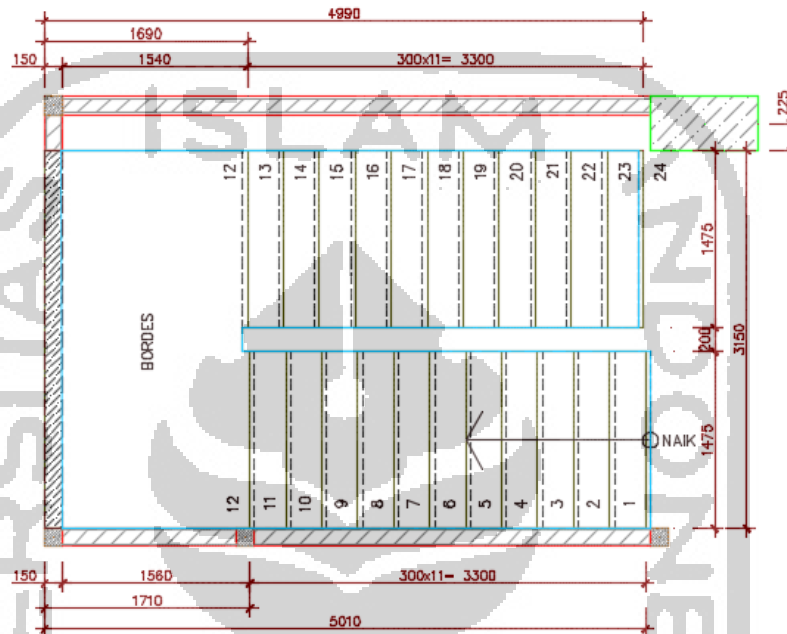
2. Pelat Atap

Tabel 5.2 Beban Mati Pada Pelat Atap

No	Material	Berat Volume		Tebal/Tinggi (m)	Beban (t/m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Berat sendiri pelat	2400	kg/m ³	0,12	0,288
2	Spesi	21	kg/m ²		0,021
3	Water proofing	5	kg/m ²		0,005
4	Plafon/ Langit-langit	24	kg/m ²		0,024
Beban Mati (<i>Qd</i>)					0,338

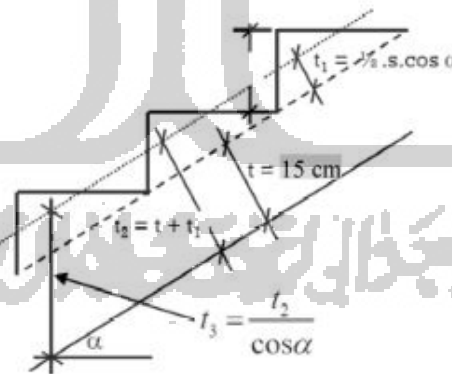
3. Pelat Tangga

Perhitungan beban pelat tangga terbagi menjadi dua, yaitu beban anak tangga dan beban bordes (Gambar 5.1 dan Gambar 5.2), dengan perhitungan sebagai berikut.



Gambar 5.1 Denah Struktur Tangga

a. Anak tangga



Gambar 5.2 Mencari Tinggi Vertikal

Tebal pelat (t) = 150 mm

Antrede (a) = 800 mm

Optrede (s) = 300 mm

Sudut (α) = $\tan^{-1} \left(\frac{s}{a} \right)$

$$\begin{aligned}
 &= \tan^{-1} \left(\frac{300}{800} \right) \\
 &= 21,4859^\circ \\
 t_1 &= \frac{1}{2} S \cdot \cos \alpha \\
 &= \frac{1}{2} 300 \cdot \cos 21,4859 \\
 &= 65,6297 \text{ mm} \\
 t_2 &= t + t_1 \\
 &= 150 + 65,6297 \\
 &= 215,63 \text{ mm} \\
 t_3 &= \frac{t_2}{\cos \alpha} \\
 &= \frac{215,63}{\cos 21,4859} \\
 &= 246,416 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.3 Beban Mati Pada Anak Tangga

No	Material	Berat Volume		Tebal/Tinggi (m)	Lebar (m)	Beban (kN/m)
		Nilai	Satuan			
1	Pelat tangga	2400	kg/m ³	0,246416	1,475	8,5574
2	Spesi	21	kg/m ²		1,475	0,30386
3	Pasir	1800	kg/m ³	0,04	1,475	1,04182
4	Keramik	24	kg/m ²		1,475	0,34727
Beban Mati (<i>Qd</i>)						10,2504

b. Bordes

Tebal pelat = 150 mm

Tabel 5.4 Beban Mati Pada Bordes

No	Material	Berat Volume		Tebal/Tinggi (m)	Lebar (m)	Beban (kN/m)
		Nilai	Satuan			
1	Pelat bordes	2400	kg/m ³	0,15	3,15	11,1245
2	Spesi	21	kg/m ²		3,15	0,64893
3	Pasir	1800	kg/m ³	0,04	3,15	2,22491
4	Keramik	24	kg/m ²		3,15	0,74164
Beban Mati (<i>Qd</i>)						14,74

4. Dinding Batako

Pada penelitian ini dinding diasumsikan hanya berada pada sepanjang balok terluar di setiap lantainya. Dinding yang digunakan yaitu dinding berlubang dengan tebal 10 cm. Berikut ini contoh perhitungan dinding.

a. Tinggi dinding = Tinggi lantai - H_{balok}

$$= 4 \text{ m} - 0,5 \text{ m}$$

$$= 3,5 \text{ m}$$

b. Berat dinding = BJ pasangan batako tebal 10 cm x Tinggi dinding

$$= (120 \text{ kg/m}^2 \times 3,5 \text{ m} \times 9,81) / 1000$$

$$= 4,1202 \text{ kN/m}$$

5.1.2 Beban Hidup

Beban hidup dibedakan atas fungsi bangunan berdasarkan PPPURG 1987. Fungsi bangunan pada penelitian ini adalah Rumah Sakit, sehingga diperoleh beban hidup sebagai berikut.

1. Pelat Lantai

$$Q_{\text{lantai}} = 250 \text{ kg/m}^2$$

2. Pelat Atap

$$Q_{\text{atap}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

3. Pelat Tangga

$$Q_{\text{tangga}} = 300 \text{ kg/m}^2$$

5.2 Berat Bangunan

Berat total bangunan adalah akumulasi seluruh beban mati seperti berat pelat lantai dan atap, balok, kolom, dinding, tangga dijumlahkan dengan akumulasi seluruh beban hidup pada seluruh lantai. Berat total bangunan ini nantinya akan digunakan untuk mendapatkan beban Gempa. Contoh perhitungan dilakukan pada lantai 1, dan dapat dilihat pada Tabel 5.5.

Tabel 5.5 Berat Bangunan Lantai 1

Kodefikasi		Panjang L(m)	Lebar B(m)	Tinggi H(m)	Jumlah	Luas (m ²)	Berat Volume		Berat (Ton)
Pelat Beban Mati	A1	-	-	-	-	0	0,429	T/m ²	0
	A2					2361,472	0,429	T/m ²	1013,0715
	A3					223,522	0,429	T/m ²	95,890938
	A4 (Atap)					0	0,338	T/m ²	0
Pelat Beban Hidup	A1	-	-	-	-	0	0,25	T/m ²	0
	A2					2361,472	0,25	T/m ²	177,1104
	A3					223,522	0,25	T/m ²	16,76415
	A4 (Atap)					0	0,1	T/m ²	0
Balok Induk	B1 B2 B16	10,2	0,4	0,7	52	-	2400	kg/m ³	356,4288
	B3 B6	6	0,4	0,7	12	-	2400	kg/m ³	48,384
	B4	8	0,4	0,6	14	-	2400	kg/m ³	64,512
	B5	6	0,4	0,6	25	-	2400	kg/m ³	86,4
	B7	12	0,5	0,8	2	-	2400	kg/m ³	23,04
Balok Anak	B8	8	0,3	0,6	18	-	2400	kg/m ³	62,208
	B9	10,2	0,3	0,7	8	-	2400	kg/m ³	41,1264
	B10 B12	6	0,3	0,5	35	-	2400	kg/m ³	75,6
	B11	3,5	0,25	0,5	8	-	2400	kg/m ³	8,4
	B13	8,4	0,25	0,6	1	-	2400	kg/m ³	3,024
	B14	4	0,3	0,4	16	-	2400	kg/m ³	18,432
	B15	2	0,3	0,5	0	-	2400	kg/m ³	0
Kolom	K1a (Lt1-3)	0,6	0,8	6	43	-	2400	kg/m ³	297,216
	K1b (Lt4-10)	0,5	0,8	6	0	-	2400	kg/m ³	0
	K2 (Bawah)	0,5	0,7	6	11	-	2400	kg/m ³	55,44
	K3 (Atas)	1,5	0,3	6	8	-	2400	kg/m ³	51,84
	K4 (Kiri)	0,25	0,6	6	2	-	2400	kg/m ³	4,32
	K5 (Tangga)	0,5	0,5	6	11	-	2400	kg/m ³	39,6
	K6 (Praktis)	0,4	0,15	6	0	-	2400	kg/m ³	0
Dinding 60%	Dj	259,745	-	6	-	1558,47	120	kg/m ³	187,0164
Shear Wall	Sw1	8	0,25	6	-	-	2400	kg/m ³	28,8
	Sw2	16	0,25	6	-	-	2400	kg/m ³	57,6
Tangga	Tangga 1	3,15	-	0,15	-	14,6147	2400	kg/m ³	5,261292
	Tangga 3	3,28	-	0,15	-	13,1866	2400	kg/m ³	4,747176
	Tangga 2	3,175	-	0,15	-	12,2455	2400	kg/m ³	4,40838
Total Berat (Ton)									2826,6414

Rekapitulasi berat bangunan pada lantai selanjutnya dapat dilihat sebagai berikut.

Berat bangunan Lantai 2	= 2586,030624 Ton
Berat bangunan Lantai 3	= 2575,942416 Ton
Berat bangunan Lantai 4	= 2198,3856 Ton
Berat bangunan Lantai 5	= 2016,06744 Ton
Berat bangunan Lantai 6	= 2016,06744 Ton
Berat bangunan Lantai 7	= 1942,742256 Ton
Berat bangunan Lantai 8	= 1990,028856 Ton
Berat bangunan Lantai 9	= 1922,108604 Ton
Berat bangunan Lantai 10	= 673,4102225 Ton
Berat Total Lantai 1-10	= 20791,46067 Ton
	= 203964,2292 kN

Hasil perhitungan SAP2000 didapatkan besarnya *base reactions* dapat dilihat pada Gambar 5.3 sebagai berikut.

	OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	DEAD	LinStatic	000000008112	000000002585	193671.398	2547601.033	-9896651.8	-0.0000002113
	LIVE	LinStatic	000000001899	000000007345	48182.814	646710.6111	-2436746.49	0.0000003928

Gambar 5.3 Output Berat Struktur SAP2000

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, berat seismik efektif struktur yang diperhitungkan untuk gedung adalah seluruh beban mati dan beban lainnya. Pada penelitian ini yang dimaksud beban lainnya adalah beban hidup sebesar 30%. Berat total beban mati dan beban hidup yang diperoleh dari pemodelan SAP2000 sebagai berikut.

W beban mati	= 193671,398 kN
W beban hidup	= 48182,814 kN
W efektif bangunan	= W beban mati + 30% W beban hidup
	= 193671,398 + (30% x 48182,814)
	= 208126,242 kN

Sehingga selisih perhitungan excel dengan hasil SAP :

$$\begin{aligned}\text{Selisih} &= \text{Perhitungan excel} - \text{hasil SAP} \\ &= 203964,2292 \text{ kN} - 208126,242 \text{ kN} \\ &= 4162,013 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kesalahan Relatif } (\epsilon) &= |4162,013 / 203964,2292| \times 100\% \\ &= 2,04 \%\end{aligned}$$

Kesalahan relatif (ϵ) lebih kecil dari 5% menunjukkan pemodelan bangunan pada SAP2000 sudah mendekati desain bangunan yang direncanakan yang ditinjau dari berat bangunan tersebut.

5.3 *Response Spektrum dan Gaya Geser Gempa*

Perhitungan besarnya beban gempa mengacu pada SNI 03-1726-2012 dengan prosedur perhitungan sebagai berikut.

1. Perhitungan kategori desain seismik

- a. Penentuan kategori risiko bangunan dan faktor keutamaan beban gempa.

Sesuai dengan Tabel 3.1, Rumah Sakit termasuk dalam kategori risiko IV. Dan berdasarkan Tabel 3.2, bangunan dengan kategori IV memiliki faktor keutamaan gempa I_e sebesar 1,5.

- b. Klasifikasi situs, wilayah gempa, dan respon spektrum.

Berdasarkan informasi yang penulis dapat, tanah disekitar bangunan Rumah Sakit JIH termasuk dalam kategori tanah lunak (SE). Berdasarkan peta seismik pada Gambar 3.8 wilayah Solo memiliki nilai S_s 0,8 – 0,9g dan diambil nilai minimum 0,8g. Sedangkan nilai S_1 memiliki nilai 0,3 – 0,4g dan diambil nilai 0,3g.

- c. Respon spektral percepatan gempa MCE_R

Berdasarkan Tabel 3.3 sesuai kelas situs, diperoleh koefisien situs F_a dengan cara interpolasi sebesar 1,14. Sedangkan berdasarkan Tabel 3.4 nilai koefisien situs F_v sebesar 2,80.

- d. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{MI}

Nilai S_{MS} dan S_{MI} ditentukan dalam pasal 6.2 SNI 1726-2012. Dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{MS} &= F_a \cdot S_s \\
 &= 1,14 \cdot 0,8 \\
 &= 0,912 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{M1} &= F_v \cdot S_1 \\
 &= 2,80 \cdot 0,3 \\
 &= 0,84 \text{ g}
 \end{aligned}$$

- e. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{D1}

Nilai S_{DS} dan S_{D1} ditentukan dalam pasal 6.3 SNI 1726-2012. Dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} \\
 &= \frac{2}{3} \cdot 0,912 \\
 &= 0,608 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= \frac{2}{3} S_{M1} \\
 &= \frac{2}{3} \cdot 0,84 \\
 &= 0,56 \text{ g}
 \end{aligned}$$

- f. Penentuan nilai C_{RS} dan C_{RI}

Penentuan nilai C_{RS} dan C_{RI} didasarkan peta gempa SNI 03-1726-2012. Lokasi bangunan yang berada di daerah Solo, sehingga diambil nilai C_{RS} sebesar 1,05 dan nilai C_{RI} sebesar 1,0.

- g. Penentuan nilai S_{DSR} dan S_{D1R}

Nilai S_{DS} dan S_{D1} perlu dikalikan dengan nilai C_{RS} dan C_{RI} . Dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{DSR} &= S_{DS} \cdot C_{RS} \\
 &= 0,608 \cdot 1,05 \\
 &= 0,6384 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1R} &= S_{D1} \cdot C_{RI} \\
 &= 0,56 \cdot 1,0 \\
 &= 0,56 \text{ g}
 \end{aligned}$$

h. Pembuatan spektrum desain respon

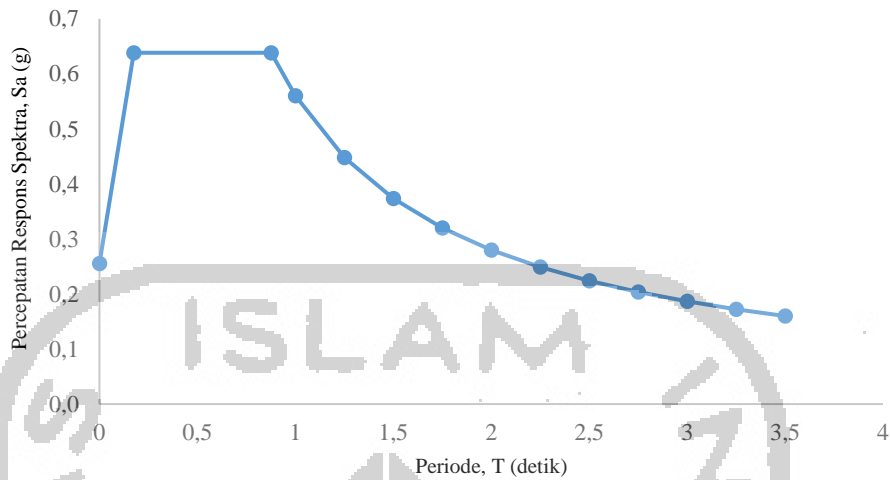
Kurva spektrum desain diperoleh dari parameter percepatan spektral dengan mengacu pada Gambar 3.10 dan ketentuan pada persamaan (3.29), (3.30) serta (3.31), dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \frac{S_{D1R}}{S_{DSR}} \\
 &= 0,2 \frac{0,56}{0,6384} \\
 &= 0,1754 \text{ detik} \\
 T_S &= \frac{S_{D1R}}{S_{DSR}} \\
 &= \frac{0,56}{0,6384} \\
 &= 0,8772 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Nilai percepatan respon spektrum hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.5 dan Gambar 5.4.

Tabel 5.6 Hubungan Percepatan Respon Spektrum dan Periode

<i>T</i> (detik)	<i>S_a</i> (g)
0	0,2554
0,1754	0,6384
0,8772	0,6384
1	0,5600
1,25	0,4480
1,5	0,3733
1,75	0,3200
2	0,2800
2,25	0,2489
2,5	0,2240
2,75	0,2036
3	0,1867
3,25	0,17231
3,5	0,16



Gambar 5.4 Grafik Respon Spektrum

i. Kategori desain seismik

Bangunan gedung yang diteliti memiliki nilai $S_{DSR} = 0,6384g$ dan nilai $S_{DIR} = 0,56g$. Untuk mengetahui kategori desain seismik, harus dibandingkan dengan Tabel 3.5 dan Tabel 3.6. Hasil dari penentuan kategori desain seismik dapat dilihat pada Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Penentuan Kategori Desain Seismik

Kategori Resiko	IV
Faktor Keutamaan	1,5
S_I	0,3
S_{DSR}	0,6384
S_{DIR}	0,56
Kategori Desain Seismik	D

2. Sistem penahan gaya gempa

Bangunan yang dijadikan penelitian memiliki penahan gaya seismik berupa rangka beton bertulang pemikul momen khusus, maka berdasarkan Tabel 3.9 yang mengacu pada SNI 1726-2012, nilai koefisien modifikasi respon (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_o) dan faktor pembesaran defleksi (C_d) adalah sebagai berikut.

$$R = 8$$

$$\Omega_o = 3$$

$$C_d = 5,5$$

3. Penentuan periode fundamental struktur

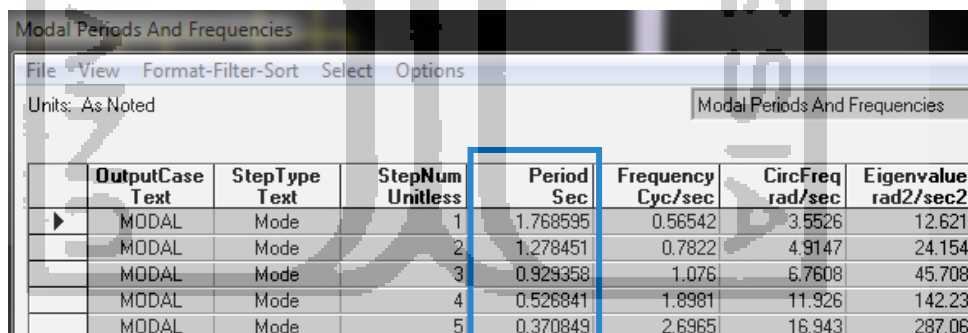
Berdasarkan SNI 03-1726-2012, periode fundamental struktur hasil *output* SAP2000 (T_c) harus lebih dari periode pendekatan (T_a) dan kurang dari periode pendekatan dikali batas atas periode ($C_u \cdot T_a$). Berdasarkan Tabel 3.7 didapat nilai C_u sebesar 1,4. Sedangkan nilai C_t dan x pada Tabel 3.8 sebesar 0,0466 dan 0,9. Tinggi struktur gedung yaitu 41,00 m. Nilai periode minimum struktur dapat ditentukan dengan persamaan (3.32).

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \cdot h_n^x \\ &= 0,0466 \cdot 41^{0,9} \\ &= 1,3179 \text{ detik} \end{aligned}$$

Sedangkan perhitungan batas atas periode fundamental alami ($C_u \cdot T_a$) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} C_u \times T_a &= 1,4 \times 1,3179 \\ &= 1,8451 \text{ detik} \end{aligned}$$

Periode hasil analisa struktur SAP2000 (T_c) dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut.



	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	1.768595	0.56542	3.5526	12.621
	MODAL	Mode	2	1.278451	0.7822	4.9147	24.154
	MODAL	Mode	3	0.929358	1.076	6.7608	45.708
	MODAL	Mode	4	0.526841	1.8981	11.926	142.23
	MODAL	Mode	5	0.370849	2.6965	16.943	287.06

Gambar 5.5 Periode Hasil Analisa Struktur

Berdasarkan hasil tersebut didapat bahwa T_c sebesar 1,768595 detik dan tidak melebihi batas atas periode fundamental, sehingga periode yang digunakan yaitu sebesar 1,768595 detik.

4. Penentuan gaya geser dasar statik

Langkah-langkah dan persamaan perhitungan nilai gaya geser statik adalah sebagai berikut.

a. Koefisien respon struktur

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} = \frac{0,608}{(8/1,5)} = 0,114$$

Koefisien respon maksimum

$$C_{s \text{ maks}} = \frac{S_{DS}}{T (R/I_e)} = \frac{0,608}{1,768595 (8/1,5)} = 0,05937$$

Koefisien respon minimum

$$C_{s \text{ min}} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$C_{s \text{ min}} = 0,044 \times 0,608 \times 1,5 \\ = 0,04213$$

$$C_{s \text{ min}} \geq 0,01$$

Dengan demikian, nilai C_s yang dipakai = 0,05937

b. Geser dasar seismik

$$V = C_s \times W_{\text{seismik efektif bangunan}} \\ = 0,05937 \times 208126,242 \\ = 12356,28023 \text{ kN}$$

Gaya geser dasar minimal struktur dengan analisis respon spektrum,

$$V_{\text{min}} = 0,85 \cdot V_s \\ = 0,85 \times 12356,28023 \\ = 10502,83819 \text{ kN}$$

5.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam analisis struktur tugas akhir ini didasarkan pada Pasal 7.4.2 SNI 1726-2012. Kombinasi beban yang digunakan tidak hanya dipengaruhi oleh beban gempa horizontal tetapi juga memperhatikan beban gempa vertikal. Pengaruh beban vertikal didasarkan pada nilai faktor reduksi (ρ) dan nilai S_{DS} . Bangunan dengan kategori risiko D, maka nilai faktor reduksi sebesar 1,3. Nilai S_{DS} yang telah diperhitungkan sebesar 0,608. Penjabaran kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perhitungan analisis struktur adalah sebagai berikut.

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L$
3. $1,3581D + 1L + 0,39Q_{ex} + 1,3Q_{ey}$

4. $1,1149D + 1L + 0,39Q_{ex} - 1,3Q_{ey}$
5. $1,2851D + 1L - 0,39Q_{ex} + 1,3Q_{ey}$
6. $1,0419D + 1L - 0,39Q_{ex} - 1,3Q_{ey}$
7. $1,3581D + 1L + 1,3Q_{ex} + 0,39Q_{ey}$
8. $1,1149D + 1L + 1,3Q_{ex} - 0,39Q_{ey}$
9. $1,2851D + 1L - 1,3Q_{ex} + 0,39Q_{ey}$
10. $1,0419D + 1L - 1,3Q_{ex} - 0,39Q_{ey}$
11. $0,7419D + 0,39Q_{ex} + 1,3Q_{ey}$
12. $0,9851D + 0,39Q_{ex} - 1,3Q_{ey}$
13. $0,8149D - 0,39Q_{ex} + 1,3Q_{ey}$
14. $1,0581D - 0,39Q_{ex} - 1,3Q_{ey}$
15. $0,7419D + 1,3Q_{ex} + 0,39Q_{ey}$
16. $0,8149D + 1,3Q_{ex} - 0,39Q_{ey}$
17. $0,9851D - 1,3Q_{ex} + 0,39Q_{ey}$
18. $1,0581D - 1,3Q_{ex} - 0,39Q_{ey}$

5.5 Output Analisis SAP

Struktur gedung yang telah dilakukan analisis perlu diperiksa terlebih dahulu hasil analisisnya sehingga hasil yang dikeluarkan sesuai dengan peraturan dan ketentuan yang ada dalam peraturan. Terdapat 4 macam peninjauan hasil analisis dengan penjabaran sebagai berikut.

1. *Participating Mass Ratio*

Pada SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.1, disyaratkan bahwa analisis menggunakan respon spektrum harus memenuhi minimal 90% partisipasi massa dan gaya gesernya harus lebih besar atau sama dengan 85% dari gaya geser dengan menggunakan analisis statik ekuivalen. Nilai partisipasi massa struktur dapat dilihat pada Gambar 5.6 berikut.

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
MODAL	Mode	1	1.768595	0.66137	0.00028	0.000004427	0.66137	0.00028
MODAL	Mode	2	1.278451	0.00048	0.57104	0.000002587	0.66185	0.57132
MODAL	Mode	3	0.929358	0.00002923	0.09181	0.000001637	0.66185	0.66313
MODAL	Mode	4	0.526841	0.18438	0.00016	0.00001458	0.84623	0.66329
MODAL	Mode	5	0.37079	0.0000535	0.17213	0.0000006048	0.84628	0.83543
MODAL	Mode	6	0.26544	0.06627	0.00007595	0.0000424	0.91255	0.8355
MODAL	Mode	7	0.24087	0.00036	0.06015	0.000007045	0.9129	0.89565
MODAL	Mode	8	0.179814	0.0332	0.00064	0.00021	0.94622	0.89629
MODAL	Mode	9	0.137333	0.00025	0.08401	0.00001551	0.94647	0.9803
MODAL	Mode	10	0.105224	0.04696	0.00015	0.00006978	0.99343	0.98045

Gambar 5.6 Nilai Partisipasi Massa Struktur Hasil Pemodelan SAP2000

Partisipasi massa bangunan arah X dan arah Y dapat dilihat pada kolom *SumUX* dan *SumUY* pada gambar tersebut. Nilai partisipasi massa untuk arah X pada modal ke 6 sudah melebihi 90%, dan untuk arah Y pada modal ke 9 sudah melebihi 90%, maka persyaratan massa sudah terpenuhi.

2. Kombinasi Ragam

Pengecekan kombinasi ragam dilakukan berdasarkan Pasal 7.9.3 SNI 03-1726-2012 dengan tujuan untuk mengetahui sesuai atau tidaknya metode kombinasi ragam yang dilakukan. Hasil periode detiap mode dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut.

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1.768595	0.56542	3.5526	12.621
MODAL	Mode	2	1.278451	0.7822	4.9147	24.154
MODAL	Mode	3	0.929358	1.076	6.7608	45.708
MODAL	Mode	4	0.526841	1.8981	11.926	142.23
MODAL	Mode	5	0.37079	2.6969	16.945	287.15
MODAL	Mode	6	0.26544	3.7673	23.671	560.31
MODAL	Mode	7	0.24087	4.1516	26.085	680.44
MODAL	Mode	8	0.179814	5.5613	34.943	1221
MODAL	Mode	9	0.137333	7.2816	45.752	2093.2
MODAL	Mode	10	0.105224	9.5036	59.713	3565.6

Gambar 5.7 Periode Tiap Mode Hasil Pemodelan SAP2000

Perhitungan interval persentase periode dijabarkan sebagaimana berikut ini.

$$T_1 - T_2 = \frac{T_1 - T_2}{T_1} \times 100\% = \frac{1,768595 - 1,278451}{1,768595} \times 100\% = 27,714\%$$

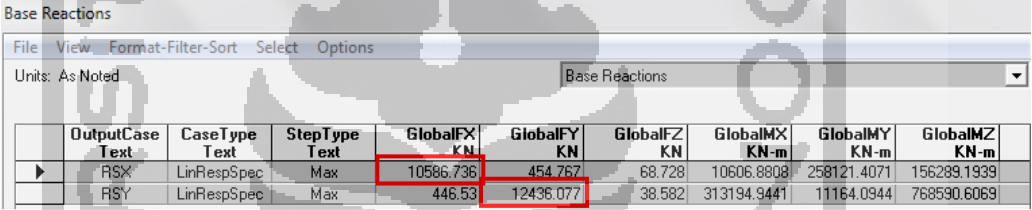
$$T_2 - T_3 = \frac{T_2 - T_3}{T_2} \times 100\% = \frac{1,278451 - 0,929358}{1,278451} \times 100\% = 27,306\%$$

$$T_3 - T_4 = \frac{T_3 - T_4}{T_3} \times 100\% = \frac{0,929358 - 0,526841}{0,929358} \times 100\% = 43,311\%$$

Selisih antara periode 3 dan periode 4 cukup besar yaitu 43,311%. Selisih periode yang lebih dari 15% disarankan menggunakan metode akar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS), maka tidak diperlukan analisa ulang dan mengganti metode kombinasi ragam.

3. Base Shear

Hasil gaya geser dinamik (V_d) tidak dapat langsung digunakan untuk analisa struktur portal bangunan. Hasil gaya geser dasar dinamik (V_d) perlu disetarakan dengan gaya geser dasar statik (V_s) sesuai dengan Pasal 7.9.4.1 SNI 03-1726-2012. Besarnya gaya geser dinamik (V_d) dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut.



OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
RSX	LinRespSpec	Max	10586,736	454,767	68,728	10606,8808	258121,4071	156289,1939
RSY	LinRespSpec	Max	446,53	12436,077	38,582	313194,9441	11164,0944	768590,6069

Gambar 5.8 Gaya Geser Dinamik Hasil SAP2000

Berdasarkan SNI, geser dasar respon spektrum minimal adalah sebesar 85% dari gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen. Gaya geser dinamik berdasarkan Gambar 5.8 adalah sebagai berikut.

$$V_{D \text{ arah } x} = 10586,736 \text{ kN}$$

$$V_{D \text{ arah } y} = 12436,077 \text{ kN}$$

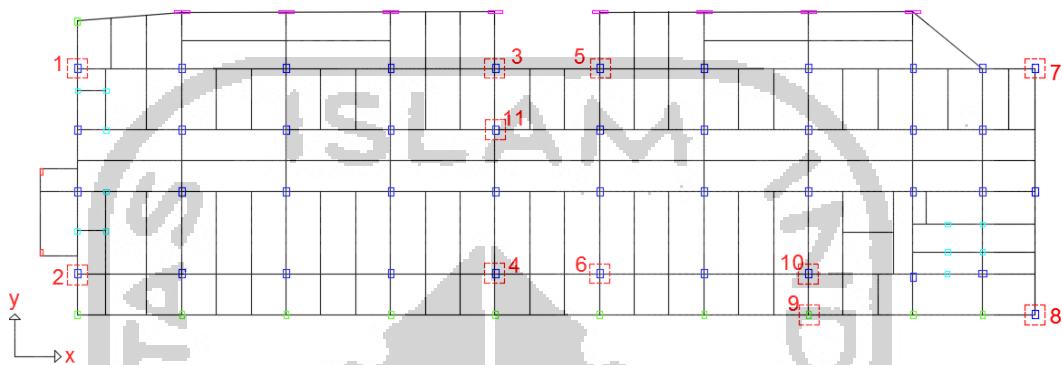
Gaya geser dasar statik berdasarkan perhitungannya adalah

$$0,85V_s = 10502,83819 \text{ kN}$$

Dari hasil diatas dapat dilihat bahwa $V_{D \text{ arah } x}$ dan $V_{D \text{ arah } y}$ sudah melebihi dari $0,85V_s$ sehingga telah memenuhi persyaratan dan tidak perlu dilakukan skala ulang.

5.6 Analisis Simpangan

Analisis simpangan hanya meninjau beberapa yang dianggap mewakili. Simpangan yang ditinjau yaitu simpangan arah X dan simpangan arah Y. Denah kolom yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Denah Kolom yang Ditinjau untuk Analisis Simpangan

Parameter untuk menghitung simpangan antar lantai adalah tinggi (h), perpindahan yang terjadi pada struktur (δ), faktor pembesaran defleksi (C_d) dan faktor keutamaan gempa (I_e). Berikut merupakan contoh perhitungan simpangan pada tinjauan kolom Kode 1 arah X.

$$\text{Tinggi tipikal lantai } (h_x) = 4 \text{ m}$$

$$\text{Faktor pembesaran defleksi } (C_d) = 5,5 \text{ untuk SRPMK}$$

$$\text{Faktor keutamaan gempa } (I_e) = 1,5 \text{ untuk kategori risiko IV}$$

$$\text{Perpindahan struktur lantai 1, } (\delta_1) = 0,00327 \text{ m}$$

$$\text{Perpindahan struktur lantai 2, } (\delta_2) = 0,00942 \text{ m}$$

$$\text{Simpangan antar lantai 1 } (\Delta_1) = \frac{C_d \delta_{e1}}{I_e} = \frac{5,5 \cdot 0,00327}{1,5} = 0,011997 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpangan antar lantai 2 } (\Delta_2) &= \frac{(\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d}{I_e} = \frac{(0,00942 - 0,00327) \cdot 5,5}{1,5} \\ &= 0,022557 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpangan ijin antar lantai } (\Delta_a) &= 0,01 h_x \text{ untuk kategori risiko IV} \\ &= 0,01 \times 4 = 0,04 \text{ m} \end{aligned}$$

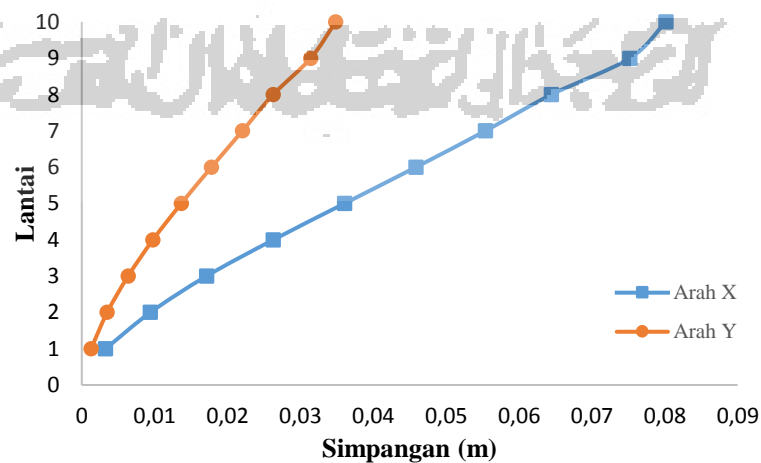
$$\text{Drift ratio 1} = \frac{\Delta_1}{h_x} = \frac{0,011997}{4} = 0,0029993$$

$$\text{Drift ratio 2} = \frac{\Delta_2}{h_x} = \frac{0,022557}{4} = 0,0056393$$

Rekapitulasi perhitungan simpangan antar lantai dapat dilihat pada Tabel 5.8 sampai Tabel 5.18

Tabel 5.8 Simpangan Lantai Kolom Kode 1

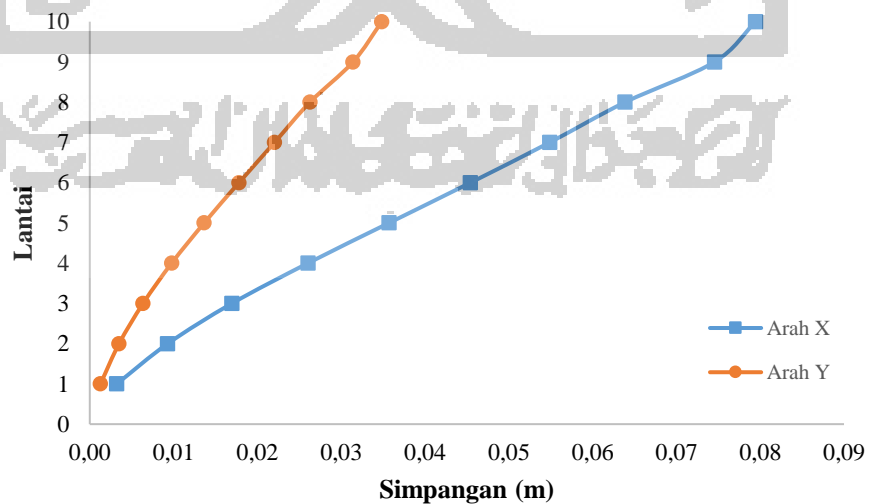
Arah X								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,003272	5,5	1,5	0,011997	4	0,04	0,0029993	Memenuhi
2	0,009424	5,5	1,5	0,022557	4	0,04	0,0056393	Memenuhi
3	0,017127	5,5	1,5	0,028244	4	0,04	0,0071611	Memenuhi
4	0,026292	5,5	1,5	0,033605	4	0,04	0,0084013	Memenuhi
5	0,036056	5,5	1,5	0,035801	4	0,04	0,0089503	Memenuhi
6	0,045862	5,5	1,5	0,035955	4	0,04	0,0089888	Memenuhi
7	0,055394	5,5	1,5	0,034951	4	0,04	0,0087377	Memenuhi
8	0,064462	5,5	1,5	0,033249	4	0,04	0,0083123	Memenuhi
9	0,075199	5,5	1,5	0,039369	5	0,05	0,0078738	Memenuhi
10	0,080159	5,5	1,5	0,018187	4	0,04	0,0045467	Memenuhi
Arah Y								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,001275	5,5	1,5	0,004675	4	0,04	0,0011688	Memenuhi
2	0,003494	5,5	1,5	0,008136	4	0,04	0,0020341	Memenuhi
3	0,006361	5,5	1,5	0,010512	4	0,04	0,0026281	Memenuhi
4	0,00977	5,5	1,5	0,012500	4	0,04	0,0031249	Memenuhi
5	0,013653	5,5	1,5	0,014238	4	0,04	0,0035594	Memenuhi
6	0,017803	5,5	1,5	0,015217	4	0,04	0,0038042	Memenuhi
7	0,022051	5,5	1,5	0,015576	4	0,04	0,0038940	Memenuhi
8	0,026272	5,5	1,5	0,015477	4	0,04	0,0038693	Memenuhi
9	0,031414	5,5	1,5	0,018854	5	0,05	0,0037718	Memenuhi
10	0,034847	5,5	1,5	0,012588	4	0,04	0,0031469	Memenuhi



Gambar 5.10 Grafik Simpangan Arah X dan Arah Y Kolom Kode 1

Tabel 5.9 Simpangan Lantai Kolom Kode 2

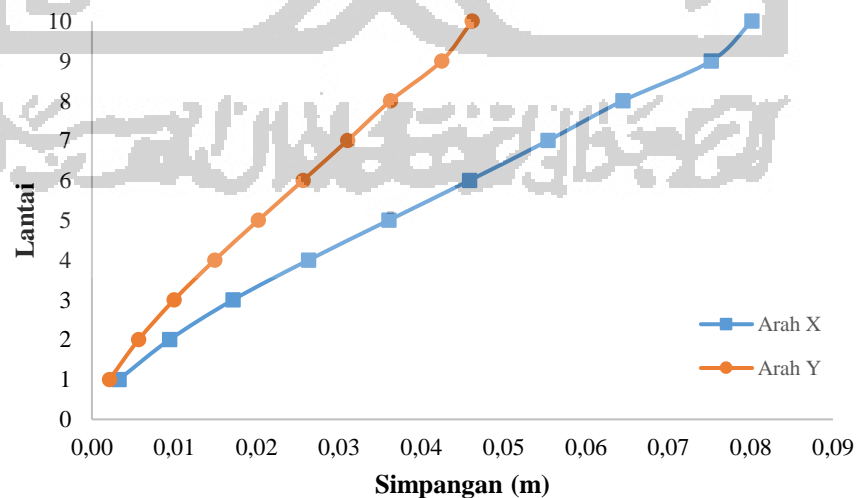
Arah X								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00322	5,5	1,5	0,01182	4	0,04	0,002954	Memenuhi
2	0,00930	5,5	1,5	0,02230	4	0,04	0,005574	Memenuhi
3	0,01697	5,5	1,5	0,02809	4	0,04	0,007123	Memenuhi
4	0,02604	5,5	1,5	0,03327	4	0,04	0,008317	Memenuhi
5	0,03572	5,5	1,5	0,03548	4	0,04	0,008868	Memenuhi
6	0,04544	5,5	1,5	0,03564	4	0,04	0,008910	Memenuhi
7	0,05489	5,5	1,5	0,03466	4	0,04	0,008666	Memenuhi
8	0,06389	5,5	1,5	0,03300	4	0,04	0,008250	Memenuhi
9	0,07455	5,5	1,5	0,03909	5	0,05	0,007818	Memenuhi
10	0,07946	5,5	1,5	0,01799	4	0,04	0,004498	Memenuhi
Arah Y								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00128	5,5	1,5	0,00468	4	0,04	0,001168	Memenuhi
2	0,00349	5,5	1,5	0,00814	4	0,04	0,002034	Memenuhi
3	0,00636	5,5	1,5	0,01051	4	0,04	0,002628	Memenuhi
4	0,00977	5,5	1,5	0,01250	4	0,04	0,003129	Memenuhi
5	0,01365	5,5	1,5	0,01424	4	0,04	0,003559	Memenuhi
6	0,01780	5,5	1,5	0,01522	4	0,04	0,003804	Memenuhi
7	0,02205	5,5	1,5	0,01558	4	0,04	0,003894	Memenuhi
8	0,02627	5,5	1,5	0,01548	4	0,04	0,003869	Memenuhi
9	0,03141	5,5	1,5	0,01885	5	0,05	0,003771	Memenuhi
10	0,03485	5,5	1,5	0,01259	4	0,04	0,003146	Memenuhi



Gambar 5.11 Grafik Simpangan Arah X dan Arah Y Kolom Kode 2

Tabel 5.10 Simpangan Lantai Kolom Kode 3

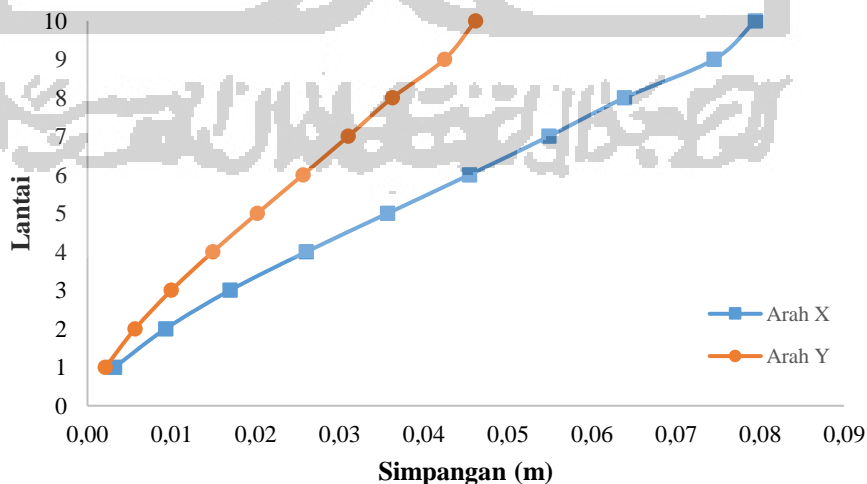
Arah X								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00327	5,5	1,5	0,01200	4	0,04	0,0029993	Memenuhi
2	0,00942	5,5	1,5	0,02256	4	0,04	0,0056393	Memenuhi
3	0,01713	5,5	1,5	0,02824	4	0,04	0,0071611	Memenuhi
4	0,02629	5,5	1,5	0,03361	4	0,04	0,0084013	Memenuhi
5	0,03606	5,5	1,5	0,03580	4	0,04	0,0089503	Memenuhi
6	0,04586	5,5	1,5	0,03596	4	0,04	0,0089888	Memenuhi
7	0,05539	5,5	1,5	0,03495	4	0,04	0,0087377	Memenuhi
8	0,06446	5,5	1,5	0,03325	4	0,04	0,0083123	Memenuhi
9	0,07520	5,5	1,5	0,03937	5	0,05	0,0078738	Memenuhi
10	0,08016	5,5	1,5	0,01819	4	0,04	0,0045467	Memenuhi
Arah Y								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00213	5,5	1,5	0,00781	4	0,04	0,0019534	Memenuhi
2	0,00567	5,5	1,5	0,01298	4	0,04	0,0032450	Memenuhi
3	0,00998	5,5	1,5	0,01580	4	0,04	0,0039508	Memenuhi
4	0,01491	5,5	1,5	0,01806	4	0,04	0,0045146	Memenuhi
5	0,02021	5,5	1,5	0,01944	4	0,04	0,0048593	Memenuhi
6	0,02563	5,5	1,5	0,01990	4	0,04	0,0049748	Memenuhi
7	0,03103	5,5	1,5	0,01977	4	0,04	0,0049436	Memenuhi
8	0,03626	5,5	1,5	0,01918	4	0,04	0,0047942	Memenuhi
9	0,04246	5,5	1,5	0,02276	5	0,05	0,0045518	Memenuhi
10	0,04617	5,5	1,5	0,01360	4	0,04	0,0033990	Memenuhi



Gambar 5.12 Grafik Simpangan Arah X dan Arah Y Kolom Kode 3

Tabel 5.11 Simpangan Lantai Kolom Kode 4

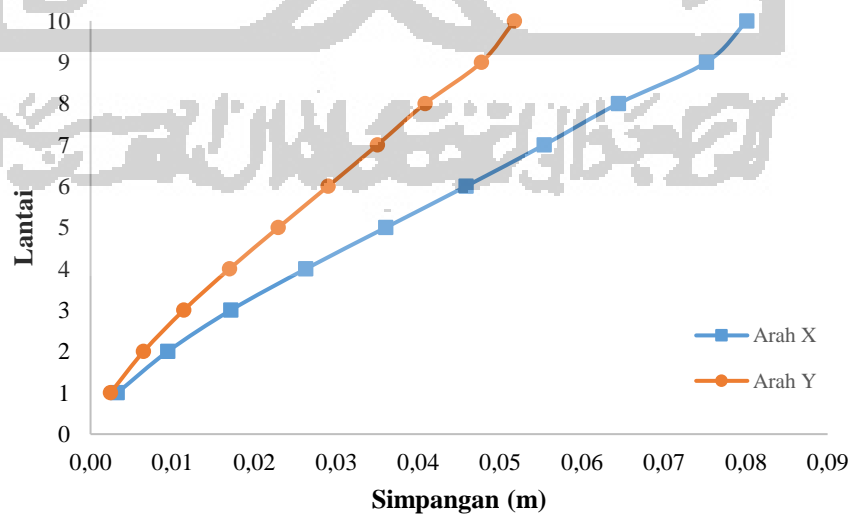
Arah X								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00322	5,5	1,5	0,01182	4	0,04	0,0029544	Memenuhi
2	0,00930	5,5	1,5	0,02230	4	0,04	0,0055743	Memenuhi
3	0,01697	5,5	1,5	0,02809	4	0,04	0,0071235	Memenuhi
4	0,02604	5,5	1,5	0,03327	4	0,04	0,0083178	Memenuhi
5	0,03572	5,5	1,5	0,03548	4	0,04	0,0088688	Memenuhi
6	0,04544	5,5	1,5	0,03564	4	0,04	0,0089100	Memenuhi
7	0,05489	5,5	1,5	0,03466	4	0,04	0,0086662	Memenuhi
8	0,06389	5,5	1,5	0,03300	4	0,04	0,0082500	Memenuhi
9	0,07455	5,5	1,5	0,03909	5	0,05	0,0078181	Memenuhi
10	0,07946	5,5	1,5	0,01799	4	0,04	0,0044981	Memenuhi
Arah Y								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00213	5,5	1,5	0,00781	4	0,04	0,0019534	Memenuhi
2	0,00567	5,5	1,5	0,01298	4	0,04	0,0032450	Memenuhi
3	0,00998	5,5	1,5	0,01580	4	0,04	0,0039508	Memenuhi
4	0,01491	5,5	1,5	0,01806	4	0,04	0,0045146	Memenuhi
5	0,02021	5,5	1,5	0,01944	4	0,04	0,0048593	Memenuhi
6	0,02563	5,5	1,5	0,01990	4	0,04	0,0049748	Memenuhi
7	0,03103	5,5	1,5	0,01977	4	0,04	0,0049436	Memenuhi
8	0,03626	5,5	1,5	0,01918	4	0,04	0,0047942	Memenuhi
9	0,04246	5,5	1,5	0,02276	5	0,05	0,0045518	Memenuhi
10	0,04617	5,5	1,5	0,01360	4	0,04	0,0033990	Memenuhi



Gambar 5.13 Grafik Simpangan Arah X dan Arah Y Kolom Kode 4

Tabel 5.12 Simpangan Lantai Kolom Kode 5

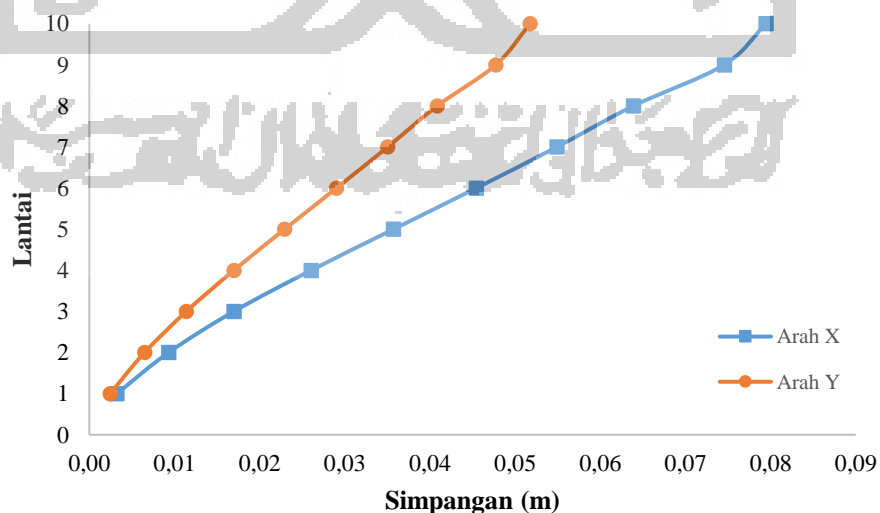
Arah X								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00327	5,5	1,5	0,01200	4	0,04	0,0029993	Memenuhi
2	0,00942	5,5	1,5	0,02256	4	0,04	0,0056393	Memenuhi
3	0,01713	5,5	1,5	0,02824	4	0,04	0,0071611	Memenuhi
4	0,02629	5,5	1,5	0,03361	4	0,04	0,0084013	Memenuhi
5	0,03606	5,5	1,5	0,03580	4	0,04	0,0089503	Memenuhi
6	0,04586	5,5	1,5	0,03596	4	0,04	0,0089888	Memenuhi
7	0,05539	5,5	1,5	0,03495	4	0,04	0,0087377	Memenuhi
8	0,06446	5,5	1,5	0,03325	4	0,04	0,0083123	Memenuhi
9	0,07520	5,5	1,5	0,03937	5	0,05	0,0078738	Memenuhi
10	0,08016	5,5	1,5	0,01819	4	0,04	0,0045467	Memenuhi
Arah Y								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00244	5,5	1,5	0,00894	4	0,04	0,0022348	Memenuhi
2	0,00648	5,5	1,5	0,01484	4	0,04	0,0037188	Memenuhi
3	0,01139	5,5	1,5	0,01798	4	0,04	0,0044944	Memenuhi
4	0,01697	5,5	1,5	0,02047	4	0,04	0,0051178	Memenuhi
5	0,02294	5,5	1,5	0,02188	4	0,04	0,0054688	Memenuhi
6	0,02901	5,5	1,5	0,02228	4	0,04	0,0055716	Memenuhi
7	0,03503	5,5	1,5	0,02207	4	0,04	0,0055165	Memenuhi
8	0,04085	5,5	1,5	0,02134	4	0,04	0,0053350	Memenuhi
9	0,04774	5,5	1,5	0,02526	5	0,05	0,0050527	Memenuhi
10	0,05177	5,5	1,5	0,01476	4	0,04	0,0036905	Memenuhi



Gambar 5.14 Grafik Simpangan Arah X dan Arah Y Kolom Kode 5

Tabel 5.13 Simpangan Lantai Kolom Kode 6

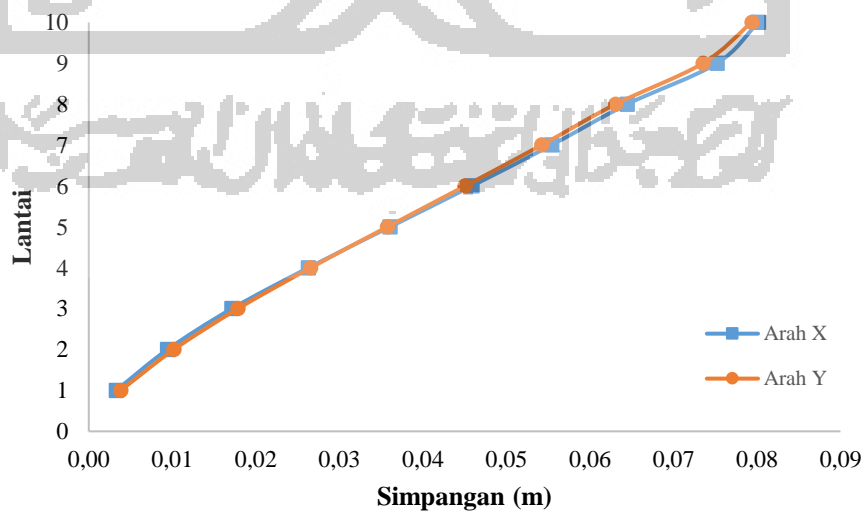
Arah X								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00322	5,5	1,5	0,01182	4	0,04	0,0029544	Memenuhi
2	0,00930	5,5	1,5	0,02230	4	0,04	0,0055743	Memenuhi
3	0,01697	5,5	1,5	0,02809	4	0,04	0,0071235	Memenuhi
4	0,02604	5,5	1,5	0,03327	4	0,04	0,0083178	Memenuhi
5	0,03572	5,5	1,5	0,03548	4	0,04	0,0088688	Memenuhi
6	0,04544	5,5	1,5	0,03564	4	0,04	0,0089100	Memenuhi
7	0,05489	5,5	1,5	0,03466	4	0,04	0,0086662	Memenuhi
8	0,06389	5,5	1,5	0,03300	4	0,04	0,0082500	Memenuhi
9	0,07455	5,5	1,5	0,03909	5	0,05	0,0078181	Memenuhi
10	0,07946	5,5	1,5	0,01799	4	0,04	0,0044981	Memenuhi
Arah Y								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00244	5,5	1,5	0,00894	4	0,04	0,0022348	Memenuhi
2	0,00648	5,5	1,5	0,01484	4	0,04	0,0037188	Memenuhi
3	0,01139	5,5	1,5	0,01798	4	0,04	0,0044944	Memenuhi
4	0,01697	5,5	1,5	0,02047	4	0,04	0,0051178	Memenuhi
5	0,02294	5,5	1,5	0,02188	4	0,04	0,0054688	Memenuhi
6	0,02901	5,5	1,5	0,02228	4	0,04	0,0055716	Memenuhi
7	0,03503	5,5	1,5	0,02207	4	0,04	0,0055165	Memenuhi
8	0,04085	5,5	1,5	0,02134	4	0,04	0,0053350	Memenuhi
9	0,04774	5,5	1,5	0,02526	5	0,05	0,0050527	Memenuhi
10	0,05177	5,5	1,5	0,01476	4	0,04	0,0036905	Memenuhi



Gambar 5.15 Grafik Simpangan Arah X dan Arah Y Kolom Kode 6

Tabel 5.14 Simpangan Lantai Kolom Kode 7

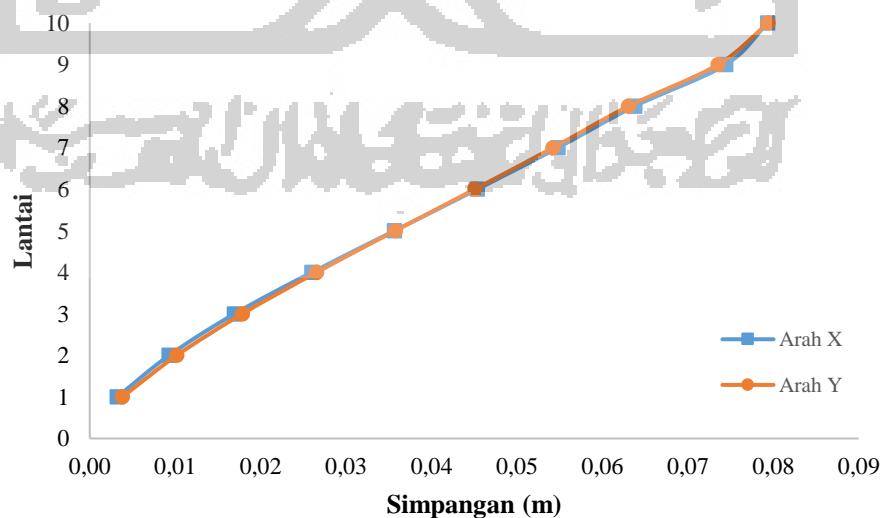
Arah X								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00327	5,5	1,5	0,01200	4	0,04	0,0029993	Memenuhi
2	0,00942	5,5	1,5	0,02256	4	0,04	0,0056393	Memenuhi
3	0,01713	5,5	1,5	0,02824	4	0,04	0,0071611	Memenuhi
4	0,02629	5,5	1,5	0,03361	4	0,04	0,0084013	Memenuhi
5	0,03606	5,5	1,5	0,03580	4	0,04	0,0089503	Memenuhi
6	0,04586	5,5	1,5	0,03596	4	0,04	0,0089888	Memenuhi
7	0,05539	5,5	1,5	0,03495	4	0,04	0,0087377	Memenuhi
8	0,06446	5,5	1,5	0,03325	4	0,04	0,0083123	Memenuhi
9	0,07520	5,5	1,5	0,03937	5	0,05	0,0078738	Memenuhi
10	0,08016	5,5	1,5	0,01819	4	0,04	0,0045467	Memenuhi
Arah Y								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00382	5,5	1,5	0,01401	4	0,04	0,0035035	Memenuhi
2	0,01018	5,5	1,5	0,02332	4	0,04	0,0058300	Memenuhi
3	0,01785	5,5	1,5	0,02813	4	0,04	0,0071318	Memenuhi
4	0,02655	5,5	1,5	0,03190	4	0,04	0,0079759	Memenuhi
5	0,03575	5,5	1,5	0,03371	4	0,04	0,0084278	Memenuhi
6	0,04505	5,5	1,5	0,03410	4	0,04	0,0085241	Memenuhi
7	0,05422	5,5	1,5	0,03362	4	0,04	0,0084040	Memenuhi
8	0,06306	5,5	1,5	0,03242	4	0,04	0,0081061	Memenuhi
9	0,07352	5,5	1,5	0,03835	5	0,05	0,0076692	Memenuhi
10	0,07938	5,5	1,5	0,02151	4	0,04	0,0053781	Memenuhi



Gambar 5.16 Grafik Simpangan Arah X dan Arah Y Kolom Kode 7

Tabel 5.15 Simpangan Lantai Kolom Kode 8

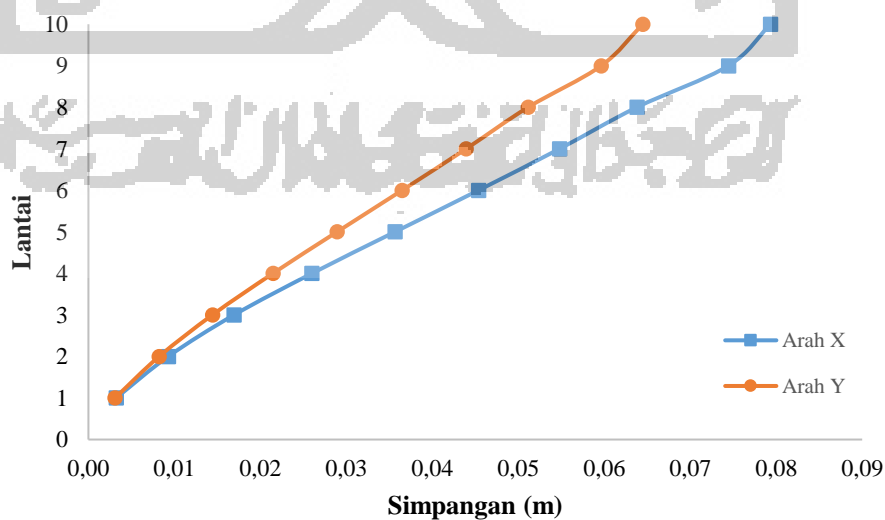
Arah X								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00322	5,5	1,5	0,01179	4	0,04	0,0029471	Memenuhi
2	0,00928	5,5	1,5	0,02225	4	0,04	0,0055633	Memenuhi
3	0,01694	5,5	1,5	0,02806	4	0,04	0,0071162	Memenuhi
4	0,02600	5,5	1,5	0,03322	4	0,04	0,0083041	Memenuhi
5	0,03566	5,5	1,5	0,03542	4	0,04	0,0088541	Memenuhi
6	0,04536	5,5	1,5	0,03559	4	0,04	0,0088972	Memenuhi
7	0,05480	5,5	1,5	0,03462	4	0,04	0,0086543	Memenuhi
8	0,06379	5,5	1,5	0,03296	4	0,04	0,0082390	Memenuhi
9	0,07444	5,5	1,5	0,03904	5	0,05	0,0078085	Memenuhi
10	0,07934	5,5	1,5	0,01796	4	0,04	0,0044898	Memenuhi
Arah Y								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00382	5,5	1,5	0,01401	4	0,04	0,0035035	Memenuhi
2	0,01018	5,5	1,5	0,02332	4	0,04	0,0058300	Memenuhi
3	0,01785	5,5	1,5	0,02813	4	0,04	0,0071318	Memenuhi
4	0,02655	5,5	1,5	0,03190	4	0,04	0,0079759	Memenuhi
5	0,03575	5,5	1,5	0,03371	4	0,04	0,0084278	Memenuhi
6	0,04505	5,5	1,5	0,03410	4	0,04	0,0085241	Memenuhi
7	0,05422	5,5	1,5	0,03362	4	0,04	0,0084040	Memenuhi
8	0,06306	5,5	1,5	0,03242	4	0,04	0,0081061	Memenuhi
9	0,07352	5,5	1,5	0,03835	5	0,05	0,0076692	Memenuhi
10	0,07938	5,5	1,5	0,02151	4	0,04	0,0053781	Memenuhi



Gambar 5.17 Grafik Simpangan Arah X dan Arah Y Kolom Kode 8

Tabel 5.16 Simpangan Lantai Kolom Kode 9

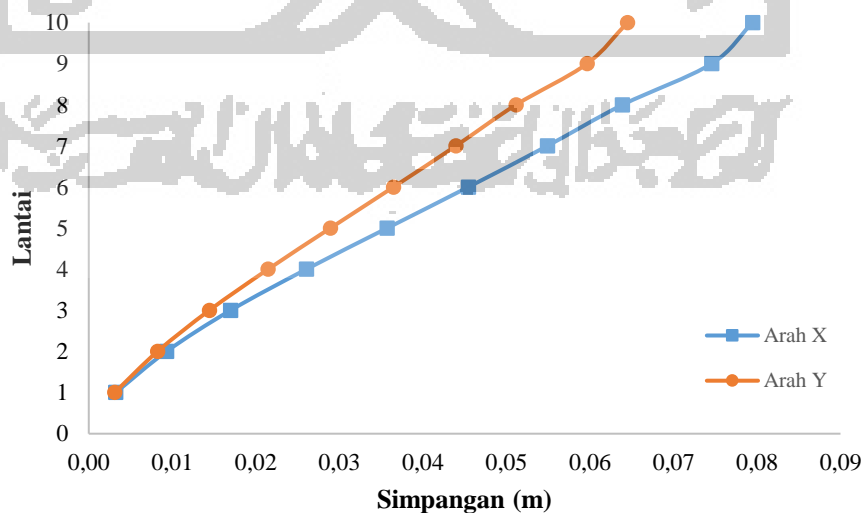
Arah X								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00322	5,5	1,5	0,01179	4	0,04	0,0029471	Memenuhi
2	0,00928	5,5	1,5	0,02225	4	0,04	0,0055633	Memenuhi
3	0,01694	5,5	1,5	0,02806	4	0,04	0,0071162	Memenuhi
4	0,02600	5,5	1,5	0,03322	4	0,04	0,0083041	Memenuhi
5	0,03566	5,5	1,5	0,03542	4	0,04	0,0088541	Memenuhi
6	0,04536	5,5	1,5	0,03559	4	0,04	0,0088972	Memenuhi
7	0,05480	5,5	1,5	0,03462	4	0,04	0,0086543	Memenuhi
8	0,06379	5,5	1,5	0,03296	4	0,04	0,0082390	Memenuhi
9	0,07444	5,5	1,5	0,03904	5	0,05	0,0078085	Memenuhi
10	0,07934	5,5	1,5	0,01796	4	0,04	0,0044898	Memenuhi
Arah Y								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (m)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00309	5,5	1,5	0,01133	4	0,04	0,0028334	Memenuhi
2	0,00823	5,5	1,5	0,01883	4	0,04	0,0047171	Memenuhi
3	0,01442	5,5	1,5	0,02272	4	0,04	0,0056806	Memenuhi
4	0,02146	5,5	1,5	0,02580	4	0,04	0,0064497	Memenuhi
5	0,02892	5,5	1,5	0,02735	4	0,04	0,0068374	Memenuhi
6	0,03648	5,5	1,5	0,02772	4	0,04	0,0069300	Memenuhi
7	0,04394	5,5	1,5	0,02735	4	0,04	0,0068383	Memenuhi
8	0,05114	5,5	1,5	0,02639	4	0,04	0,0065982	Memenuhi
9	0,05965	5,5	1,5	0,03120	5	0,05	0,0062407	Memenuhi
10	0,06448	5,5	1,5	0,01774	4	0,04	0,0044348	Memenuhi



Gambar 5.18 Grafik Simpangan Arah X dan Arah Y Kolom Kode 9

Tabel 5.17 Simpangan Lantai Kolom Kode 10

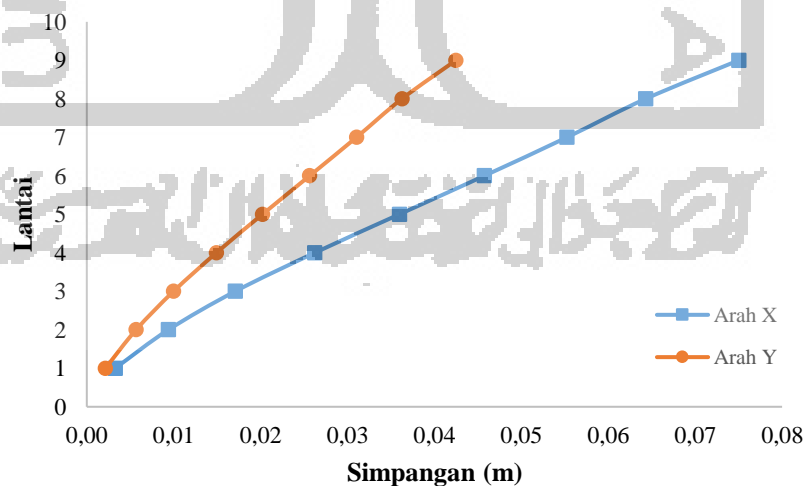
Arah X								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (mm)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00322	5,5	1,5	0,01182	4	0,04	0,0029544	Memenuhi
2	0,00930	5,5	1,5	0,02230	4	0,04	0,0055743	Memenuhi
3	0,01697	5,5	1,5	0,02809	4	0,04	0,0071235	Memenuhi
4	0,02604	5,5	1,5	0,03327	4	0,04	0,0083178	Memenuhi
5	0,03572	5,5	1,5	0,03548	4	0,04	0,0088688	Memenuhi
6	0,04544	5,5	1,5	0,03564	4	0,04	0,0089100	Memenuhi
7	0,05489	5,5	1,5	0,03466	4	0,04	0,0086662	Memenuhi
8	0,06389	5,5	1,5	0,03300	4	0,04	0,0082500	Memenuhi
9	0,07455	5,5	1,5	0,03909	5	0,05	0,0078181	Memenuhi
10	0,07946	5,5	1,5	0,01799	4	0,04	0,0044981	Memenuhi
Arah Y								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (mm)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00309	5,5	1,5	0,01133	4	0,04	0,0028334	Memenuhi
2	0,00823	5,5	1,5	0,01883	4	0,04	0,0047171	Memenuhi
3	0,01442	5,5	1,5	0,02272	4	0,04	0,0056806	Memenuhi
4	0,02146	5,5	1,5	0,02580	4	0,04	0,0064497	Memenuhi
5	0,02892	5,5	1,5	0,02735	4	0,04	0,0068374	Memenuhi
6	0,03648	5,5	1,5	0,02772	4	0,04	0,0069300	Memenuhi
7	0,04394	5,5	1,5	0,02735	4	0,04	0,0068383	Memenuhi
8	0,05114	5,5	1,5	0,02639	4	0,04	0,0065982	Memenuhi
9	0,05965	5,5	1,5	0,03120	5	0,05	0,0062407	Memenuhi
10	0,06448	5,5	1,5	0,01774	4	0,04	0,0044348	Memenuhi



Gambar 5.19 Grafik Simpangan Arah X dan Arah Y Kolom Kode 10

Tabel 5.18 Simpangan Lantai Kolom Kode 11

Arah X								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (mm)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00326	5,5	1,5	0,01195	4	0,04	0,0029865	Memenuhi
2	0,00939	5,5	1,5	0,02248	4	0,04	0,0056201	Memenuhi
3	0,01718	5,5	1,5	0,02820	4	0,04	0,0071492	Memenuhi
4	0,02622	5,5	1,5	0,03351	4	0,04	0,0083774	Memenuhi
5	0,03596	5,5	1,5	0,03571	4	0,04	0,0089265	Memenuhi
6	0,04574	5,5	1,5	0,03586	4	0,04	0,0089650	Memenuhi
7	0,05525	5,5	1,5	0,03487	4	0,04	0,0087175	Memenuhi
8	0,06429	5,5	1,5	0,03318	4	0,04	0,0082940	Memenuhi
9	0,07501	5,5	1,5	0,03928	5	0,05	0,0078569	Memenuhi
Arah Y								
Lantai	δ (m)	Cd	Ie	Δ (mm)	Hx	Δa	$Drifratio$	Cek
1	0,00213	5,5	1,5	0,00781	4	0,04	0,0019534	Memenuhi
2	0,00567	5,5	1,5	0,01298	4	0,04	0,0032450	Memenuhi
3	0,00998	5,5	1,5	0,01580	4	0,04	0,0039508	Memenuhi
4	0,01491	5,5	1,5	0,01806	4	0,04	0,0045146	Memenuhi
5	0,02021	5,5	1,5	0,01944	4	0,04	0,0048593	Memenuhi
6	0,02563	5,5	1,5	0,01990	4	0,04	0,0049748	Memenuhi
7	0,03103	5,5	1,5	0,01977	4	0,04	0,0049436	Memenuhi
8	0,03626	5,5	1,5	0,01918	4	0,04	0,0047942	Memenuhi
9	0,04246	5,5	1,5	0,02276	5	0,05	0,0045518	Memenuhi



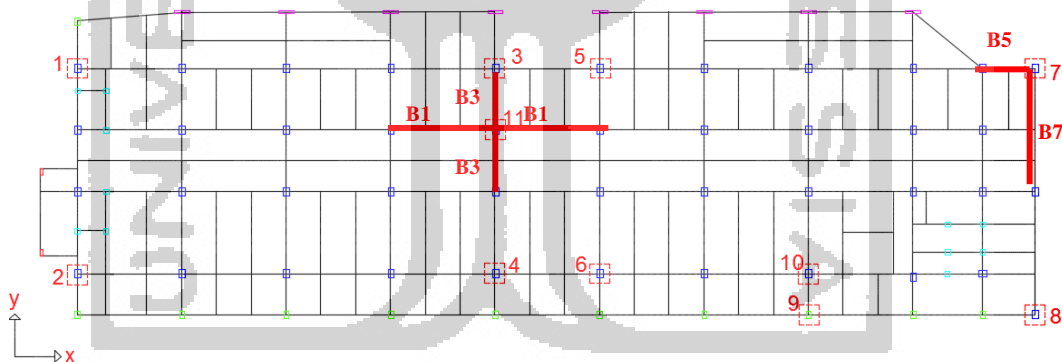
Gambar 5.20 Grafik Simpangan Arah X dan Arah Y Kolom Kode 11

Dari hasil diatas, dapat dilihat bahwa semua kolom tinjauan sudah memenuhi persyaratan ($\Delta_i < \Delta$ izin). Nilai defleksi Arah X cenderung lebih besar terhadap Arah Y nya, hal tersebut dikarenakan denah bangunan memiliki arah X dominan terhadap arah Y nya.

Faktor-faktor yang mempengaruhi besarnya simpangan antara lain, fungsi bangunan yang digunakan sebagai rumah sakit termasuk dalam kategori risiko tertinggi yaitu risiko IV dengan nilai I_e 1,5; nilai pembesaran momen (C_d) yang digunakan untuk sistem struktur SRPMK; dan nilai defleksi akibat adanya perbedaan massa dan kekakuan.

5.7 Perencanaan Balok

Perencanaan balok diperlukan untuk mencari nilai momen-momen yang akan digunakan pada kontrol momen kolom (SCWB) dan desain tulangan transversal kolom. Balok yang ditinjau menyesuaikan dengan letak kolom tinjauan (Gambar 5.21).



Gambar 5.21 Tinjauan Perencanaan Balok

Dilakukan contoh perhitungan pada balok B5 tumpuan lantai 1.

Nilai momen tumpuan M^- dan M^+ diambil dari hasil analisis SAP2000.

$$Mu^- = 199,1333 \text{ kNm}$$

$$Mu^+ = 127,5972 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M = 326,7305 \text{ kNm}$$

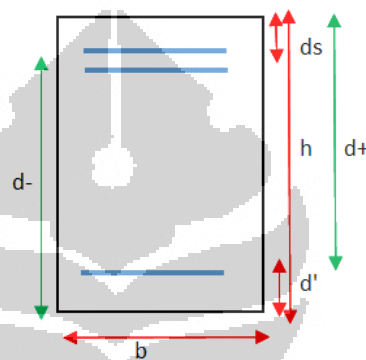
$$\text{Cek } Mu^+ > 50\% Mu^- = 127,5972 > 50\% \cdot 199,1333$$

$$= 127,5972 > 99,5666 \text{ (Tidak perlu redistribusi momen)}$$

Diketahui data balok B5 sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 f'c &= 30 \text{ MPa} \\
 fy &= 400 \text{ MPa} \\
 B &= 400 \text{ mm} \\
 H &= 600 \text{ mm} \\
 D \text{ tul. pokok} &= 22 \text{ mm} \\
 D \text{ tul. sengkang} &= 10 \text{ mm} \\
 Pb &= 40 \text{ mm} \\
 \text{Jarak antar tul.} &= 25 \text{ mm} \\
 ds \text{ 2 baris} &= Pb + \text{tul. sengkang} + \text{tul. pokok} + (\text{jarak antar tul}/2) \\
 &= 84,5 \text{ mm} \\
 ds' \text{ 1 baris} &= Pb + \text{tul. sengkang} + (\text{tul. pokok}/2) \\
 &= 61 \text{ mm} \\
 d \text{ (-)} &= H - ds \\
 &= 515,5 \text{ mm} \\
 d' \text{ (+)} &= H - ds' \\
 &= 539 \text{ mm} \\
 \beta &= 0,83571 \\
 \phi_{\text{lentur}} &= 0,9 \\
 \phi_{\text{overstrength}} &= 1,25 \\
 Es &= 200000 \text{ MPa} \\
 \epsilon_c &= 0,003 \\
 \epsilon_y &= 0,002 \\
 \epsilon_t &= 0,005 \\
 m &= fy / (0,85 * f'c) \\
 &= 15,686 \\
 \rho_{\text{balance}} &= \left(\frac{\beta}{m} \right) \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \right) \\
 &= 0,032 \\
 \rho_{\text{max 1}} &= 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0,02397 \\
 \rho_{\text{max 2}} &= \left(\frac{\epsilon_c + \epsilon_y}{\epsilon_c + \epsilon_t} \right) \cdot \rho_b
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,01998 \text{ } (\rho \text{ max pakai}) \\
 \rho \text{ min 1} &= \left(\frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \right) \\
 &= 0,00342 \\
 \rho \text{ min 2} &= \left(\frac{1,4}{f_y} \right) \\
 &= 0,0035 \text{ } (\rho \text{ min pakai}) \\
 R_m &= \rho \text{ max} \cdot f_y \cdot (1 - (0,5 \cdot \rho \text{ max} \cdot m)) \\
 &= 6,7392
 \end{aligned}$$



Gambar 5.22 Ilustrasi Penampang Balok Tumpuan

1. Tulangan tunggal

Diambil nilai ρ $0,3\rho_{max} = 0,005994$

$$\begin{aligned}
 AsI &= \rho \cdot B \cdot d \\
 &= 0,005994 \cdot 400 \cdot 515,5 \\
 &= 1235,888 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 AsID &= 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\
 &= 380,135 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= AsI / AsID \\
 &= 1235,888 / 380,135 \\
 &= 3,251 \approx \text{diambil 4 buah tulangan}
 \end{aligned}$$

$$As \text{ terpasang} = 1520,5308 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 S \text{ tulangan} &= \frac{B - 2Pb - 2S - n \cdot \text{tul pokok}}{n \text{ tul} - 1} \\
 &= \frac{400 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 4 \cdot 22}{4 - 1}
 \end{aligned}$$

$$= 71,667 \text{ mm } (>25 \text{ mm}) \text{ (OK)}$$

Mencari nilai Mn_1

$$Cc = Ts$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = As1 \cdot fy$$

$$a = \frac{As \text{ terpasang} \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$= \frac{1520,5308 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 400}$$

$$= 59,6287 \text{ mm}$$

$$Mn_1 = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot (d' - a/2)$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 59,6287 \cdot 400 \cdot (515,5 - 59,6287/2)$$

$$= 2954000016,6 \text{ Nmm}$$

2. Tulangan rangkap

$$Mn = Mu / \phi_{lentur}$$

$$= 199,1333 / 0,9$$

$$= 221,25922 \text{ kNm}$$

$$Mn_2 = (Mn \cdot 10^6) - Mn_1$$

$$= (221,25922 \cdot 10^6) - 2954000016,6$$

$$= -74140794,36 \text{ Nmm}$$

$$T_2 = Mn_2 / (d' - d')$$

$$= -74140794,36 / (515,5 - 61)$$

$$= -163126,0602 \text{ N}$$

$$As_2 = T_2 / fy$$

$$= -163126,0602 / 400$$

$$= -407,8152 \text{ mm}^2$$

$$n = As_2 / As1D$$

$$= -407,8152 / 380,135$$

$$= -1,0728 \approx \text{diambil 2 buah tulangan}$$

3. Rasio luas tulangan terpasang

$$As = n \text{ tarik} \cdot As1D$$

$$= 6 \cdot 380,135$$

$$= 2280,7963 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s2} &= n \text{ tekan. } A_{s1}D \\
 &= 4. 380,135 \\
 &= 1520,5308 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio } \rho &= \frac{A_s - A_{s2}}{b \cdot d^-} \\
 &= \frac{2280,7963 - 1520,5308}{400 \cdot 515,5} \\
 &= 0,003687 \quad (\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}) \text{ (Memenuhi)}
 \end{aligned}$$

4. Momen tersedia negatif

Asumsi tulangan tekan belum leleh

Digunakan persamaan kuadrat $Xa^2 + Ya + Z = 0$

$$\begin{aligned}
 X &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 30 \cdot 400 \\
 &= 10200 \text{ a}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y &= A_{s2} \cdot \epsilon_c \cdot E_s - A_s \cdot f_y \\
 &= 1520,5308 \cdot 0,003 \cdot 200000 - 2280,7963 \cdot 400 \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z &= -\beta \cdot \epsilon_c \cdot E_s \cdot d' \cdot A_{s2} \\
 &= -0,83571 \cdot 0,003 \cdot 61 \cdot 1520,5308 \\
 &= -46508694,15
 \end{aligned}$$

$$a_1 = 67,5253 \text{ mm (a pakai)}$$

$$a_2 = -67,5253 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 C &= a / \beta \\
 &= 67,5253 / 0,83571
 \end{aligned}$$

$$= 80,7996 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s' &= \frac{c-d'}{c} \cdot \epsilon_c \\
 &= \frac{80,7996-61}{80,7996} \cdot 0,003
 \end{aligned}$$

$$= 0,000735 < \epsilon_y \text{ (Benar belum leleh)}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= \frac{d^- - c}{c} \cdot \epsilon_c \\
 &= \frac{515,5 - 80,7996}{80,7996} \cdot 0,003
 \end{aligned}$$

$$= 0,01614 > \epsilon_y \text{ (Benar tulangan tarik leleh)}$$

$$\text{Cek } \phi_{\text{lentur}} = 0,9$$

$$\begin{aligned} dt &= h - Pb - S - 0,5 \cdot D_{\text{pokok}} \\ &= 600 - 40 - 10 - 0,5 \cdot 22 \\ &= 539 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{dt-c}{c} \cdot \epsilon_c \\ &= \frac{539-80,7996}{80,7996} \cdot 0,003 \\ &= 0,01711 > \epsilon_t \text{ } 0,005 \text{ (Benar } \phi_{\text{lentur}} \text{ } 0,9) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn_1 &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot (d - 0,5 \cdot a) \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 67,5253 \cdot 400 \cdot (515,5 - 0,5 \cdot 67,5253) \\ &= 331800812,8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn_2 &= As_2 \cdot Es \cdot \epsilon_s' \cdot (d - d') \\ &= 1520,5308 \cdot 200000 \cdot 0,000735 \cdot (515,5 - 61) \\ &= 101607888 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn \text{ tersedia} &= (Mn_1 + Mn_2) \cdot 10^{-6} \\ &= (331800812,8 + 101607888) \cdot 10^{-6} \\ &= 433,4087 \text{ kNm} > Mu \text{ (Desain aman)} \end{aligned}$$

5. Momen tersedia positif

Asumsi tulangan tekan belum leleh

Digunakan persamaan kuadrat $Xa^2 + Ya + Z = 0$

$$\begin{aligned} X &= 0,85 \cdot f'c \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 400 \end{aligned}$$

$$= 10200 a^2$$

$$\begin{aligned} Y &= As \cdot \epsilon_c \cdot Es - As_2 \cdot fy \\ &= 2280,7963 \cdot 0,003 \cdot 200000 - 1520,5308 \cdot 400 \\ &= 760265,4222 a \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= -\beta \cdot \epsilon_c \cdot Es \cdot ds \cdot As \\ &= -0,83571 \cdot 0,003 \cdot 84,5 \cdot 2280,7963 \\ &= -96638966,95 \end{aligned}$$

$$a_1 = 66,9593 \text{ mm (a pakai)}$$

$$a_2 = -141,4951 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 C &= a / \beta \\
 &= 66,9593 / 0,83571 \\
 &= 80,1222 \text{ mm} \\
 \varepsilon_s' &= \frac{c-ds}{c} \cdot \varepsilon_c \\
 &= \frac{80,1222-84,5}{80,1222} \cdot 0,003 \\
 &= -0,000164 < \varepsilon_y \text{ (Benar belum leleh)} \\
 \varepsilon_s &= \frac{d^+-c}{c} \cdot \varepsilon_c \\
 &= \frac{539-80,1222}{80,1222} \cdot 0,003 \\
 &= 0,01718 > \varepsilon_y \text{ (Benar tulangan tarik leleh)} \\
 \text{Cek } \emptyset \text{ lentur} &= 0,9 \\
 dt &= h - Pb - S - 0,5 \cdot D_{\text{pokok}} \\
 &= 600 - 40 - 10 - 0,5 \cdot 22 \\
 &= 539 \text{ mm} \\
 \varepsilon_t &= \frac{dt-c}{c} \cdot \varepsilon_c \\
 &= \frac{539-80,1222}{80,1222} \cdot 0,003 \\
 &= 0,01718 > \varepsilon_t \text{ } 0,005 \text{ (Benar } \emptyset \text{ lentur } 0,9) \\
 Mn_1 &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot (d^+ - 0,5 \cdot a) \\
 &= 0,85 \cdot 30 \cdot 66,9593 \cdot 400 \cdot (539 - 0,5 \cdot 66,9593) \\
 &= 345262605,8 \text{ Nmm} \\
 Mn_2 &= As \cdot Es \cdot \varepsilon_s' \cdot (d^+ - ds) \\
 &= 2280,7963 \cdot 200000 \cdot -0,000164 \cdot (539 - 84,5) \\
 &= -33983976,92 \text{ Nmm} \\
 Mn^+ \text{ tersedia} &= (Mn_1 + Mn_2) \cdot 10^{-6} \\
 &= (345262605,8 - 33983976,92) \cdot 10^{-6} \\
 &= 311,2786 \text{ kNm} > Mu^+ \text{ (Desain aman)}
 \end{aligned}$$

6. Momen Kapasitas Negatif

Asumsi tulangan tekan belum leleh; \emptyset overstrength 1,25

Digunakan persamaan kuadrat $Xa^2 + Ya + Z = 0$

$$X = 0,85 \cdot f'c \cdot b$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,85 \cdot 30 \cdot 400 \\
 &= 10200 a^2 \\
 Y &= A_{s2} \cdot \epsilon_c \cdot E_s - A_s \cdot f_y \cdot \text{\textit{\textcircled{O}verstrength}} \\
 &= 1520,5308 \cdot 0,003 \cdot 200000 - 2280,7963 \cdot 400 \cdot 1,25 \\
 &= -228079,6267 a \\
 Z &= -\beta \cdot \epsilon_c \cdot E_s \cdot d' \cdot A_{s2} \\
 &= -0,83571 \cdot 0,003 \cdot 61 \cdot 1520,5308 \\
 &= -46508694,15 \\
 a_1 &= 79,6251 \text{ mm (} a \text{ pakai)} \\
 a_2 &= -57,2643 \text{ mm} \\
 C &= a / \beta \\
 &= 79,6251 / 0,83571 \\
 &= 95,2779 \text{ mm} \\
 \epsilon_{s'} &= \frac{c-d'}{c} \cdot \epsilon_c \\
 &= \frac{95,2779-61}{95,2779} \cdot 0,003 \\
 &= 0,001079 < \epsilon_y \text{ (Benar belum leleh)} \\
 \text{Cek } \text{\textit{\textcircled{O}lentur}} &= 0,9 \\
 dt &= h - Pb - S - 0,5 \cdot D_{\text{pokok}} \\
 &= 600 - 40 - 10 - 0,5 \cdot 22 \\
 &= 539 \text{ mm} \\
 \epsilon_t &= \frac{dt-C}{c} \cdot \epsilon_c \\
 &= \frac{539-95,2779}{95,2779} \cdot 0,003 \\
 &= 0,01397 > \epsilon_t \text{ } 0,005 \text{ (Benar } \text{\textit{\textcircled{O}lentur}} \text{ } 0,9) \\
 Mn_1 &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d' - 0,5 \cdot a) \\
 &= 0,85 \cdot 30 \cdot 79,6251 \cdot 400 \cdot (515,5 - 0,5 \cdot 79,6251) \\
 &= 386341813,9 \text{ Nmm} \\
 Mn_2 &= A_{s2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{s'} \cdot (d - d') \\
 &= 1520,5308 \cdot 200000 \cdot 0,001079 \cdot (515,5 - 61) \\
 &= 149177181,9 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= (M_{n1} + M_{n2}) \cdot 10^{-6} \\
 &= (386341813,9 + 149177181,9) \cdot 10^{-6} \\
 &= 535,5189 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr_u} &= M_{pr} \cdot \phi_{lentur} \\
 &= 535,5189 \cdot 0,9 \\
 &= 481,967 > M_u \text{ (Desain aman)}
 \end{aligned}$$

7. Momen Kapasitas Positif

Asumsi tulangan tekan belum leleh; $\phi_{overstrength}$ 1,25

Digunakan persamaan kuadrat $Xa^2 + Ya + Z = 0$

$$\begin{aligned}
 X &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 30 \cdot 400 \\
 &= 10200 a^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y &= A_{s1} \cdot \epsilon_c \cdot E_s - A_{s2} \cdot f_y \cdot \phi_{overstrength} \\
 &= 2280,7963 \cdot 0,003 \cdot 200000 - 1520,5308 \cdot 400 \cdot 1,25 \\
 &= 608212,3377 a
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z &= -\beta \cdot \epsilon_c \cdot E_s \cdot d' \cdot A_s \\
 &= -0,83571 \cdot 0,003 \cdot 61 \cdot 2280,7963 \\
 &= -96638966,95
 \end{aligned}$$

$$a_1 = 71,986 \text{ mm (a pakai)}$$

$$a_2 = -131,615 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 C &= a / \beta \\
 &= 71,986 / 0,83571
 \end{aligned}$$

$$= 86,1371 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s1} &= \frac{c-ds}{c} \cdot \epsilon_c \\
 &= \frac{86,1371-84,5}{86,1371} \cdot 0,003
 \end{aligned}$$

$$= 0,000057 < \epsilon_y \text{ (Benar belum leleh)}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= \frac{d^+ - c}{c} \cdot \epsilon_c \\
 &= \frac{539-86,1371}{86,1371} \cdot 0,003
 \end{aligned}$$

$$= 0,01577 > \epsilon_y \text{ (Benar tulangan tarik leleh)}$$

$$\text{Cek } \phi_{\text{lentur}} = 0,9$$

$$\begin{aligned} dt &= h - Pb - S - 0,5 \cdot D_{\text{pokok}} \\ &= 600 - 40 - 10 - 0,5 \cdot 22 \\ &= 539 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{dt-c}{c} \cdot \epsilon_c \\ &= \frac{539-86,1371}{86,1371} \cdot 0,003 \\ &= 0,01577 > \epsilon_t \text{ } 0,005 \text{ (Benar } \phi_{\text{lentur}} \text{ } 0,9) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn_1 &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d^+ - 0,5 \cdot a) \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 71,986 \cdot 400 \cdot (539 - 0,5 \cdot 71,986) \\ &= 369336407,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn_2 &= A_s \cdot E_s \cdot \epsilon_s \cdot (d^+ - ds) \\ &= 2280,7963 \cdot 200000 \cdot 0,000057 \cdot (539 - 84,5) \\ &= 11820837,86 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpr^+ &= (Mn_1 + Mn_2) \cdot 10^{-6} \\ &= (369336407,7 + 11820837,86) \cdot 10^{-6} \\ &= 381,1572 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpr_u^+ &= Mpr^+ \cdot \phi_{\text{lentur}} \\ &= 381,1572 \cdot 0,9 \\ &= 343,0415 > Mu^+ \text{ (Desain aman)} \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi momen balok lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.19

Tabel 5.19 Rekapitulasi Momen Balok yang Bekerja Pada Kolom

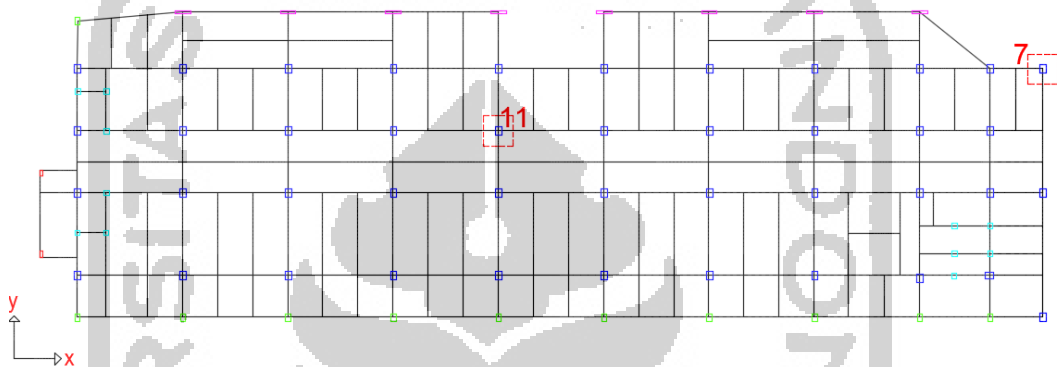
Balok	b (mm)	h (mm)	Momen Tumpuan (kNm)				Momen Lapangan (kNm)			
			M- tersedia	M+ tersedia	Mpr- tersedia	Mpr+ tersedia	M- tersedia	M+ tersedia	Mpr- tersedia	Mpr+ tersedia
B1	400	700	608,115	372,163	676,899	411,450	372,163	608,115	411,450	676,899
B3	400	600	433,409	311,279	481,967	343,042	311,279	433,409	343,042	481,967
B5	400	600	433,409	311,279	481,967	343,042	311,279	433,409	343,042	481,967
B7	500	800	1043,590	685,823	1163,299	761,518	685,823	1043,590	761,518	1163,299

Dari tabel diatas, dapat dilihat bahwa besarnya momen-momen yang terjadi dipengaruhi oleh dimensi penampang balok dan jumlah n tulangan pakai, semakin besar dimensi maka momen-momen yang dihasilkan akan semakin besar.

5.8 Perencanaan Kolom

Pada penelitian ini, kolom yang ditinjau yaitu kolom tepi kode 7 dan kolom tengah kode 11 (Gambar 5.23). Pada setiap kode hanya diambil lantai 1 dan lantai 4 sebagai perbandingan.

Nilai f'_c diambil sebesar 30 MPa dan 71 MPa. Nilai 30 MPa disesuaikan dengan mutu perencanaan Proyek JIH Solo, sedangkan nilai 71 MPa disesuaikan dengan peraturan ACI 318-14 *Chapter 18.7.5.2*



Gambar 5.23 Tinjauan Perencanaan Kolom

Besarnya gaya-gaya dalam yang terjadi pada kolom diambil dari hasil analisis SAP2000, diantaranya gaya aksial, momen dan gaya horizontal. Nilai gaya-gaya dalam dapat dilihat pada Tabel 5.20 dan Tabel 5.21 sebagai berikut.

Tabel 5.20 Gaya-Gaya Dalam Kolom Kode 7

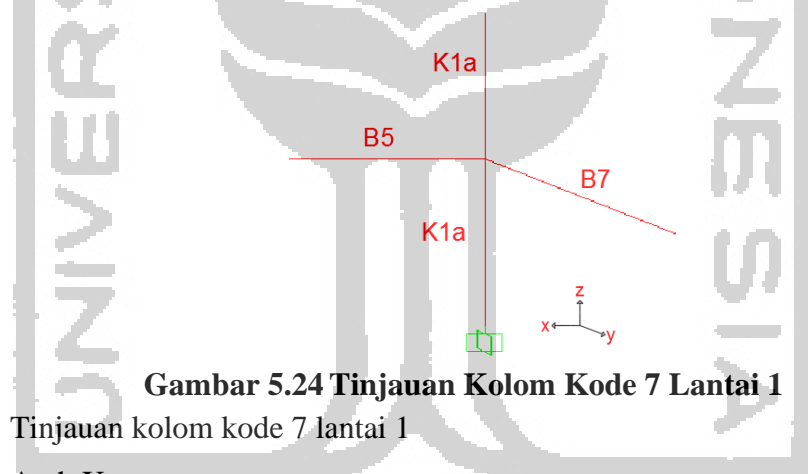
Lantai	Gaya Aksial	Momen tak bergoyang (kNm)		Momen bergoyang (kNm)		Gaya Horizontal (kN)	
	P (kN)	M_{1s} arah x	M_{2s} arah y	M_{1ns} arah x	M_{2ns} arah y	V_{2y}	V_{3x}
1	4892,786	12,7897	118,2238	235,7251	518,4644	69,944	178,127
2	4459,867	33,8055	179,0677	205,2449	366,9411	97,203	178,441
3	3990,226	20,3003	180,4742	192,3427	359,897	95,514	201,66
4	3509,557	2,2787	190,991	156,9332	380,5531	88,919	219,936
5	3027,261	3,8627	187,8695	157,8744	371,7402	94,349	224,661
6	2538,124	4,6186	193,9046	148,6862	365,1715	92,163	226,826
7	2050,083	3,8236	188,5806	147,9046	369,5558	89,818	224,43
8	1566,877	8,0225	198,6591	134,1156	368,6728	81,581	221,259
9	1097,459	15,7948	188,1835	201,9163	443,0881	79,207	184,672
10	495,019	61,7914	471,5817	138,255	684,0174	71,542	352,818
Total	27627,259	-	-	-	-	-	-

Tabel 5.21 Gaya-Gaya Dalam Kolom Kode 11

Lantai	Gaya Aksial	Momen tak bergoyang (kNm)		Momen bergoyang (kNm)		Gaya Horizontal (kN)	
	P (kN)	M_{1s} arah x	M_{2s} arah y	M_{1ns} arah x	M_{2ns} arah y	V_{2y}	V_{3x}
1	7262,5	7,2004	85,1377	239,1933	332,2923	74,908	132,4
2	6394,097	14,1944	140,6312	221,058	337,0608	105,084	178,922
3	5525,061	13,0388	122,539	232,8295	332,3977	123,791	182,638
4	4722,735	11,4069	133,3937	204,1496	319,2385	116,383	186,468
5	3935,935	7,3205	140,6349	215,5459	347,5712	127,118	204,896
6	3147,822	10,699	145,2029	211,4228	342,8533	127,785	206,717
7	2360,196	10,7187	154,6174	212,1495	353,7823	126,329	210,514
8	1574,423	11,9154	143,6414	198,4619	314,6817	118,214	192,287
9	793,378	17,6908	181,0044	264,8307	517,8862	108,119	204,567
Total	35716,147	-	-	-	-	-	-

5.8.1 Perencanaan dengan Kuat Tekan 30 MPa

1. Kelangsingan Kolom



Gambar 5.24 Tinjauan Kolom Kode 7 Lantai 1

Tinjauan kolom kode 7 lantai 1

Arah X

a. Data kolom

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

Kolom lantai 1 (600/800)

$$I_x = 0,7 \left(\frac{1}{12} \cdot 600 \cdot 800^3 \right) = 1,792 \cdot 10^{10}$$

Panjang kolom (L) = 4000 mm

$$\begin{aligned} \text{Panjang bersih kolom } (l_c) &= \text{Panjang kolom} - \frac{1}{2} \cdot \text{Tinggi balok} \\ &= 4000 - \frac{1}{2} \cdot 800 \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$E.I_x/l_c = 25742,96 \cdot 1,792 \cdot 10^{10} / 3600 = 1,281 \cdot 10^{11}$$

Kolom lantai 2 (600/800)

$$I_x = 0,7 \left(\frac{1}{12} \cdot 600 \cdot 800^3 \right) = 1,792 \cdot 10^{10}$$

Panjang kolom (L) = 4000 mm

Panjang bersih kolom (l_c) = Panjang kolom – 2 · ½ · Tinggi balok

$$= 4000 - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 800$$

$$= 3200 \text{ mm}$$

$$E.I_x/l_c = 25742,96 \cdot 1,792 \cdot 10^{10} / 3200 = 1,442 \cdot 10^{11}$$

b. Data balok

Balok B5 (400/600)

$$I_x = 0,35 \left(\frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 600^3 \right) = 2,52 \cdot 10^9$$

Panjang balok (l_b) = 5000 mm

$$E.I_x/l_b = 25742,96 \cdot 2,52 \cdot 10^9 / 5000 = 1,297 \cdot 10^{10}$$

c. Nilai stabilitas kolom (Q)

$$\Sigma P_u = 27627,259 \text{ kN (Tabel 5.19)}$$

$$\Delta_{l_x} = 0,003272 \text{ m (Tabel 5.14)}$$

$$V_{u_{l_x}} = 178,127 \text{ kN (Tabel 5.19)}$$

$$L_{c1} = 3,6 \text{ m}$$

$$Q_{l_x} = \frac{\Sigma P_u \cdot \Delta_o}{V_u \cdot l_c} = \frac{27627,259 \cdot 0,003272}{178,127 \cdot 3,6} = 0,14097 > 0,05 \text{ (Portal bergoyang)}$$

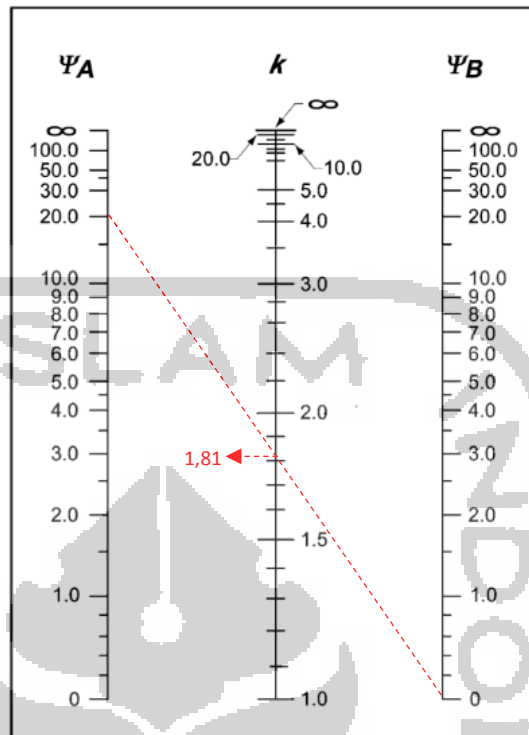
d. Faktor kekangan ujung kolom (Ψ)

Kolom bawah $\Psi_B = 0$

$$\text{Kolom atas } \Psi_A = \frac{\Sigma \frac{EI}{l_c} \text{ kolom}}{\Sigma \frac{EI}{l_c} \text{ balok}}$$

$$= \frac{\frac{EI}{l_c} \text{ kolom lt1} + \frac{EI}{l_c} \text{ kolom lt2}}{\frac{EI}{l_c} \text{ balok B5}} = \frac{\frac{1,281 \cdot 10^{11}}{3600} + \frac{1,442 \cdot 10^{11}}{3200}}{\frac{1,297 \cdot 10^{10}}{5000}} = 20,98$$

Nilai Ψ_A dibuat garis menuju nilai Ψ_B , sehingga didapat nilai k seperti pada Gambar 5.25.



Gambar 5.25 Nomogram Kekangan Ujung Kolom Arah X

Didapat nilai k sebesar 1,81. Perhitungan nilai girasi tampang (r) dengan tampang persegi panjang dapat dihitung dengan:

$$r = \sqrt{\frac{I}{Ag}} = \sqrt{\frac{1,792 \cdot 10^{10}}{600 \cdot 800}} = 193,218 \text{ mm}$$

Pengaruh kelangsingan boleh diabaikan jika $\frac{k \cdot lc}{r} \leq 22$

$$\frac{k \cdot lc}{r} = \frac{1,81 \cdot 3600}{193,218} = 33,723 > 22 \text{ (Kelangsingan tidak boleh diabaikan)}$$

e. Pembesaran momen (δ_s)

$$\frac{lc}{r} = \frac{3600}{193,218} = 18,6318$$

$$\frac{35}{\sqrt{\frac{Pu}{f'c \cdot Ag}}} = \frac{35}{\sqrt{\frac{4892,786 \cdot 10^3}{30 \cdot 600 \cdot 800}}} = 60,0442$$

Karena $lc/r < 60,0442$, maka M_{2ns} tidak perlu dikalikan faktor pembesaran

Pada hasil analisis struktur, nilai M_2 lebih besar dari M_1 , maka momen yang digunakan untuk desain kolom adalah:

$$M_c = M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma Pu}{0,75 \Sigma Pc}} \geq 1$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k.l)^2}$$

$$EI = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (\beta_{dns} \text{ dapat diambil sama dengan } 0 \text{ untuk portal bergoyang})$$

$$EI = \frac{0,4 \cdot 25742,96 \cdot 2,56 \cdot 10^{10}}{1 + 0} = 2,63608 \cdot 10^{14}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 2,63608 \cdot 10^{14}}{(1,81 \cdot 3600)^2} = 61276794,16 \text{ N} = 61276,794 \text{ kN}$$

$$\Sigma Pc = 20 \cdot 61276,794 + 23 \cdot (2/3) \cdot 61276,794 = 2165113,394 \text{ kN}$$

$$\delta_{s \text{ orde dua}} = \frac{1}{1 - \frac{27627,259}{0,75 \cdot 2165113,394}} = 1,017$$

Nilai pembesaran momen δ_s harus ≥ 1 dan tidak lebih dari 1,5

Sehingga nilai momen baru untuk kolom kode 7 arah X sebesar

$$M_{7xI} = 518,4644 + 1,017 \cdot 118,2238$$

$$= 638,734 \text{ kNm}$$

Arah Y

a. Data kolom

Kolom lantai 1 (600/800)

$$I_y = 0,7 \left(\frac{1}{12} \cdot 800 \cdot 600^3 \right) = 1,008 \cdot 10^{10}$$

$$E \cdot I_y / l_c = 25742,96 \cdot 1,008 \cdot 10^{10} / 3600 = 7,208 \cdot 10^{10}$$

Kolom lantai 2 (600/800)

$$I_y = 0,7 \left(\frac{1}{12} \cdot 800 \cdot 600^3 \right) = 1,008 \cdot 10^{10}$$

$$E \cdot I_y / l_c = 25742,96 \cdot 1,008 \cdot 10^{10} / 3200 = 8,109 \cdot 10^{10}$$

b. Data balok

Balok B7 (500/800)

$$I_y = 0,35 \left(\frac{1}{12} \cdot 800 \cdot 500^3 \right) = 2,917 \cdot 10^9$$

$$E \cdot I_y / l_b = 25742,96 \cdot 2,917 \cdot 10^9 / 12000 = 6,257 \cdot 10^9$$

c. Nilai stabilitas kolom (Q)

$$\Sigma Pu = 27627,259 \text{ kN (Tabel 5.19)}$$

$$\Delta_{ly} = 0,00382 \text{ m} \quad (\text{Tabel 5.14})$$

$$Vu_{ly} = 69,944 \text{ kN} \quad (\text{Tabel 5.19})$$

$$Lc_1 = 3,6 \text{ m}$$

$$Q_{lx} = \frac{\Sigma Pu \Delta o}{Vu \cdot Lc} = \frac{27627,259 \cdot 0,00382}{69,944 \cdot 3,6} = 0,41935 > 0,05 \text{ (Portal bergoyang)}$$

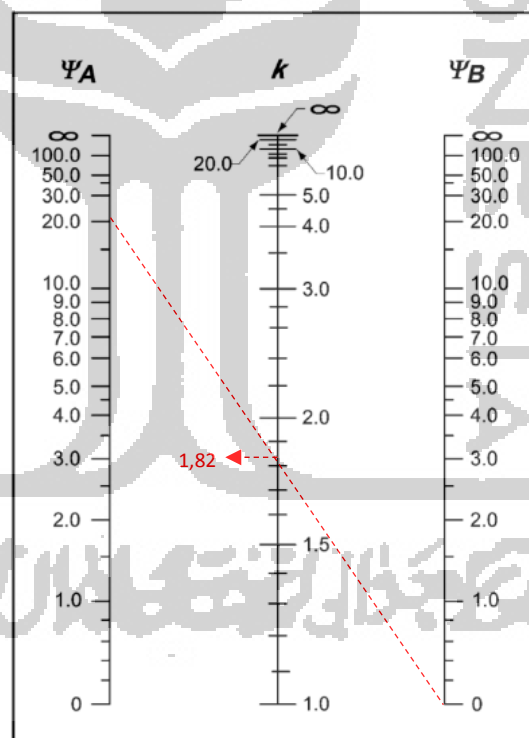
d. Faktor kekangan ujung kolom (Ψ)

Kolom bawah $\Psi_B = 0$

$$\text{Kolom atas } \Psi_A = \frac{\Sigma \frac{EI}{lc} \text{ kolom}}{\Sigma \frac{EI}{lc} \text{ balok}}$$

$$= \frac{\frac{EI}{lc} \text{ kolom } lt1 + \frac{EI}{lc} \text{ kolom } lt2}{\frac{EI}{lc} \text{ balok } B7} = \frac{\frac{7,208 \cdot 10^{10}}{3600} + \frac{8,109 \cdot 10^{10}}{3200}}{\frac{6,257 \cdot 10^9}{12000}} = 24,48$$

Nilai Ψ_A dibuat garis menuju nilai Ψ_B , sehingga didapat nilai k seperti pada Gambar 5.26.



Gambar 5.26 Nomogram Kekangan Ujung Kolom Arah Y

Didapat nilai k sebesar 1,82. Perhitungan nilai girasi tampang (r) dengan tampang persegi panjang dapat dihitung dengan:

$$r = \sqrt{\frac{I}{Ag}} = \sqrt{\frac{1,008 \cdot 10^{10}}{600 \cdot 800}} = 144,914 \text{ mm}$$

Pengaruh kelangsingan boleh diabaikan jika $\frac{k.lc}{r} \leq 22$

$$\frac{k.lc}{r} = 45,2131 > 22 \text{ (Kelangsingan tidak boleh diabaikan)}$$

e. Pembesaran momen (δ_s)

$$EI = \frac{0,4 \cdot 25742,96 \cdot 1,44 \cdot 10^{10}}{1+0} = 1,48279 \cdot 10^{14}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 1,48279 \cdot 10^{14}}{(1,82 \cdot 3600)^2} = 34090465,9 \text{ N} = 34090,46 \text{ kN}$$

$$\Sigma P_c = 20 \cdot 34090,46 + 23 \cdot (2/3) \cdot 34090,46 = 1204529,795 \text{ kN}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{27627,259}{0,75 \cdot 1204529,795}} = 1,03155$$

Sehingga nilai momen baru untuk kolom kode 7 arah Y sebesar

$$\begin{aligned} M_{7yI} &= 518,4644 + 1,03155 \cdot 118,2238 \\ &= 640,418 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Rekapitulasi Gaya aksial, pembesaran momen, dan momen baru untuk kolom kode 7 lantai 4, kolom kode 11 lantai 1 dan lantai 4 dapat dilihat pada tabel 5.22 berikut ini.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Nilai Gaya Dalam Kolom 7 dan Kolom 11

Kodefikasi	P_u (kN)	M_{2s} (kNm)	M_{2ns} (kNm)	δ_s		M_u baru (kNm)	
				Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
K 7 Lantai 1	4892,786	118,2238	518,4644	1,0173	1,0315	638,7344	640,4177
K 7 Lantai 4	3509,557	190,991	380,5531	1,0855	1,1212	587,8779	594,699
K 11 Lantai 1	7262,5	85,1377	332,2923	1,0206	1,0390	419,1835	420,754
K 11 Lantai 4	4722,735	133,3937	319,2385	1,077	1,1067	462,9051	466,86

Dari hasil diatas dapat dilihat bahwa nilai gaya aksial (P_u) kolom tengah (K11) lebih besar daripada kolom tepi (K7), hal tersebut dikarenakan kolom tengah lebih banyak menerima beban-beban yang bekerja; sedangkan untuk nilai momen (M_u), kolom tengah (K11) memiliki nilai momen yang lebih kecil dibandingkan dengan kolom tepinya (K7), dikarenakan eksentrisitas pada kolom tengah lebih kecil dibanding kolom tepi.

Dalam perencanaan mendesain kolom, diambil faktor reduksi kekuatan ϕ sebesar 0,65 untuk penampang terkendali tekan dengan tulangan non-spiral (SNI 2847-2013 Pasal 9.3.2.2), dan ϕ sebesar 0,9 untuk penampang terkendali tarik.

Tabel 5.23 Rekapitulasi Gaya Desain

Kodefikasi	P_u (kN)	M_{ux} (kNm)	M_{uy} (kNm)
K 7 Lantai 1	7527,3631	719,7149	711,5752
K 7 Lantai 4	5399,3185	653,1976	660,7766
K 11 Lantai 1	11173,0769	465,7595	467,5044
K 11 Lantai 4	7265,7462	514,339	518,7334

2. Penulangan Longitudinal

Diambil contoh perhitungan kolom kode 7 Lantai 1 Arah X, diambil asumsi n jumlah tulangan = 4, dengan data sebagai berikut.

$$f'_c = 30 \text{ MPa} = 306 \text{ kg/cm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} = 4080 \text{ kg/cm}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2040000 \text{ kg/cm}$$

$$\epsilon_c = 0,003$$

$$\epsilon_y = 0,002$$

$$\beta = 0,85 - 0,005 \cdot \frac{f'_c - 28}{7}$$

$$= 0,83571$$

$$B = 60 \text{ cm}$$

$$H_t = 80 \text{ cm}$$

$$D \text{ tulangan} = 2,5 \text{ cm}$$

$$D \text{ sengkang} = 1 \text{ cm}$$

$$P_b = 4 \text{ cm}$$

$$d = d' = P_b + \text{Sengkang} + D \text{ tul}/2$$

$$= 4 + 1 + 2,5/2$$

$$= 6,25 \text{ cm}$$

$$H = H' = H - d$$

$$= 80 - 6,25$$

$$= 73,75 \text{ cm}$$

$$\text{Asumsi } n = 4$$

$$\begin{aligned} A_s = A_s' &= 0,25 \cdot n \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= 0,25 \cdot 4 \cdot \pi \cdot 2,5^2 \\ &= 19,635 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

a. Beban sentris ($M_n = 0$)

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot B \cdot H_t \\ &= 0,85 \cdot 306 \cdot 60 \cdot 80 \\ &= 1248480 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s1} &= A_s \cdot (f_y - (0,85 \cdot f'_c)) \\ &= 19,635 \cdot (4080 - (0,85 \cdot 306)) \\ &= 75003,5611 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s2} &= A_s' \cdot (f_y - (0,85 \cdot f'_c)) \\ &= 19,635 \cdot (4080 - (0,85 \cdot 306)) \\ &= 75003,5611 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_{s1} + C_{s2} \\ &= (1248480 + 75003,5611 + 75003,5611) \cdot 10^{-3} \\ &= 1398,4871 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$M_n = 0$$

b. Kondisi *balance*

$$\begin{aligned} C_b &= H \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \\ &= 73,75 \cdot \frac{0,003}{0,003 + 0,002} \end{aligned}$$

$$= 44,25 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_b &= \beta \cdot C_b \\ &= 0,83571 \cdot 44,25 \\ &= 36,9804 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot A_b \cdot B \\ &= 0,85 \cdot 306 \cdot 36,9804 \cdot 60 \\ &= 577115,4536 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \cdot (f_y - (0,85 \cdot f'_c)) \\ &= 19,635 \cdot (4080 - (0,85 \cdot 306)) \end{aligned}$$

$$= 75003,5611 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \cdot f_y \\ &= 19,635 \cdot 4080 \\ &= 80110,6127 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= (577115,4536 + 75003,5611 - 80110,6127) \cdot 10^{-3} \\ &= 572,0084 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \left(C_c \cdot \frac{H_t}{2} - \frac{A_b}{2} \right) + \left(C_s \cdot \left(\frac{H_t}{2} - d' \right) \right) + \left(T_s \cdot \left(\frac{H_t}{2} - d \right) \right) \\ &= \left(577115,4536 \cdot \frac{80}{2} - \frac{36,9803}{2} \right) + \left(75003,5611 \cdot \left(\frac{80}{2} - 6,25 \right) \right) + \\ &\quad \left(80110,6127 \cdot \left(\frac{80}{2} - 6,25 \right) \right) \cdot 10^{-5} \\ &= 176,4875 \text{ Tm} \end{aligned}$$

c. Kondisi patah tarik ($C < C_b$)

$$\begin{aligned} C &= 0,9 C_b \\ &= 0,9 \cdot 44,25 \\ &= 39,825 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \beta \cdot C \\ &= 0,83571 \cdot 39,825 \\ &= 33,2823 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s' &= \left(\frac{C-d}{C} \right) \cdot \varepsilon_c \\ &= \left(\frac{39,825-6,25}{39,825} \right) \cdot 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,002529 > \varepsilon_y \text{ (Baja sudah leleh)}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= \left(\frac{H-C}{C} \right) \cdot \varepsilon_c \\ &= \left(\frac{73,75-39,825}{73,75} \right) \cdot 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,002555 > \varepsilon_y \text{ (Baja sudah leleh)}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot B \cdot a \\ &= 0,85 \cdot 306 \cdot 60 \cdot 33,2823 \\ &= 519403,902 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - (0,85 \cdot f'_c))$$

$$= 19,635 \cdot (4080 - (0,85 \cdot 306))$$

$$= 75003,5611 \text{ kg}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y$$

$$= 19,635 \cdot 4080$$

$$= 80110,6127 \text{ kg}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$= (519403,902 + 75003,5611 + 80110,627) \cdot 10^{-3}$$

$$= 514,2968 \text{ Ton}$$

$$M_n = \left(C_c \cdot \frac{H_t}{2} - \frac{a}{2} \right) + \left(C_s \cdot \left(\frac{H_t}{2} - d' \right) \right) + \left(T_s \cdot \left(\frac{H_t}{2} - d \right) \right)$$

$$= \left(519403,902 \cdot \frac{80}{2} - \frac{33,2823}{2} \right) + \left(75003,5611 \cdot \left(\frac{80}{2} - 6,25 \right) \right) +$$

$$\left(80110,6127 \cdot \left(\frac{80}{2} - 6,25 \right) \right) \cdot 10^{-5}$$

$$= 173,6777 \text{ Tm}$$

Diambil kondisi $0,6C_b - 0,8C_b$ dapat dilihat pada tabel 5.24 berikut

Tabel 5.24 Kondisi 0,6 – 0,8Cb Pada n Tulangan 4

$n.C$	result	a (cm)	C_c (kg)	C_s (kg)	T_s (kg)	P_n (Ton)	M_n (Tm)
0,8	35,4	29,5843	461692,4	75003,5611	80110,6127	456,5853	168,7338
0,7	30,975	25,8863	403980,8	75003,5611	80110,6127	398,8738	161,6556
0,6	26,55	22,1882	346269,3	75003,5611	80110,6127	341,1622	152,4433

d. Kondisi patah desak ($C > C_b$)

$$C = 1,1C_b$$

$$= 1,1 \cdot 44,25$$

$$= 48,675 \text{ cm}$$

$$a = \beta \cdot C$$

$$= 0,83571 \cdot 48,675$$

$$= 40,6784 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = \left(\frac{c-d}{c} \right) \cdot \epsilon_c$$

$$= \left(\frac{48,675-6,25}{48,675} \right) \cdot 0,003$$

$$= 0,002529 > \epsilon_y \text{ (Baja sudah leleh)}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s &= \left(\frac{Ht-C}{c} \right) \cdot \varepsilon_c \\
 &= \left(\frac{73,75-48,675}{48,675} \right) \cdot 0,003 \\
 &= 0,001545 < \varepsilon_y \text{ (Baja belum leleh)} \\
 Cc &= 0,85 \cdot f'c \cdot B \cdot a \\
 &= 0,85 \cdot 306 \cdot 60 \cdot 40,6784 \\
 &= 634826,999 \text{ kg} \\
 Cs &= As' \cdot (fy - (0,85 \cdot f'c)) \\
 &= 19,635 \cdot (4080 - (0,85 \cdot 306)) \\
 &= 75003,5611 \text{ kg} \\
 Ts &= As \cdot \varepsilon_s \cdot Es \\
 &= 19,635 \cdot 0,001545 \cdot 2040000 \\
 &= 61903,6552 \text{ kg} \\
 Pn &= Cc + Cs - Ts \\
 &= (634826,999 + 75003,5611 - 61903,6552) \cdot 10^{-3} \\
 &= 647,9269 \text{ Ton} \\
 Mn &= \left(Cc \cdot \frac{Ht}{2} - \frac{a}{2} \right) + \left(Cs \cdot \left(\frac{Ht}{2} - d' \right) \right) + \left(Ts \cdot \left(\frac{Ht}{2} - d \right) \right) \\
 &= \left(634826,999 \cdot \frac{80}{2} - \frac{40,6784}{2} \right) + \left(75003,5611 \cdot \left(\frac{80}{2} - 6,25 \right) \right) + \\
 &\quad \left(61903,6552 \cdot \left(\frac{80}{2} - 6,25 \right) \right) \cdot 10^{-5} \\
 &= 171,0183 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Diambil kondisi 1,2Cb – 1,4Cb dapat dilihat pada tabel 5.25 berikut

Tabel 5.25 Kondisi 1,2 – 1,4 Cb Pada *n* Tulangan 4

<i>n.C</i>	result	<i>a</i> (cm)	ε_s	<i>Cc</i> (kg)	<i>Cs</i> (kg)	<i>Ts</i> (Ton)	<i>Pn</i> (Ton)	<i>Mn</i> (Tm)
1,2	53,1	44,3764	0,00199	692538,544	75003,561	79540,024	688,002	175,512
1,3	57,525	48,0745	0,00160	750250,090	75003,561	64178,029	761,076	166,735
1,4	61,95	51,7725	0,00127	807961,635	75003,561	51010,604	831,955	156,564

e. Kondisi lentur murni ($Pn = 0$)

Dibuat menjadi persamaan kuadrat

$$x = 0,85 \cdot f'c \cdot B$$

$$\begin{aligned}
&= 0,85 \cdot 306 \cdot 60 \\
&= 15606 \\
y &= (As' \cdot \epsilon_c \cdot Es) - (As \cdot fy) \\
&= (19,625 \cdot 0,003 \cdot 2040000) - (19,625 \cdot 4080) \\
&= 40055,3063 \\
z &= - (As^2 \cdot \epsilon_c \cdot Es \cdot \beta \cdot d) \\
&= - (19,625 \cdot 0,003 \cdot 2040000 \cdot 0,83571 \cdot 6,25) \\
&= - 627652,3448 \\
a &= \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4x \cdot z}}{2x} \\
&= \frac{-40055,3063 + \sqrt{40055,3063^2 - 4 \cdot 15606 \cdot (-627652,3448)}}{2 \cdot 15606} \\
&= 5,187 \text{ cm} \\
C &= \frac{a}{\beta} \\
&= 5,187 / 0,83571 \\
&= 6,2067 \text{ cm} \\
\epsilon_s &= \left(\frac{c-d}{c} \right) \cdot \epsilon_c \\
&= \left(\frac{6,2067-6,25}{6,2067} \right) \cdot 0,003 \\
&= - 0,0000209 \text{ (tidak valid)} \\
Fs &= \epsilon_s \cdot Es \\
&= - 0,0000209 \cdot 2040000 \\
&= -42,689 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tidak valid)} \\
Cc &= 0,85 \cdot f'c \cdot B \cdot a \\
&= 0,85 \cdot 306 \cdot 60 \cdot 5,187 \\
&= 80948,825 \text{ kg} \\
Ts &= Fs \cdot As \\
&= -42,689 \cdot 19,625 \\
&= -838,2135 \text{ kg (tidak valid)} \\
Mn &= \left(Cc \cdot \left(H - \frac{a}{2} \right) \right) + \left(Ts \cdot \left(\frac{H}{2} - d' \right) \right) \\
&= \left(80948,825 \cdot \left(73,75 - \frac{5,187}{2} \right) \right) + \left(-838,2135 \cdot \left(\frac{73,75}{2} - 6,25 \right) \right)
\end{aligned}$$

$$= 57,0345 \text{ Tm}$$

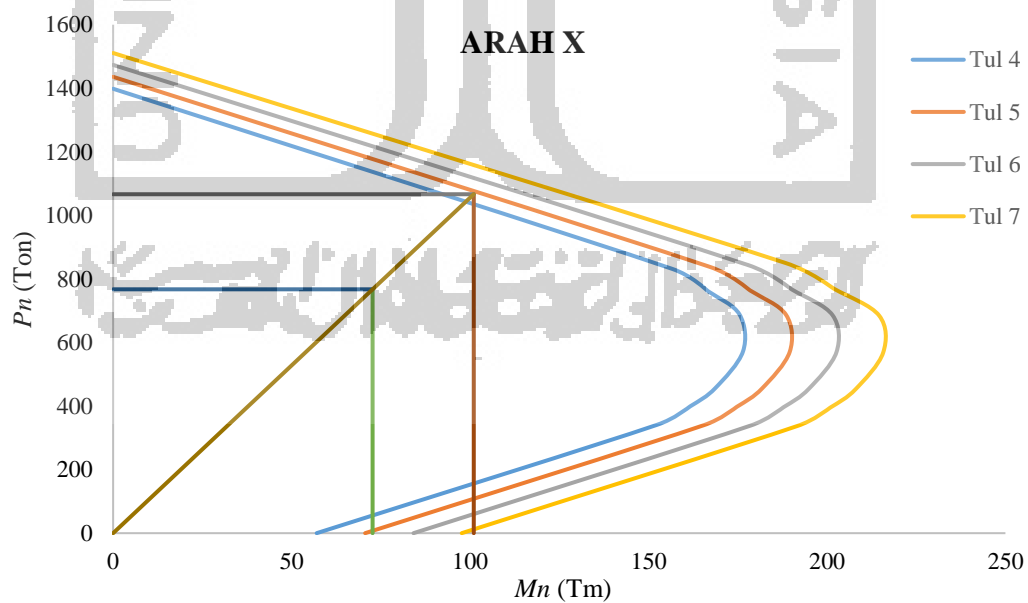
$$P_n = 0$$

Dilakukan *trial* pada n tulangan lainnya, hasil rekapitulasi variasi n tulangan dapat dilihat pada Tabel 5.26.

Tabel 5.26 Nilai Mn-Pn Variasi n Tulangan Kolom 7 Lantai 1 Arah X

$n = 4$		$n = 5$		$n = 6$		$n = 7$	
P_n (Ton)	M_n (Tm)	P_n (Ton)	M_n (Tm)	P_n (Ton)	M_n (Tm)	P_n (Ton)	M_n (Tm)
1398,487	0	1435,989	0	1473,491	0	1510,992	0
831,955	156,563	837,953	167,196	843,951	177,828	849,949	188,461
761,076	166,734	763,782	178,478	766,488	190,221	769,195	201,965
688,002	175,512	686,868	188,552	685,734	201,591	684,600	214,631
572,008	176,488	571,732	189,575	569,455	202,663	568,178	215,751
456,585	168,734	455,309	181,822	454,032	194,909	452,755	207,997
398,874	161,656	397,597	174,743	396,320	187,831	395,043	200,919
341,162	152,443	339,885	165,531	338,609	178,619	337,332	191,717
0	57,035	0	71,615	0	84,158	0	97,676

Dari hasil tersebut, kemudian dibuat diagram interaksi kolom untuk mengetahui nilai M_n-P_n baru (Gambar 5.27).



Gambar 5.27 Diagram Mn-Pn Kolom 7 Lantai 1 Arah X

Dari diagram interaksi tersebut, n tulangan yang dipakai pada kolom 7 lantai 1 arah X sebanyak 5 tulangan. Dan didapat nilai $Mn-Pn$ baru:

$$Mn \text{ baru} = 100,559 \text{ Tm} = 986,49 \text{ kNm}$$

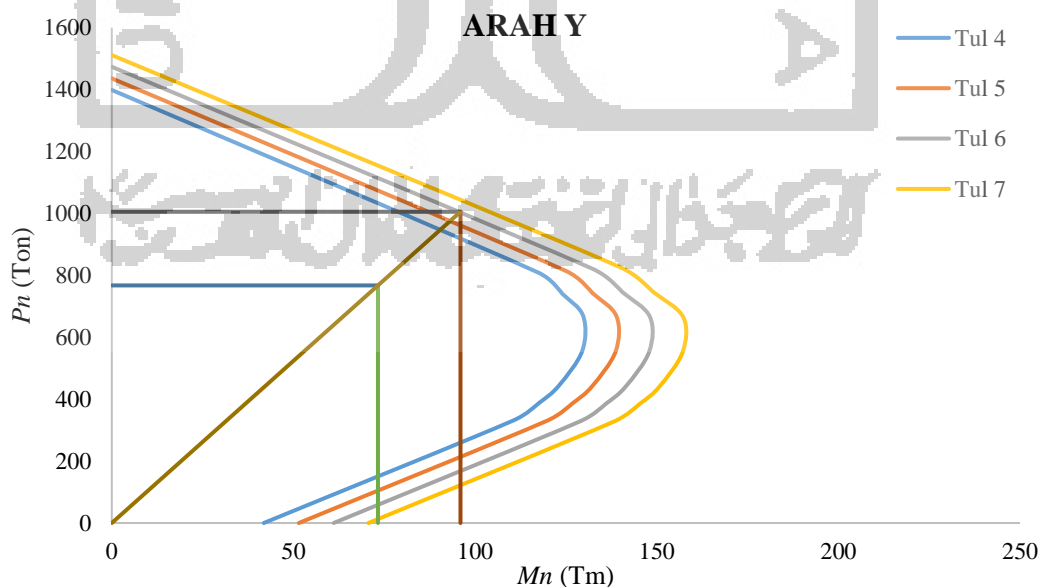
$$Pn \text{ baru} = 1066,57 \text{ Ton} = 10463,03 \text{ kN}$$

Pada arah X, dilakukan perhitungan yang sama dengan dimensi kolom menjadi 80x60cm, rekapitulasi nilai $Mn-Pn$ arah X dapat dilihat pada Tabel 5.27 dan Gambar 5.28 sebagai berikut.

Tabel 5.27 Nilai $Mn-Pn$ Variasi n Tulangan Kolom 7 Lantai 1 Arah Y

$n = 4$		$n = 5$		$n = 6$		$n = 7$	
Pn (Ton)	Mn (Tm)	Pn (Ton)	Mn (Tm)	Pn (Ton)	Mn (Tm)	Pn (Ton)	Mn (Tm)
1398,487	0	1435,989	0	1473,491	0	1510,992	0
809,131	117,344	815,129	124,826	821,127	132,308	827,126	139,790
739,882	124,052	742,588	132,316	745,295	140,579	748,001	148,843
668,439	129,769	667,305	138,945	666,171	148,121	665,036	157,297
555,716	129,509	554,429	138,719	553,152	147,929	551,875	157,139
443,543	123,067	442,266	132,277	440,990	141,487	439,713	150,697
387,462	117,579	386,185	126,789	384,908	135,999	383,632	145,208
331,381	110,579	330,104	119,789	328,827	128,999	327,550	138,209
0	41,838	0	51,481	0	61,074	0	71,632

Dari hasil tersebut, dibuat diagram interaksi seperti Gambar 5.28 berikut ini.



Gambar 5.28 Diagram $Mn-Pn$ Kolom 7 Lantai 1 Arah Y

Dari diagram interaksi tersebut, n tulangan yang dipakai pada kolom 7 lantai 1 arah Y sebanyak 6 tulangan. Dan didapat nilai $Mn-Pn$ baru:

$$Mn \text{ baru} = 95,0218 \text{ Tm} = 932,16 \text{ kNm}$$

$$Pn \text{ baru} = 1005,18 \text{ Ton} = 9860,85 \text{ kN}$$

Cek persyaratan rasio tulangan (SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3)

Dari perhitungan diatas, didapat jumlah tulangan Arah X sebanyak 5 tulangan, dan jumlah tulangan Arah Y sebanyak 6 tulangan. Sehingga digunakan 18D25 untuk kolom 7 lantai 1.

$$\text{Luas } A_g \text{ kolom} = B \cdot H = 60 \cdot 80 = 4800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luas tulangan} = 18 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 2,5^2 = 88,3573 \text{ cm}^2$$

$$\text{Rasio} = (88,3573/4800) \cdot 100 = 1,8408\% \quad (1\% - 6\%)$$

Cek persyaratan jarak antar tulangan (SNI 2847-2013 Pasal 10.9.2)

$$\text{Arah X} = \frac{(H-2Pb-2s-2D)}{n-1} = \frac{(80 - 2 \cdot 4 - 2 \cdot 1 - 2 \cdot 2,5)}{6-1} = 13 \text{ cm} (<15\text{cm})$$

$$\text{Arah Y} = \frac{(B-2Pb-2s-2D)}{n-1} = \frac{(60 - 2 \cdot 4 - 2 \cdot 1 - 2 \cdot 2,5)}{5-1} = 11,25 \text{ cm} (<15\text{cm})$$

Rekapitulasi nilai $Mn-Pn$ baru, jumlah tulangan pakai, dan rasio tulangan pada kolom lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.28.

Tabel 5.28 Rekapitulasi Nilai $Mn-Pn$ Baru dan Jumlah Tulangan Pakai

Kolom	Tinjauan	Pn Baru (kN)	Mn Baru (kNm)	Tul Pokok	Rasio Tulangan	
K7 Lantai 1	Arah X	10463,03	986,4898	5	18D25	1,8408%
	Arah Y	9860,85	932,1636	6		
K7 Lantai 4	Arah X	8098,98	979,7964	4	16D25	1,9635%
	Arah Y	7173,11	865,6174	6		
K11 Lantai 1	Arah X	12513,85	535,6234	6	20D25	2,0453%
	Arah Y	12290,38	514,2548	6		
K11 Lantai 4	Arah X	9590,78	678,9274	4	16D25	1,9635%
	Arah Y	8936,87	638,0421	6		

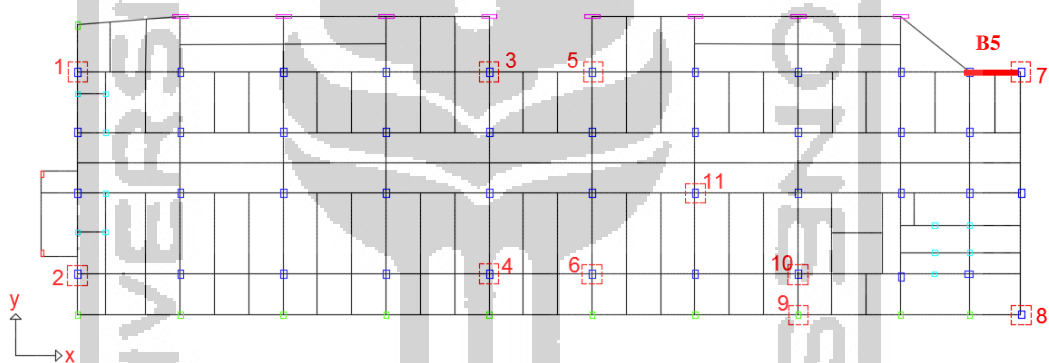
Dari tabel tersebut, dapat dilihat bahwa ada perbedaan jumlah tulangan pakai pada kolom tepi dan tengah. Pada kolom tengah (K11) lantai 1 digunakan tulangan yang lebih banyak dibandingkan kolom tepi (K7) lantai 1, hal tersebut

dikarenakan kolom tengah lebih banyak menumpu balok-balok yang bekerja, sehingga M_n kolom dapat menahan M_n baloknya; sedangkan kolom lantai 1 dan lantai 4 terdapat perbedaan jumlah tulangan pakai karena dimensi lebar kolom yang sudah mengecil, sehingga jumlah tulangan yang dipakai juga akan berkurang.

3. Kontrol Momen Kolom

Untuk mengetahui momen kolom aman atau tidak terhadap momen baloknya, perlu dilakukan kontrol momen kolom dengan Konsep *Strong Column Weak Beam* (SCWB).

Diambil contoh kontrol momen Kolom 7 lantai 1 arah X (Gambar 5.29).



Gambar 5.29 Contoh Tinjauan Kontrol Momen Kolom

$$M_n \text{ K7 lt1 Arah X} = 986,4898 \text{ kNm} \quad (\text{Tabel 5.28})$$

$$M^+ \text{ tersedia B5} = 311,279 \text{ kNm} \quad (\text{Tabel 5.19})$$

$$M^- \text{ tersedia B5} = 433,409 \text{ kNm} \quad (\text{Tabel 5.19})$$

Pada Arah X, gempa terjadi kearah kanan (sumbu x positif), sehingga momen balok yang terjadi pada kolom hanya momen desaknya (M^+) dan momen tariknya (M^-) bernilai 0. Nilai momen kolom atas dan bawah dianggap sama.

$$M_n \text{ kolom atas} = 986,4898 \text{ kNm}$$

$$M_n \text{ kolom bawah} = 986,4898 \text{ kNm}$$

$$M^+ \text{ balok} = 311,279 \text{ kNm}$$

$$M^- \text{ balok} = 0$$

$$\Sigma M_n \text{ kolom} = 1972,9797 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_n \text{ balok} = 311,279 \text{ kNm}$$

Cek persyaratan SCWB

$$\Sigma M_n \text{ kolom} \geq (6/5) \Sigma M_n \text{ balok}$$

$$1972,9797 \geq (6/5) 311,279$$

$$1972,9797 \geq 373,5344 \quad (\text{Memenuhi})$$

Untuk perhitungan kontrol kolom lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.29 rekapitulasi sebagai berikut.

Tabel 5.29 Rekapitulasi Kontrol Momen Kolom

Kode	Arah	ΣM_n Kolom (kNm)	M_n^- balok (kNm)	M_n^+ balok (kNm)	$(6/5) \cdot \Sigma M_n$ balok	Syarat
K7 Lt1	Arah X	1972,9797	0	311,2786	373,5344	OK
	Arah Y	1864,3271	1043,5903	0	1252,3083	OK
K7 Lt4	Arah X	1959,5929	0	311,2786	373,5344	OK
	Arah Y	1731,2348	1043,5903	0	1252,3083	OK
K11 Lt1	Arah X	1071,2468	608,1152	372,1625	1058,7100	OK
	Arah Y	1028,5097	433,4087	311,2786	804,2623	OK
K11 Lt4	Arah X	1357,8549	608,1152	372,1625	1058,7100	OK
	Arah Y	1276,0841	433,4087	311,2786	804,2623	OK

Dari hasil diatas, dapat dilihat bahwa semua kolom tinjauan (K7 dan K11) mampu menahan momen-momen balok yang bekerja, sehingga kontrol momen terhadap baloknya dinyatakan aman dan kolom mengandung Konsep SCWB.

4. Gaya Geser V_e

Perhitungan gaya geser (V_e) diperlukan untuk menghitung tulangan geser kolom. Dilakukan contoh analisis pada K7 Arah X, dimana balok yang bekerja yaitu balok B5, dengan perhitungan sebagai berikut.

Lantai 1

Balok Atas

$$M_{pr}^- = 481,967 \text{ kNm} \quad (\text{Tabel 5.19})$$

$$M_{pr}^+ = 343,042 \text{ kNm} \quad (\text{Tabel 5.19})$$

Balok Bawah

$$M_{pr}^- = 0$$

$$M \text{ kolom} = 986,4898 \text{ kNm} \quad (\text{Tabel 5.28})$$

$$b \text{ balok} = 0,4 \text{ m}$$

$$h \text{ balok} = 0,6 \text{ m}$$

$$L \text{ kolom} = 4 \text{ m}$$

$$Ln \text{ kolom} = 4 - 0,5 \cdot h \text{ balok}$$

$$= 4 - 0,5 \cdot 0,6$$

$$= 3,7 \text{ m}$$

$$DF = \frac{(1/Ln)}{(1/Ln)} = 1$$

$$\begin{aligned} Ve \text{ lantai 1} &= (\Sigma M_{pr} \text{ atas} \cdot DF) + \left(\frac{M \text{ kolom} \cdot 1,25}{Ln} \right) \\ &= ((481,967 + 343,042) \cdot 1) + \left(\frac{986,4898 \cdot 1,25}{3,7} \right) \\ &= 1145,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lantai 4

Balok Atas

$$M_{pr}^- = 481,967 \text{ kNm} \quad (\text{Tabel 5.19})$$

$$M_{pr}^+ = 343,042 \text{ kNm} \quad (\text{Tabel 5.19})$$

Balok Bawah

$$M_{pr}^- = 481,967 \text{ kNm} \quad (\text{Tabel 5.19})$$

$$M_{pr}^+ = 343,042 \text{ kNm} \quad (\text{Tabel 5.19})$$

$$Ln \text{ kolom} = 4 - h \text{ balok}$$

$$= 4 - 0,6$$

$$= 3,4 \text{ m}$$

$$DF \text{ atas} = \frac{(1/Ln)}{\left(\frac{1}{ln}\right) + \left(\frac{1}{ln}\right)} = \frac{(1/3,4)}{\left(\frac{1}{3,4}\right) + \left(\frac{1}{3,4}\right)} = 0,5$$

$$DF \text{ bawah} = \frac{(1/Ln)}{\left(\frac{1}{ln}\right) + \left(\frac{1}{ln}\right)} = \frac{(1/3,4)}{\left(\frac{1}{3,4}\right) + \left(\frac{1}{3,4}\right)} = 0,5$$

$$\begin{aligned} Ve \text{ lantai 4} &= \frac{\Sigma M_{pr} \text{ atas} \cdot DF \text{ atas} + \Sigma M_{pr} \text{ bawah} \cdot DF \text{ bawah}}{Ln} \\ &= \frac{(481,967 + 343,042) \cdot 0,5 + (481,967 + 343,042) \cdot 0,5}{3,4} \\ &= 242,6496 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi nilai gaya geser pada kolom lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.30 berikut.

Tabel 5.30 Rekapitulasi Nilai Gaya Geser (V_e)

Kode	Lantai	Balok	M_{pr-} (kNm)	M_{pr+} (kNm)	b (m)	h (m)	L kolom (m)	L_n (m)	DF	V_e (kN)
K7 Arah X	1	Atas	481,967	343,0415	0,4	0,6	4	3,7	1	1145,464
		-	-	986,4898	-	-	-	-	-	-
	4	Atas	481,967	343,0415	0,4	0,6	4	3,4	0,5	242,6496
		Bawah	481,967	343,0415	0,4	0,6	4	3,4	0,5	-
K7 Arah Y	1	Atas	1163,299	761,5181	0,5	0,8	4	3,6	1	2236,037
		-	-	932,16	-	-	-	-	-	-
	4	Atas	1163,299	761,5181	0,5	0,8	4	3,2	0,5	601,5054
		Bawah	1163,299	761,5181	0,5	0,8	4	3,2	0,5	-
K11 Arah X	1	Atas	676,8987	411,4498	0,4	0,7	4	3,65	1	1264,726
		-	-	535,62	-	-	-	-	-	-
	4	Atas	676,8987	411,4498	0,4	0,7	4	3,3	0,5	329,8026
		Bawah	676,8987	411,4498	0,4	0,7	4	3,3	0,5	-
K11 Arah Y	1	Atas	481,967	343,0415	0,4	0,6	4	3,7	1	992,0612
		-	-	514,25	-	-	-	-	-	-
	4	Atas	481,967	343,0415	0,4	0,6	4	3,4	0,5	242,6496
		Bawah	481,967	343,0415	0,4	0,6	4	3,4	0,5	-

Dari hasil tersebut, dapat dilihat bahwa nilai gaya geser (V_e) dipengaruhi oleh nilai momen yang bekerja pada balok, dan dipengaruhi juga oleh momen nominal kolom untuk tinjauan lantai 1.

5. Penulangan Transversal

Diambil contoh perhitungan kolom kode 7 Lantai 1 Arah X, sebagai berikut.

Data kolom

$$V_e = V_u = 1145,46 \text{ kN} \quad (\text{Tabel 5.30})$$

$$P_u = 4892,786 \text{ kN} \quad (\text{Tabel 5.22})$$

$$\emptyset = 0,75$$

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

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

a. Propertis penampang

$$\begin{aligned}
 b &= 600 \text{ mm} \\
 h &= 800 \text{ mm} \\
 L &= 4000 \text{ mm} \\
 h \text{ balok} &= 600 \text{ mm} \\
 Pb &= 40 \text{ mm} \\
 \text{Tul. pokok} &= 25 \text{ mm} \\
 \text{Tul. sengkang} &= 13 \text{ mm} \\
 d &= h - Pb - S - 0,5 \text{ tulangan pokok} \\
 &= 800 - 40 - 13 - 0,5 \cdot 25 \\
 &= 734,5 \text{ mm} \\
 Ln &= L - 0,5 \cdot h \text{ balok} \\
 &= 4000 - 0,5 \cdot 600 \\
 &= 3700 \text{ mm} \\
 Ag &= b \cdot h \\
 &= 600 \cdot 800 \\
 &= 480000 \text{ mm}^2 \\
 Ach &= (b - 2Pb) \cdot (h - 2Pb) \\
 &= (600 - 2 \cdot 40) \cdot (800 - 2 \cdot 40) \\
 &= 374400 \text{ mm}^2 \\
 bc &= h - 2(Pb + 0,5s) \\
 &= 800 - 2(40 + 0,5 \cdot 13) \\
 &= 707 \text{ mm} \\
 hx &= \frac{2}{3} \cdot bc \\
 &= \frac{2}{3} \cdot 707 \\
 &= 471,33 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b. Daerah sendi plastis

$$\begin{aligned}
 Vc &= 0,167 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,167 \cdot \sqrt{30} \cdot 600 \cdot 734,5 \\
 &= 403,107 \text{ kN} \\
 Vu / \phi &= 1145,46 / 0,75 \\
 &= 1527,28 \text{ kN} > Vc \text{ (Perlu sengkang)}
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan sengkang terkecil sesuai SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3

$$\begin{aligned} b/4 &= 600/4 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 6D_{\text{tul pokok}} &= 6 \cdot 25 \text{ mm} \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 100 + \frac{350-hx}{3} &= 100 + \frac{350-471,333}{3} \\ &= 59,555 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{min}} = 100 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Ash_1 &= 0,3 \left(\frac{s. bc. f'c}{fyh} \right) \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{100 \cdot 707 \cdot 30}{400} \right) \left(\frac{480000}{374400} - 1 \right) \\ &= 448,67 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ash_2 &= 0,09 \left(\frac{s. bc. f'c}{fyh} \right) \\ &= 0,09 \left(\frac{100 \cdot 707 \cdot 30}{400} \right) \\ &= 477,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diambil terbesar antara Ash_1 dan Ash_2

$$\begin{aligned} Ash_{\text{min}} &= \left(\frac{1}{3} \right) \cdot \left(\frac{s \text{ pakai} \cdot b}{fyt} \right) \\ &= \left(\frac{1}{3} \right) \cdot \left(\frac{100 \cdot 600}{400} \right) \\ &= 50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Ash_{\text{pakai}} = 477,22 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kaki } n &= \left(\frac{Ash_{\text{pakai}}}{0,25 \cdot \pi \cdot S^2} \right) \\ &= \left(\frac{477,225}{0,25 \cdot \pi \cdot 13^2} \right) \\ &= 3,595 \approx 4 \text{ kaki} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar } S &= \left(\frac{B-2Pb-S \cdot n}{n-1} \right) \\ &= \left(\frac{600-2 \cdot 40-13 \cdot 4}{4-1} \right) \\ &= 156 \text{ mm} < 350 \text{ (Memenuhi) Pasal 21.6.4.2} \end{aligned}$$

Panjang daerah sendi plastis (l_o) sesuai SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1

$$d = 734,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} 1/6 L_n &= 1/6 \cdot 3710 \\ &= 616,667 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_o \text{ min} = 450$$

$$l_o \text{ pakai} = 737,5 \approx 740 \text{ mm}$$

Maka daerah sendi plastis dipakai 2P13-100 sepanjang 740 mm

c. Daerah luar sendi plastis

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \left(\frac{P_u}{14 \cdot A_g} \right) \right) \cdot \left(\sqrt{\frac{1}{f'_c}} \cdot b \cdot d \right) / 1000 \\ &= \left(1 + \left(\frac{4892,786}{14 \cdot 480000} \right) \right) \cdot \left(\sqrt{\frac{1}{30}} \cdot 600 \cdot 734,5 \right) / 1000 \\ &= 14,7107 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{1145,46}{0,75} - 14,7107 \\ &= 1512,585 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$n \text{ asumsi} = 4 \text{ kaki}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar } S &= \left(\frac{B - 2Pb - S \cdot n}{n - 1} \right) \\ &= \left(\frac{600 - 2 \cdot 40 - 13 \cdot 4}{4 - 1} \right) \\ &= 156 \text{ mm} < 350 \text{ (Memenuhi) Pasal 21.6.4.2} \end{aligned}$$

Jarak tulangan sengkang non-sendir plastis sesuai SNI Pasal 21.6.4.5

$$\begin{aligned} \frac{A1D \cdot n \text{ kaki} \cdot f_y \cdot d}{V_s \cdot 1000} &= \frac{A1D \cdot n \text{ kaki} \cdot f_y \cdot d}{V_s \cdot 1000} \\ &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 13^2 \cdot 4 \cdot 400 \cdot 734,5}{1512,585 \cdot 1000} \\ &= 103,1261 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 6.D_{tul} \text{ pokok} &= 6 \cdot 25 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S \text{ min} = 150 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm}$$

Panjang daerah non sendir plastis (l_l)

$$\begin{aligned}
 l_l &= Ln - 2 \cdot l_o \\
 &= 3700 - 2 \cdot 740 \\
 &= 2220 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka daerah non sendi plastis dipakai 2P13-150 sepanjang 2220 mm

d. Rekapitulasi tulangan geser

Perhitungan pada kolom lainnya dilakukan dengan cara yang sama, dan hasil rekapitulasi tulangan geser dapat dilihat pada Tabel 5.31 berikut.

Tabel 5.31 Rekapitulasi Tulangan Geser

Kolom	Tinjauan	P_u (kN)	V_u (kN)	Tulangan Geser			
				Sendi Plastis	Panjang l_o (mm)	Non Sendi Plastis	Panjang l_l (mm)
K7 Lantai 1	Arah X	4892,79	1145,464	2P13-100	740	2P13-150	2220
	Arah Y		2236,037	1,5P13-100	600	2P13-150	2400
K7 Lantai 4	Arah X	3509,557	242,650	2P13-100	740	2P13-150	1920
	Arah Y		601,505	1,5P13-100	540	2P13-150	2120
K11 Lantai 1	Arah X	7262,50	1264,726	2P13-100	740	2P13-150	2170
	Arah Y		992,061	1,5P13-100	620	2P13-150	2460
K11 Lantai 4	Arah X	4722,74	329,803	2P13-100	740	2P13-200	1820
	Arah Y		242,650	1,5P13-100	570	2P13-200	2260

Dari tabel tersebut, dapat dilihat bahwa jumlah kaki pada sendi plastis arah X lebih banyak dibanding arah Y dikarenakan lebar penampang beton terkekang (h_c) arah Y lebih kecil dibandingkan arah X nya, sehingga luasan perlu (A_{sh}) juga akan lebih kecil.

5.8.2 Perencanaan dengan Kuat Tekan 71 MPa

Pada desain kolom dengan 71 MPa, dilakukan perhitungan yang sama pada kuat tekan 30 MPa, rumus yang digunakan untuk point 1 sampai dengan 4 antara SNI dan ACI adalah sama, dan untuk point 5 terdapat perbedaan pada rumus pakainya. Berikut hasil rekapitulasi desain kolom dengan 71 MPa.

1. Kelangsingan Kolom

Tabel 5.32 Rekapitulasi Gaya Dalam $f'c$ 71 MPa

Kodefikasi	P_u (kN)	M_{2s} (kNm)	M_{2ns} (kNm)	δ_s		Momen baru (kNm)	
				Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
K 7 Lantai 1	4892,786	118,2238	518,4644	1,0111	1,0203	638,0103	639,0860
K 7 Lantai 4	3509,557	190,991	380,5531	1,0540	1,0756	581,8529	585,9828
K 11 Lantai 1	7262,5	85,1377	332,2923	1,0133	1,0280	418,5617	419,8191
K 11 Lantai 4	4722,735	133,3937	319,2385	1,0536	1,0668	459,7816	461,5479

Tabel 5.33 Rekapitulasi Gaya Desain $f'c$ 71 MPa

Kodefikasi	P_n (kN)	M_{nx} (kNm)	M_{ny} (kNm)	Syarat $P_n > 0,1 A_g f'c$
K 7 Lantai 1	7527,3631	708,9003	710,0956	OK
K 7 Lantai 4	5399,3185	646,5033	651,092	OK
K 11 Lantai 1	11173,0769	465,0685	466,4657	OK
K 11 Lantai 4	7265,7462	510,8684	512,831	OK

Dari tabel diatas, dapat dilihat nilai pembesaran momen lebih kecil jika dibandingkan pada desain $f'c$ 30 MPa, dan juga menghasilkan momen baru yang lebih kecil. Hal tersebut dikarenakan mutu $f'c$ yang semakin tinggi menyebabkan kekakuan bangunan semakin kaku, sehingga pembesaran momen akan semakin kecil.

2. Penulangan Longitudinal

Tabel 5.34 Rekapitulasi Jumlah Tulangan Pakai $f'c$ 71 MPa

Kolom	Tinjauan	P_n Baru (kN)	M_n Baru (kNm)	Tul Pokok		Rasio tulangan
K7 Lantai 1	Arah Y	20323,88	1914,0309	5	18D25	1,8408%
	Arah X	18366,77	1732,6332	6		

Lanjutan Tabel 5.34 Rekapitulasi Jumlah Tulangan Pakai $f'c$ 71 MPa

Kolom	Tinjauan	Pn Baru (kN)	Mn Baru (kNm)	Tul Pokok		Rasio tulangan
K7 Lantai 4	Arah Y	15332,06	1836,0693	4	16D25	1,9635%
	Arah X	12580,41	1517,0443	6		
K11 Lantai 1	Arah Y	25474,62	1060,3563	5	18D25	1,8408%
	Arah X	24469,04	1021,5599	6		
K11 Lantai 4	Arah Y	19036,25	1338,4753	4	16D25	1,9635%
	Arah X	16783,87	1184,6395	6		

Dari tabel diatas, dapat dilihat bahwa jumlah tulangan pakai pada K7 lantai 1,4, dan K11 lantai 4 adalah sama jika dibandingkan pada desain $f'c$ 30 MPa. Ada satu perbedaan yaitu pada K11 lantai 1, jumlah n pakai lebih sedikit dibandingkan dengan $f'c$ 30 MPa, hal tersebut menandakan bahwa semakin tinggi kuat tekannya maka jumlah tulangan akan semakin sedikit, dan nilai Mn - Pn yang dihasilkan akan semakin besar.

3. Kontrol Momen Kolom

Tabel 5.35 Rekapitulasi Momen Balok $f'c$ 71 MPa

Balok	b (mm)	h (mm)	Momen Tumpuan (kNm)				Momen Lapangan (kNm)			
			M^- tersedia	M^+ tersedia	Mpr^-	Mpr^+	M^- tersedia	M^+ tersedia	Mpr^-	Mpr^+
B1	400	700	885,541	571,606	988,646	630,847	571,606	885,541	630,847	988,646
B3	400	600	733,488	480,375	817,586	528,211	480,375	733,488	528,211	817,586
B5	400	600	840,429	603,623	936,973	665,760	603,623	840,429	665,760	936,973
B7	500	800	1460,402	984,043	1632,335	1090,457	984,043	1460,402	1090,457	1632,335

Dari hasil diatas, dapat dilihat bahwa semua momen-momen yang terjadi lebih besar jika dibandingkan pada $f'c$ 30 MPa, karena $f'c$ pada desain balok berpengaruh terhadap ρ pakainya dan juga akan mempengaruhi n tulangan pakai, sehingga momen yang dibutuhkan akan semakin besar.

Tabel 5.36 Rekapitulasi Kontrol Momen $f'c$ 71 MPa

Kode	Arah	Mn Kolom (kNm)	Mn^- balok (kNm)	Mn^+ balok (kNm)	$(6/5)Mn$ balok	Syarat
K7 Lt1	Arah X	3828,0618	0	603,6228	724,3474	OK
	Arah Y	3465,2664	1460,4018	0	1752,4821	OK

Lanjutan Tabel 5.36 Rekapitulasi Kontrol Momen $f'c$ 71 MPa

Kode	Arah	Mn Kolom(kNm)	$Mn-$ balok (kNm)	$Mn+$ balok (kNm)	$(6/5)Mn$ balok	Syarat
K7 Lt4	Arah X	3672,1386	0	603,6228	724,3474	OK
	Arah Y	3034,0886	1460,4018	0	1752,4821	OK
K11 Lt1	Arah X	2120,7126	885,5407	571,6065	1748,5767	OK
	Arah Y	2043,1198	733,4877	480,3746	1456,6348	OK
K11 Lt4	Arah X	2676,9505	885,5407	571,6065	1748,5767	OK
	Arah Y	2369,2791	733,4877	480,3746	1456,6348	OK

Dari tabel tersebut, dapat dilihat bahwa semua momen-momen yang terjadi lebih besar jika dibandingkan pada $f'c$ 30 MPa, dan semua kontrol momen kolom terhadap momen-momen balok yang terjadi dinyatakan aman, sehingga kolom mengandung Konsep SCWB.

4. Gaya Geser V_e

Tabel 5.37 Rekapitulasi Gaya Geser (V_e) $f'c$ 71 MPa

Kode	Lantai	Balok	$Mpr-$ (kNm)	$Mpr+$ (kNm)	B (m)	H (m)	L kolom (m)	Ln (m)	DF	V_e (kN)
K7 Arah X	1	Atas	936,9732	665,76	0,4	0,6	4	3,7	1	2224,495
		-	-	1914,031	-	-	-	-	-	-
	4	Atas	936,9732	665,76	0,4	0,6	4	3,4	0,5	471,3921
		Bawah	936,9732	665,76	0,4	0,6	4	3,4	0,5	-
K7 Arah Y	1	Atas	1632,335	1090,457	0,5	0,8	4	3,6	1	3301,261
		-	-	1732,63	-	-	-	-	-	-
	4	Atas	1632,335	1090,457	0,5	0,8	4	3,2	0,5	850,8723
		Bawah	1632,335	1090,457	0,5	0,8	4	3,2	0,5	-
K11 Arah X	1	Atas	988,6457	630,8468	0,4	0,7	4	3,65	1	1968,661
		-	-	1060,36	-	-	-	-	-	-
	4	Atas	988,6457	630,8468	0,4	0,7	4	3,3	0,5	490,7553
		Bawah	988,6457	630,8468	0,4	0,7	4	3,3	0,5	-
K11 Arah Y	1	Atas	817,586	528,2109	0,4	0,6	4	3,7	1	1677,645
		-	-	1021,56	-	-	-	-	-	-
	4	Atas	817,586	528,2109	0,4	0,6	4	3,4	0,5	395,8226
		Bawah	817,586	528,2109	0,4	0,6	4	3,4	0,5	-

Dari hasil diatas, dapat dilihat bahwa nilai gaya geser lebih besar jika dibandingkan pada $f'c$ 30 MPa, hal tersebut dikarenakan nilai momen-momen yang terjadi pada balok dan kolomnya juga lebih besar.

5. Penulangan Transversal

Pada penulangan transversal mutu tinggi (>70 MPa), ACI 318-14 telah menambahkan rumus baru terkait kekangan kolomnya yang telah dibahas pada Bab 3.2. Rumusan tersebut ada pada *Chapter 18.7.5*, dimana ACI memasukkan pengaruh gaya aksial, beton mutu tinggi, dan kait seismik ke dalam rumus penentuan rasio tulangan pengeang. Sehingga di dapat kondisi sebagai berikut:

a. SNI 2847-2013 Pasal 21.6

Luas tulangan pengeang (Ash) diambil yang terbesar antara persamaan (1) dan (2)

$$Ash_1 = 0,3 \left(\frac{s. bc. f'c}{f_yh} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (1)$$

$$Ash_2 = 0,09 \left(\frac{s. bc. f'c}{f_yh} \right) \quad (2)$$

b. ACI 318-14 *Chapter 18.7.5*

1) Kondisi $P_u \leq 0,3 A_g. f'c$ dan $f'c \leq 70$ MPa diambil terbesar antara persamaan (1) dan (2)

2) Kondisi $P_u > 0,3 A_g. f'c$ dan $f'c > 70$ MPa diambil terbesar antara persamaan (1), (2) dan (3)

$$Ash_3 = 0,2 s. bc. K_f \cdot K_n \frac{P_u}{f_{yt} \cdot A_{ch}} \quad (3)$$

Sehingga, dilakukan perhitungan dengan rumus-rumus tersebut sebagai berikut.

Diambil P_u terbesar, yaitu pada K11 lantai 1 Arah X.

$$P_u = 7262,5 \text{ kN (Tabel 5.32)}$$

$$f'c = 71 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$D_{pokok} = 25 \text{ mm}$$

$$D_{sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$Pb = 40 \text{ mm}$$

$$n \text{ Dpokok} = 18$$

$$\begin{aligned} Ach &= (b - 2Pb) \cdot (h - 2Pb) \\ &= (600 - 2 \cdot 40) \cdot (800 - 2 \cdot 40) \\ &= 374400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} bc &= h - 2(Pb + 0,5 \cdot DSengkang) \\ &= 800 - (2 \cdot 40 + 0,5 \cdot 13) \\ &= 707 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} hx &= \frac{2}{3} \cdot Bc \\ &= \frac{2}{3} \cdot (707) \\ &= 471,333 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 100 + \frac{350 - hx}{3} &= 100 + \frac{350 - 471,333}{3} \\ &= 59,555 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{min}} = 100 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Ash_1 &= 0,3 \left(\frac{s \cdot bc \cdot f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{100 \cdot 707 \cdot 71}{400} \right) \left(\frac{600 \cdot 800}{374400} - 1 \right) \\ &= 1061,8596 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ash_2 &= 0,09 \left(\frac{s \cdot bc \cdot f'_c}{f_{yh}} \right) \\ &= 0,09 \left(\frac{100 \cdot 707 \cdot 71}{400} \right) \\ &= 1129,4325 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek syarat ACI

$$Pu = 7262,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} 0,3Ag \cdot f'_c &= 0,3 \cdot 600 \cdot 800 \cdot 71 \cdot 10^{-3} \\ &= 10224 \text{ kN} \end{aligned}$$

$Pu < 0,3Ag \cdot f'_c$ (Tidak memenuhi) (Ash_3) tidak perlu dihitung

Jika dihitung, maka Ash_3 tidak akan lebih dari Ash_1 maupun Ash_2

$$Kf = \frac{f'_c}{175} + 0,6 > 1$$

$$= \frac{71}{175} + 0,6 > 1$$

$$= 1,0057 > 1$$

$$K_n = \frac{n_1}{n_1 - 2}$$

$$= \frac{18}{18 - 2}$$

$$= 1,125$$

$$A_{sh3} = 0,2 s. b_c \cdot K_f \cdot K_n \frac{P_u}{f_{yt} \cdot A_{ch}}$$

$$= 0,2 \cdot 100 \cdot 707 \cdot 1,0057 \cdot 1,125 \cdot \frac{7262,5 \cdot 10^3}{400 \cdot 374400}$$

$$= 775,8305 \text{ mm}^2$$

Sehingga dalam kasus ini (Proyek JIH Solo), dengan nilai gaya aksial yang terjadi dan jika diambil $f'c$ 71 MPa, rumus rasio tulangan kekangan terbaru yang didesain oleh ACI masih belum dapat digunakan. Maka (A_{sh}) digunakan diambil yang terbesar yang diambil dari SNI, yaitu (A_{sh2}).

Dengan perhitungan yang sama seperti penulangan transversal $f'c$ 30 MPa, didapat rekapitulasi tulangan pada Tabel 5.38 sebagai berikut.

Tabel 5.38 Rekapitulasi Tulangan Geser $f'c$ 71 MPa

Kolom	Tinjauan	P_u (kN)	V_u (kN)	Tulangan Geser			
				Sendi Plastis	Panjang l_o (mm)	Non Sendi Plastis	Panjang l_t (mm)
K7 Lantai 1	Arah X	4892,79	2224,495	4,5P13-100	740	2P13-150	2220
	Arah Y		3301,261	3,5P13-100	600	2P13-150	2400
K7 Lantai 4	Arah X	3509,557	471,392	4,5P13-100	740	2P13-150	1920
	Arah Y		850,872	3,5P13-100	540	2P13-150	2120
K11 Lantai 1	Arah X	7262,50	1968,661	4,5P13-100	740	2P13-150	2170
	Arah Y		1677,645	3,5P13-100	620	2P13-150	2460
K11 Lantai 4	Arah X	4722,74	490,755	4,5P13-100	740	2P13-150	1820
	Arah Y		395,823	3,5P13-100	570	2P13-150	2260

Dari hasil diatas, dapat dilihat bahwa penggunaan mutu beton $f'c$ yang semakin tinggi akan menghasilkan rasio luas tulangan pengekang yang semakin besar, hal ini menyebabkan n jumlah kaki akan semakin banyak, serta nilai V_u yang semakin besar juga menyebabkan jarak tulangan sengkang yang semakin rapat.

5.8.3 Kolom Mutu Tinggi Berdasarkan ACI

Pada Bab 3.2 dan Subbab 5.9.2 *point 5*, sudah dilampirkan perbedaan rumus SNI 2847-2013 dan ACI 318-14 terkait kekangan kolom. Dengan didapatkan hasil yang sama pada kuat tekan 30 MPa untuk SNI maupun ACI, dan kuat tekan 71 MPa untuk SNI maupun ACI.

Dengan demikian pada Tugas Akhir ini, untuk melihat signifikansi perbedaan antara SNI dan ACI, penulis menggunakan mutu kuat tekan 71 MPa dan dicoba nilai P_u bervariasi antara $0,1A_g.f'_c - 0,6A_g.f'_c$.

Dilakukan contoh K11 f'_c 71 MPa dengan n pakai 18D25, perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 71 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 b &= 600 \text{ mm} \\
 h &= 800 \text{ mm} \\
 P_b &= 40 \text{ mm} \\
 A_{ch} &= (b - 2P_b) \cdot (h - 2P_b) \\
 &= (600 - 2 \cdot 40) \cdot (800 - 2 \cdot 40) \\
 &= 374400 \text{ mm}^2 \\
 K_f &= \frac{f'_c}{175} + 0,6 > 1 \\
 &= \frac{71}{175} + 0,6 > 1 \\
 &= 1,0057 > 1 \\
 K_n &= \frac{n_1}{n_1 - 2} \\
 &= \frac{18}{18 - 2} \\
 &= 1,125 \\
 b_c &= h - 2(P_b + 0,5 \cdot D_{Sengkang}) \\
 &= 800 - (2 \cdot 40 + 0,5 \cdot 13) \\
 &= 707 \text{ mm} \\
 \text{Koefisien} &= 0,1 \\
 P_u &= 0,1 \cdot A_g \cdot f'_c \\
 &= 0,1 \cdot 600 \cdot 800 \cdot 71 \cdot 10^{-3}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3408 \text{ kN} \\
 Ash_1 &= 0,3 \left(\frac{s. bc. f'c}{f_y h} \right) \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \\
 &= 0,3 \left(\frac{100. 707. 71}{400} \right) \left(\frac{600. 800}{374400} - 1 \right) \\
 &= 1061,8596 \text{ mm}^2 \\
 Ash_2 &= 0,09 \left(\frac{s. bc. f'c}{f_y h} \right) \\
 &= 0,09 \left(\frac{100. 707. 71}{400} \right) \\
 &= 1129,4325 \text{ mm}^2 \\
 Ash_3 &= 0,2 s. bc. K_f. K_n \frac{Pu}{f_{yt} Ach} \\
 &= 0,2. 100. 707. 1,0057. 1,125. \frac{3408. 10^3}{400. 374400} \\
 &= 364,0662 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

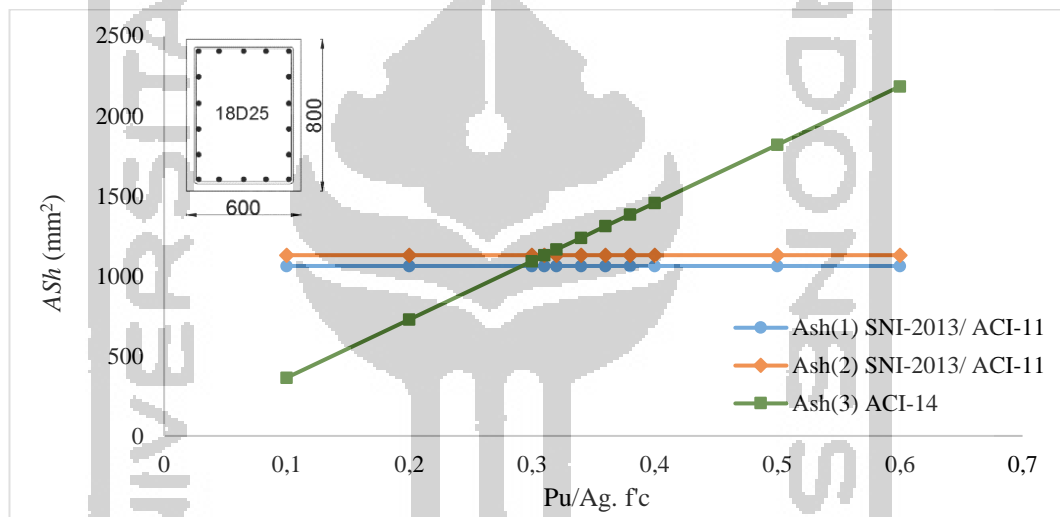
Perhitungan lainnya dilakukan dengan cara yang sama dan hanya mengubah nilai koefisien. Rekapitulasi perhitungan dengan P_u bervariasi $0,1Agf'c - 0,6Agf'c$ dilihat pada Tabel 5.39 sebagai berikut.

Tabel 5.39 Rekapitulasi Luas Pengekang (Ash) SNI 2013 dan ACI 14

Koefisien	P_u (kN)	Ash_1 (mm ²)	Ash_2 (mm ²)	Ash_3 (mm ²)
0,1	3408	1061,8596	1129,4325	364,0662
0,2	6816	1061,8596	1129,4325	728,1323
0,3	10224	1061,8596	1129,4325	1092,1985
0,31	10564,8	1061,8596	1129,4325	1128,6051
0,32	10905,6	1061,8596	1129,4325	1165,0117
0,34	11587,2	1061,8596	1129,4325	1237,8249
0,36	12268,8	1061,8596	1129,4325	1310,6382
0,38	12950,4	1061,8596	1129,4325	1383,4514
0,4	13632	1061,8596	1129,4325	1456,2646
0,5	17040	1061,8596	1129,4325	1820,3308
0,6	20448	1061,8596	1129,4325	2184,3969

Dari tabel diatas menunjukkan bahwa luas kekangan Ash_1 dan Ash_2 SNI 2847-2013, dengan tingkatan gaya aksial yang berbeda tidak menunjukkan perbedaan. Sedangkan pada Ash_3 ACI 318-14, gaya aksial yang semakin tinggi akan menyebabkan luas kekangan yang semakin besar. Dapat dilihat bahwa pada variasi Pu $0,32.Ag.f'c$ luas kekangan ACI sudah lebih besar dibanding SNI. Hal tersebut membuktikan bahwa rumus yang digunakan ACI, $Pu > 0,3.Ag.f'c$ adalah benar.

Dari tabel tersebut dapat dibikin sebuah grafik (Gambar 5.30) yang menunjukkan signifikansi perbedaan luas kekangan pada SNI 2847-2013 dan ACI 318-14 sebagai berikut.



Gambar 5.30 Grafik Luas Pengekang SNI-2013 dan ACI-14

Dari gambar diatas, dapat dilihat bahwa ACI 318-14 dengan rumus barunya akan memberikan signifikansi perbedaan dari SNI 2847-2013 terkait luas kekangan kolom jika $Pu > 0,3Ag.f'c$ dan kuat tekan beton >70 MPa.

5.8.4 Re-desain Dimensi Kolom

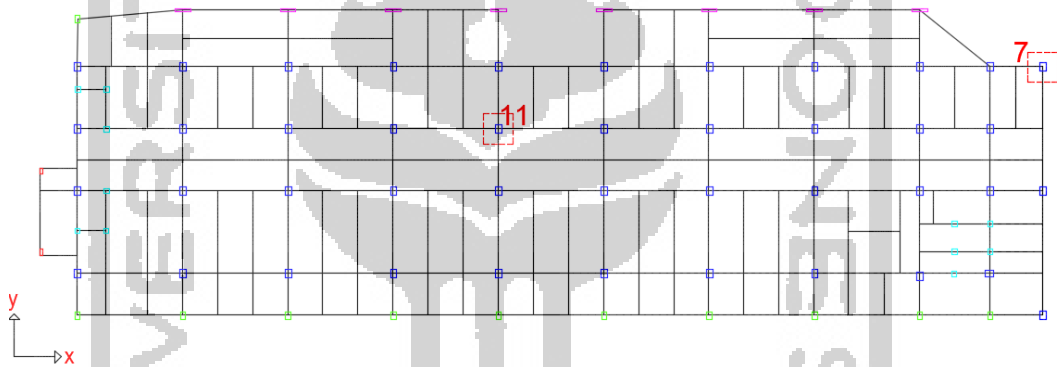
Dari subbab sebelumnya dapat diketahui bahwa dengan dimensi *existing* dari Proyek Rumah Sakit JIH Solo, nilai Pu terbesar tidak melebihi dari $0,3Ag.f'c$, sehingga hasil dari desain SNI dan ACI adalah sama.

Untuk melihat perbedaan antara kedua standar tersebut, dilakukan desain ulang dengan merubah dimensi kolom agar mencapai Pu yang diinginkan ($Pu > 0,3Ag.f'c$). Dimensi kolom desain lama dan baru dapat dilihat pada Tabel 5.40.

Tabel 5.40 Dimensi Kolom Desain Awal dan Baru

Kodefikasi	Desain Awal		Desain Baru	
	Lebar (mm)	Tinggi (mm)	Lebar (mm)	Tinggi (mm)
K1a	600	800	400	600
K1b	500	800	400	500
K2	500	700	400	600
K3	1500	300	1500	300
K4	250	600	250	400
K5	500	500	400	400
K6	400	150	300	150

Dengan melakukan analisis pada SAP, maka didapatkan gaya-gaya dalam pada Kolom Kode 7 dan Kode 11 (Gambar 5.31) dan seperti pada Tabel 5.43.

**Gambar 5.31 Tinjauan Desain Kolom****Tabel 5.41 Gaya Aksial Kolom Kode 7 dan 11 Desain Baru**

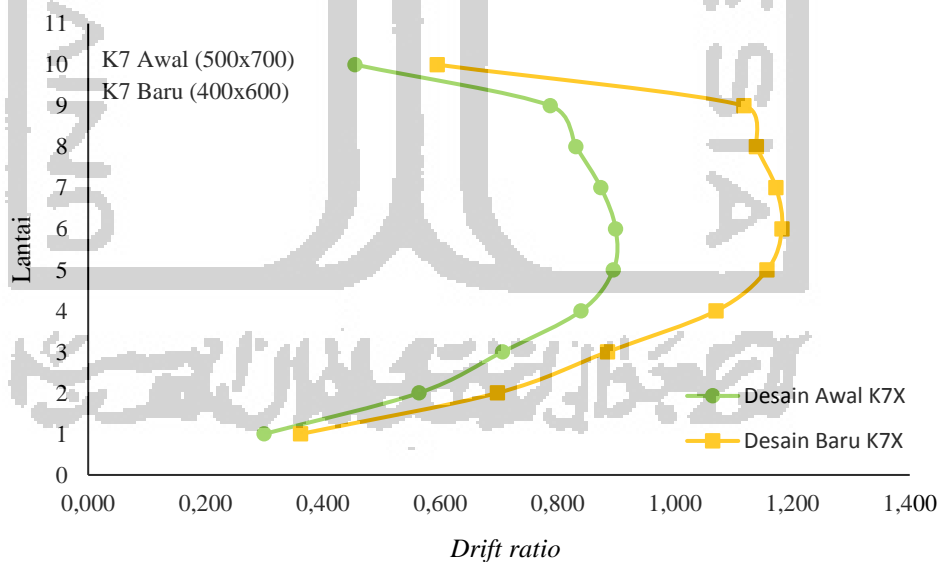
Lantai	Kolom Kode 7	Kolom Kode 11
	Gaya Aksial P (kN)	Gaya Aksial P (kN)
1	4102,795	7004,939
2	3754,868	6173,575
3	3369,757	5345,96
4	2973,755	4572,717
5	2570,113	3812,941
6	2158,519	3051,113
7	1746,89	2291,375
8	1337,92	1531,748
9	948,806	771,332
10	421,761	-

1. *Drift ratio* kolom

Dengan adanya perubahan dimensi kolom, maka berpengaruh terhadap besar simpangan dan *drift ratio* yang terjadi. Besarnya simpangan dan *drift ratio* pada desain lama dan baru dapat dilihat pada Tabel 5.42 sampai dengan Tabel 5.45.

Tabel 5.42 Drift Ratio Kolom Kode K7 Arah X

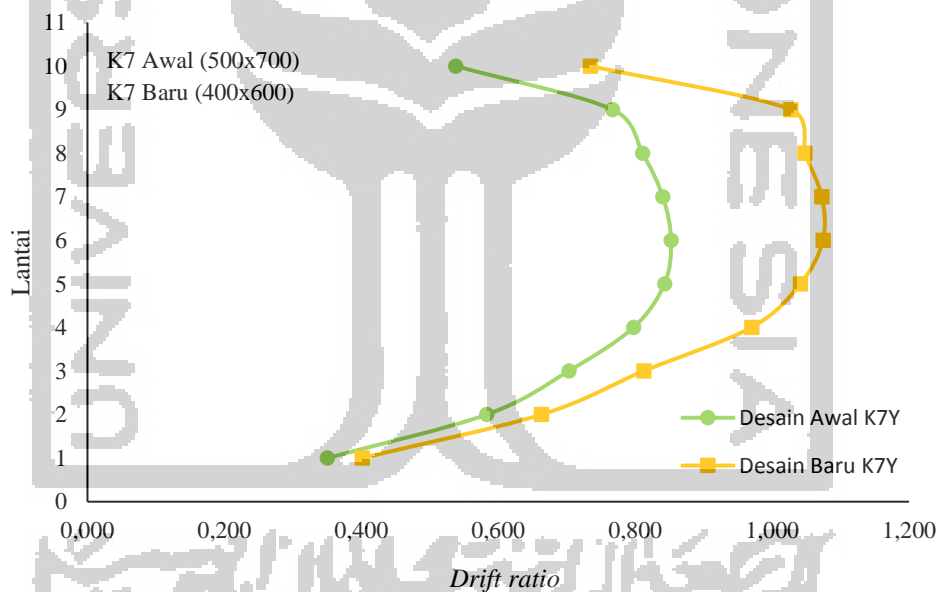
Lantai	Hx (m)	Δa	Desain Awal K7 Arah X			Desain Baru K7 Arah X		
			Defleksi X (m)	Δ (m)	<i>Driftratio</i>	Defleksi X (m)	Δ (m)	<i>Driftratio</i>
1	4	0,04	0,00327	0,01200	0,002999	0,00395	0,01449	0,0036218
2	4	0,04	0,00942	0,02256	0,005639	0,01156	0,02790	0,0069758
3	4	0,04	0,01713	0,02824	0,007061	0,02122	0,03540	0,0088504
4	4	0,04	0,02629	0,03361	0,008401	0,03289	0,04281	0,0107030
5	4	0,04	0,03606	0,03580	0,008950	0,04551	0,04628	0,0115693
6	4	0,04	0,04586	0,03596	0,008988	0,05841	0,04729	0,0118223
7	4	0,04	0,05539	0,03495	0,008737	0,07120	0,04689	0,0117214
8	4	0,04	0,06446	0,03325	0,008312	0,08362	0,04555	0,0113887
9	5	0,05	0,07520	0,03937	0,007873	0,09886	0,05587	0,0111731
10	4	0,04	0,08016	0,01819	0,004546	0,10535	0,02379	0,0059473



Gambar 5.32 Drift Ratio Desain Awal K7X dan Desain Baru K7X

Tabel 5.43 Drift Ratio Kolom Kode K7 Arah Y

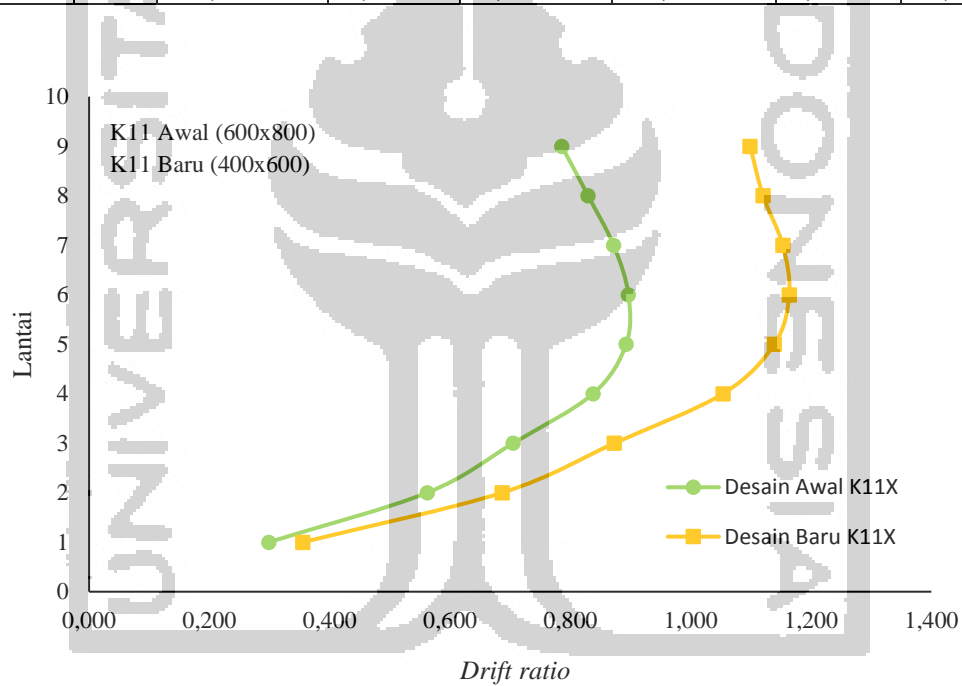
Lantai	Hx (m)	Δa	Desain Awal K7 Arah Y			Desain Baru K7 Arah Y		
			Defleksi Y (m)	Δ (m)	Driftratio	Defleksi Y (m)	Δ (m)	Driftratio
1	4	0,04	0,00382	0,01401	0,0035035	0,00438	0,01605	0,0040123
2	4	0,04	0,01018	0,02332	0,0058300	0,01161	0,02652	0,0066303
3	4	0,04	0,01785	0,02813	0,0070318	0,02048	0,03251	0,0081272
4	4	0,04	0,02655	0,03190	0,0079759	0,03106	0,03880	0,0097002
5	4	0,04	0,03575	0,03371	0,0084278	0,04242	0,04166	0,0104143
6	4	0,04	0,04505	0,03410	0,0085241	0,05414	0,04297	0,0107424
7	4	0,04	0,05422	0,03362	0,0084040	0,06584	0,04290	0,0107259
8	4	0,04	0,06306	0,03242	0,0081061	0,07727	0,04192	0,0104803
9	5	0,05	0,07352	0,03835	0,0076692	0,09128	0,05136	0,0102718
10	4	0,04	0,07938	0,02151	0,0053781	0,09929	0,02938	0,0073443



Gambar 5.33 Drift Ratio Desain Awal K7Y dan Desain Baru K7Y

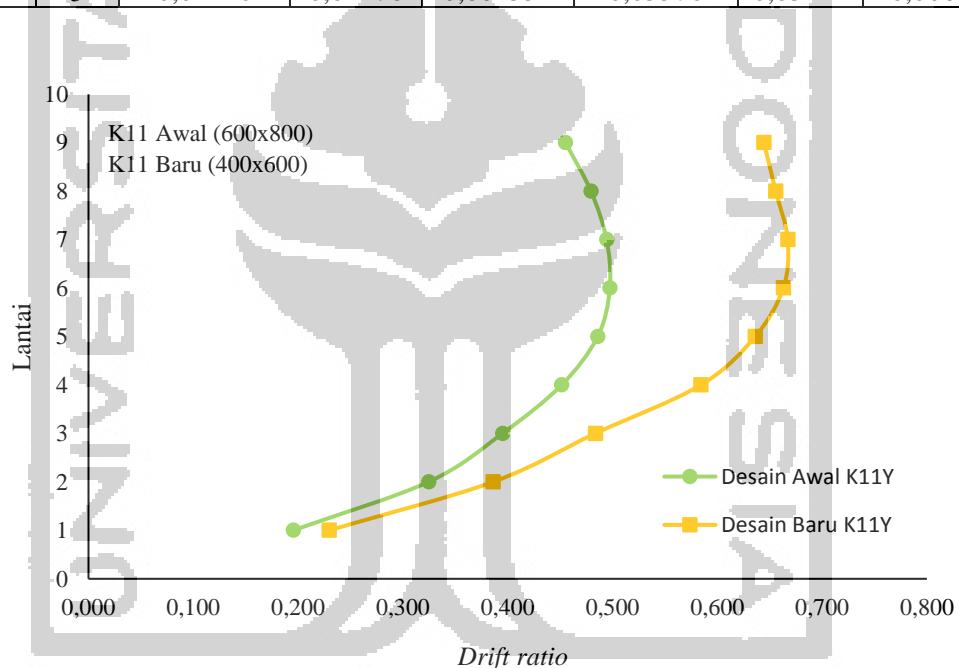
Tabel 5.44 Drift Ratio Kolom Kode K11 Arah X

Lantai	Hx (m)	Desain Awal K11 Arah X			Desain Baru K11 Arah X		
		Defleksi X (m)	Δ (m)	<i>Driftratio</i>	Defleksi X (m)	Δ (m)	<i>Driftratio</i>
1	4	0,00326	0,01195	0,002986	0,00388	0,01421	0,003553
2	4	0,00939	0,02248	0,005620	0,01137	0,02746	0,006865
3	4	0,01708	0,02820	0,007049	0,02089	0,03493	0,008731
4	4	0,02622	0,03351	0,008377	0,03239	0,04214	0,010536
5	4	0,03596	0,03571	0,008926	0,04481	0,04556	0,011389
6	4	0,04574	0,03586	0,008965	0,05751	0,04655	0,011637
7	4	0,05525	0,03487	0,008717	0,07008	0,04612	0,011529
8	4	0,06429	0,03318	0,008294	0,08230	0,04481	0,011202
9	5	0,07501	0,03928	0,007856	0,09729	0,05493	0,010986

Gambar 5.34 *Drift Ratio* Desain Awal K11X dan Desain Baru K11X

Tabel 5.45 Drift Ratio Kolom Kode K11 Arah Y

Lantai	Hx (m)	Desain Awal K11 Arah Y			Desain Baru K11 Arah Y		
		Defleksi Y (m)	Δ (m)	<i>Driftratio</i>	Defleksi Y (m)	Δ (m)	<i>Driftratio</i>
1	4	0,00213	0,00781	0,001953	0,00251	0,00919	0,002296
2	4	0,00567	0,01298	0,003245	0,00672	0,01544	0,003861
3	4	0,00998	0,01580	0,003950	0,01199	0,01935	0,004836
4	4	0,01491	0,01806	0,004514	0,01837	0,02338	0,005843
5	4	0,02021	0,01944	0,004859	0,02531	0,02545	0,006361
6	4	0,02563	0,01990	0,004974	0,03254	0,02652	0,006630
7	4	0,03103	0,01977	0,004943	0,03982	0,02669	0,006672
8	4	0,03626	0,01918	0,004794	0,04697	0,02623	0,006557
9	5	0,04246	0,02276	0,004551	0,05576	0,03222	0,006444

Gambar 5.35 *Drift Ratio* Desain Awal K11Y dan Desain Baru K11Y

Dari tabel dan grafik diatas, dapat dilihat bahwa dengan dimensi yang semakin kecil akan terjadi simpangan yang semakin besar, dan juga menghasilkan *drift ratio* yang semakin besar. Hal tersebut dikarenakan dimensi kolom yang kecil dengan beban yang tetap, menyebabkan kekakuan kolom semakin kecil sehingga terjadi *drift ratio* yang besar. Dengan *drift ratio* yang semakin besar, beberapa desain baru tidak memenuhi syarat *drift ratio* ($< 0,01$).

2. Cek $P_u > 0,3A_g f'_c$

Dari hasil gaya aksial yang didapat, dilakukan pengecekan terhadap Kolom Kode 7 dan 11 untuk menentukan kolom yang akan digunakan pada perhitungan tulangan transversal.

a. Kolom Kode 7 Lantai 1 (400mm x 600mm)

$$f'_c = 71 \text{ MPa}$$

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

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$P_u = 4102,795 \text{ kN}$$

$$0,3A_g f'_c = 0,3 \cdot 400 \cdot 600 \cdot 71 \cdot 10^{-3}$$

$$= 5112 \text{ kN}$$

Sehingga $P_u < 0,3A_g f'_c$ (tidak digunakan dalam perhitungan tulangan transversal)

b. Kolom Kode 7 Lantai 4 (400mm x 500mm)

$$f'_c = 71 \text{ MPa}$$

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

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

$$P_u = 2973,755 \text{ kN}$$

$$0,3A_g f'_c = 0,3 \cdot 400 \cdot 500 \cdot 71 \cdot 10^{-3}$$

$$= 4260 \text{ kN}$$

Sehingga $P_u < 0,3A_g f'_c$ (tidak digunakan dalam perhitungan tulangan transversal)

c. Kolom Kode 11 Lantai 1 (400mm x 600mm)

$$f'_c = 71 \text{ MPa}$$

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

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$P_u = 7004,939 \text{ kN}$$

$$0,3A_g f'_c = 0,3 \cdot 400 \cdot 600 \cdot 71 \cdot 10^{-3}$$

$$= 5112 \text{ kN}$$

Sehingga $P_u > 0,3A_g f'_c$ (digunakan dalam perhitungan tulangan transversal)

d. Kolom Kode 11 Lantai 4 (400mm x 500mm)

$$f'c = 71 \text{ MPa}$$

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

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

$$Pu = 4572,717 \text{ kN}$$

$$0,3Agf'c = 0,3 \cdot 400 \cdot 500 \cdot 71 \cdot 10^{-3}$$

$$= 4260 \text{ kN}$$

Sehingga $Pu > 0,3Agf'c$ (digunakan dalam perhitungan tulangan transversal)

Dari perhitungan diatas dapat dilihat bahwa yang memenuhi kriteria $Pu > 0,3Agf'c$ terjadi pada kolom 11 lantai 1 dan 4, sehingga dilakukan perhitungan penulangan transversal pada point selanjutnya.

Perubahan dimensi kolom sangat berpengaruh terhadap gaya aksial yang bekerja, semakin kecil kolom maka gaya aksial yang terjadi akan semakin kecil.

3. Tulangan pokok

Dengan adanya perubahan pada dimensi kolom, maka didapat jumlah n tulangan pokok yang digunakan adalah:

$$\text{Kolom kode 11 Lantai 1 (400x600)} = 12\text{D}25$$

$$\text{Kolom kode 11 Lantai 4 (400x500)} = 10\text{D}25$$

4. Penulangan transversal

Perhitungan penulangan transversal hanya dilakukan pada kolom kode 11 lantai 1 dan 4 yang telah memenuhi kriteria dengan meninjau arah X maupun arah Y, dengan contoh perhitungan pada kolom kode 11 Lantai 1 arah X sebagai berikut:

Data:

$$Ve = Vu = 1968,66 \text{ kN}$$

$$Pu = 7004,94 \text{ kN} \quad (\text{Tabel 5.43})$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$f'c = 71 \text{ MPa}$$

$$fyh = 400 \text{ MPa}$$

a. Propertis penampang

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

$$h = 600 \text{ mm}$$

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

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

$$Pb = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. pokok} = 25 \text{ mm}$$

$$n \text{ Tul. pokok} = 12$$

$$\text{Tul. sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - Pb - S - 0,5 \text{ tulangan pokok} \\ &= 600 - 40 - 13 - 0,5 \cdot 25 \\ &= 534,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ln &= L - 0,5 \cdot h \text{ balok} \\ &= 4000 - 0,5 \cdot 700 \\ &= 3650 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ag &= b \cdot h \\ &= 400 \cdot 600 \\ &= 240000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ach &= (b - 2Pb) \cdot (h - 2Pb) \\ &= (400 - 2 \cdot 40) \cdot (600 - 2 \cdot 40) \\ &= 166400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} bc &= h - 2(Pb + 0,5s) \\ &= 600 - 2(40 + 0,5 \cdot 13) \\ &= 507 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} hx &= 2/3 \cdot bc \\ &= 2/3 \cdot 507 \\ &= 338 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Kf &= \frac{f'_c}{175} + 0,6 > 1 \\ &= \frac{71}{175} + 0,6 > 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,0057 > 1 \\
 Kn &= \frac{n_1}{n_1-2} \\
 &= \frac{12}{12-2} \\
 &= 1,2
 \end{aligned}$$

b. Daerah sendi plastis

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,167 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,167 \cdot \sqrt{71} \cdot 400 \cdot 534,5 \\
 &= 308,852 \text{ kN} \\
 Vu/\phi &= 1968,66/0,75 \\
 &= 2624,88 \text{ kN} > V_c \text{ (Perlu sengkang)}
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan sengkang terkecil sesuai SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3

$$\begin{aligned}
 b/4 &= 400/4 \\
 &= 100 \text{ mm} \\
 6Dtul \text{ pokok} &= 6 \cdot 25 \text{ mm} \\
 &= 150 \text{ mm} \\
 100 + \frac{350-hx}{3} &= 100 + \frac{350-338}{3} \\
 &= 104 \text{ mm} \\
 S \text{ min} &= 100 \text{ mm} \\
 S \text{ pakai} &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

1) SNI 2847-2013

$$\begin{aligned}
 Ash_1 &= 0,3 \left(\frac{s \cdot bc \cdot f'c}{fyh} \right) \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \\
 &= 0,3 \left(\frac{100 \cdot 507 \cdot 71}{400} \right) \left(\frac{240000}{166400} - 1 \right) \\
 &= 1194,13 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ash_2 &= 0,09 \left(\frac{s \cdot bc \cdot f'c}{fyh} \right) \\
 &= 0,09 \left(\frac{100 \cdot 507 \cdot 71}{400} \right) \\
 &= 809,933 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga pada SNI 2847-2013 diambil yang terbesar yaitu Ash_1 .

Jumlah kaki sengkang yang digunakan pada SNI sebanyak:

$$\begin{aligned} n \text{ kaki} &= \frac{Ash \text{ pakai}}{A1D} \\ &= \frac{Ash1}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\ &= \frac{1194,13}{\frac{1}{4}\pi \cdot 13^2} \\ &= 8,996 \approx 9 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Dengan demikian jumlah tulangan pengekang pada SNI sebanyak 4,5P13-100.

2) ACI 318-14

$$\begin{aligned} Ash_1 &= 0,3 \left(\frac{s. bc. f'rc}{f_yh} \right) \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{100 \cdot 507 \cdot 71}{400} \right) \left(\frac{240000}{166400} - 1 \right) \\ &= 1194,13 \text{ mm}^2 \\ Ash_2 &= 0,09 \left(\frac{s. bc. f'rc}{f_yh} \right) \\ &= 0,09 \left(\frac{100 \cdot 507 \cdot 71}{400} \right) \\ &= 809,933 \text{ mm}^2 \\ Ash_3 &= 0,2 s. bc. K_f \cdot K_n \frac{P_u}{f_{yt} \cdot Ach} \\ &= 0,2 \cdot 100 \cdot 507 \cdot 1,0057 \cdot 1,2 \cdot \frac{7004,94 \cdot 10^3}{400 \cdot 166400} \\ &= 1287,91 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga pada ACI 318-14 diambil yang terbesar yaitu Ash_3 .

Jumlah kaki sengkang yang digunakan pada ACI sebanyak:

$$\begin{aligned} n \text{ kaki} &= \frac{Ash \text{ pakai}}{A1D} \\ &= \frac{Ash3}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\ &= \frac{1287,91}{\frac{1}{4}\pi \cdot 13^2} \\ &= 9,703 \approx 10 \text{ kaki} \end{aligned}$$

Dengan demikian jumlah tulangan pengekang daerah sendi plastis pada ACI sebanyak 5P13-100.

5.9 Pembahasan

Dalam penelitian ini, dilakukan pembahasan untuk melihat hasil dari teori-teori yang telah dipaparkan pada bab sebelumnya.

1. Desain bangunan dengan denah dan mutu beton 30 MPa yang ditetapkan dari konsultan dinyatakan aman. Berat bangunan hasil perhitungan excel dan hasil analisis SAP memiliki selisih $2,04\% < 5\%$ menunjukkan pemodelan bangunan pada SAP2000 sudah mendekati desain bangunan yang direncanakan. Verifikasi hasil analisis SAP yang mengacu pada SNI 1726-2012 sudah terpenuhi, diantaranya yaitu nilai partisipasi massa struktur untuk arah X dan Y (94,647% dan 98,03%) pada modal ke-9 sudah melebihi 90% ; Kombinasi ragam yang diasumsikan menggunakan metode SRSS adalah benar, dengan selisih periode terbesar $43,311\% > 15\%$; Gaya geser dinamik (*base shear*) arah X sebesar 10586,736 kN dan arah Y sebesar 12436,077 kN sudah melebihi dari $0,85V_s$ sebesar 10502,838 kN. Analisis simpangan pada 11 titik tinjauan dinyatakan memenuhi persyaratan izin ($\Delta_i < \Delta_a$), dengan simpangan maksimum arah X sebesar 0,03596 m dan simpangan maksimum arah Y sebesar 0,03410 m.
2. Penggunaan mutu beton 30 MPa
 Pada penggunaan f'_c 30 MPa kasus Rumah Sakit JIH Solo, rumus SNI 2847-2013 dan ACI 318-14 yang digunakan tidak memiliki perbedaan, sehingga hasil desain adalah sama. Kolom tinjauan K7 dan K11 memiliki desain yang aman dan sudah memenuhi Konsep SCWB.
3. Penggunaan mutu beton 71 Mpa
 Pada penggunaan f'_c 71 MPa kasus Rumah Sakit JIH Solo, rumus SNI dan ACI terdapat sedikit perbedaan, yaitu terletak pada penggunaan rumus rasio pengekang pada tulangan transversal kolom. ACI 318-14 telah menambahkan rumus baru dengan syarat $f'_c > 70$ MPa dan $P_u > 0,3A_g f'_c$, namun kriteria penggunaan pada rumus baru ACI, dengan P_u pada kasus yang terjadi adalah

tidak terpenuhi ($P_u < 0,3Ag_f c$), sehingga perbedaan rumus tersebut tidak membuat perbedaan desain.

4. Desain mutu tinggi ACI

Pada desain ini, penulis mengambil P_u bervariasi antara $0,1Ag_f c - 0,6Ag_f c$. Dari hasil tabel dan grafik yang telah dipaparkan, bahwa rumus baru yang dianut ACI mempertimbangkan tingkatan beban aksial apabila digunakan kolom beton mutu tinggi dan kolom menerima beban gempa kuat, yang direpresentasikan lebih dari $0,3Ag_f c$.

Hal ini menunjukkan bahwa implikasi dari rumus tulangan pengekan ACI 318-14 akan menaikkan kebutuhan tulangan berbanding lurus dengan rasio gaya aksial.

5. Re-desain dimensi kolom

Dengan adanya re-desain dimensi kolom, nilai P_u sudah mencapai dengan yang diinginkan ($P_u > 0,3Ag_f c$). Namun dengan mengecilkan dimensi kolom, nilai simpangan dan *drift ratio* akan semakin besar.

Penggunaan rumus ACI dan SNI yang diimplementasikan pada penulangan transversal terdapat sedikit perbedaan, yaitu:

SNI 2847-2013 : 4,5P13-100

ACI 318-14 : 5P13-100

Kenaikan kebutuhan tulangan pengekan yang signifikan tersebut harus menjadi perhatian *engineer* dalam mendesain kolom terutama dalam hal *detailing*. Tulangan yang terlalu padat dapat menyebabkan terjadinya keropos beton (*honeycomb*) pada saat pengecoran, terutama di daerah penyambungan tulangan. Hal tersebut menunjukkan bahwa aturan baru yang ditetapkan ACI belum dapat digunakan di Indonesia.