

BAB IV

ANALISIS STRUKTUR

4.1 Preliminari Desain

4.1.1 Preliminari Desain Pelat Lantai

a. Data Perencanaan

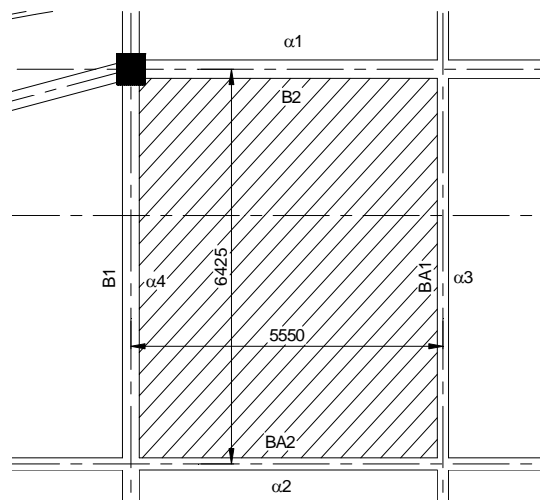
Untuk menentukan tebal pelat lantai maka ditinjau panel pelat lantai yang paling luas atau bentang antar balok terpanjang. Adapun data yang didapat untuk preliminary desain pelat lantai ini adalah sebagai berikut :

$$\text{Lebar pelat sumbu x (Lx)} = 6.425 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pelat sumbu y (Ly)} = 5.550 \text{ m}$$

$$\text{Mutu tulangan (fy)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio lebar pelat } (\beta) &= Lx / Ly \\ &= 6.425 / 5.550 \\ &= 1.158 \end{aligned}$$



Gambar 4.1 Area Panel Pelat Lantai Terluas

b. Perkiraan Dimensi Balok

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 ukuran minimum balok untuk balok non prategang dengan kedua ujung menerus pada balok BA1 adalah sebagai berikut :

- Tinggi minimum balok (h_{\min})

$$h_{\min} = \ell / 21$$

$$= 6425 / 21$$

$$h = 305.95 \text{ mm} \sim \mathbf{350 \text{ mm}}$$

- Lebar balok (b_w)

$$b = 0.5h \text{ s/d } 0.65h$$

$$= 0.5 (310) \text{ s/d } 0.65 (310)$$

$$= 155 \text{ mm s/d } 201.5 \text{ mm}$$

$$b = \text{diambil } \mathbf{200 \text{ mm}}$$

Sehingga ukuran awal balok BA1 adalah : **20/31**

Berikut adalah perhitungan untuk semua balok pada panel lantai yang ditinjau :

Tabel 4.1 Dimensi Awal Balok pada Masing-masing Tepi Pelat

Balok	L (mm)	h (mm)		b (mm)			
		h_{\min}	h_{pakai}	Kisaran b			b_{pakai}
BA1	6,425	306	350	175	s/d	228	200
BA2	5,550	264	300	150	s/d	195	150
B1	11,150	531	550	275	s/d	358	300
B2	11,100	529	550	275	s/d	358	300

c. Kontrol syarat tebal pelat minimum

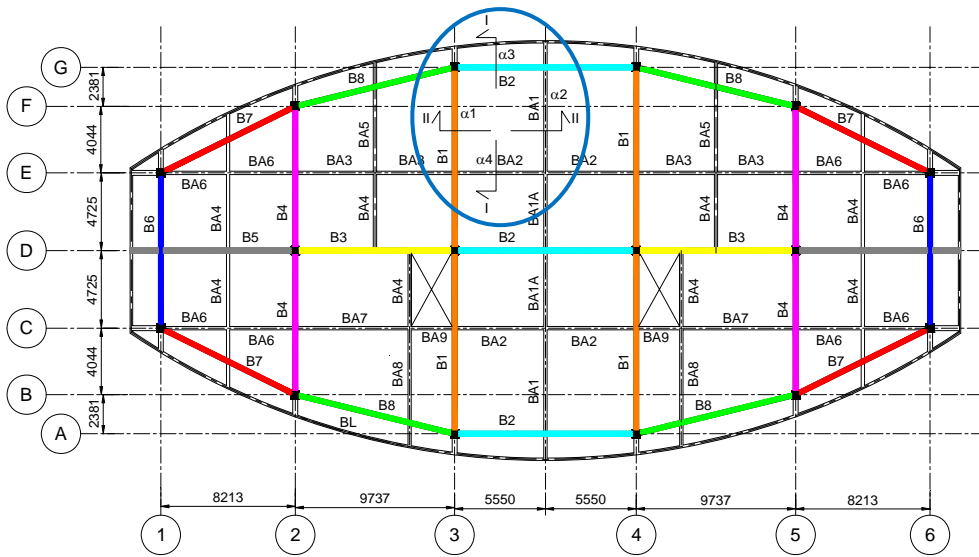
- Untuk $0,2 < \alpha_m < 2,0$

$$h = \frac{\ell n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \geq 120 \text{ mm}$$

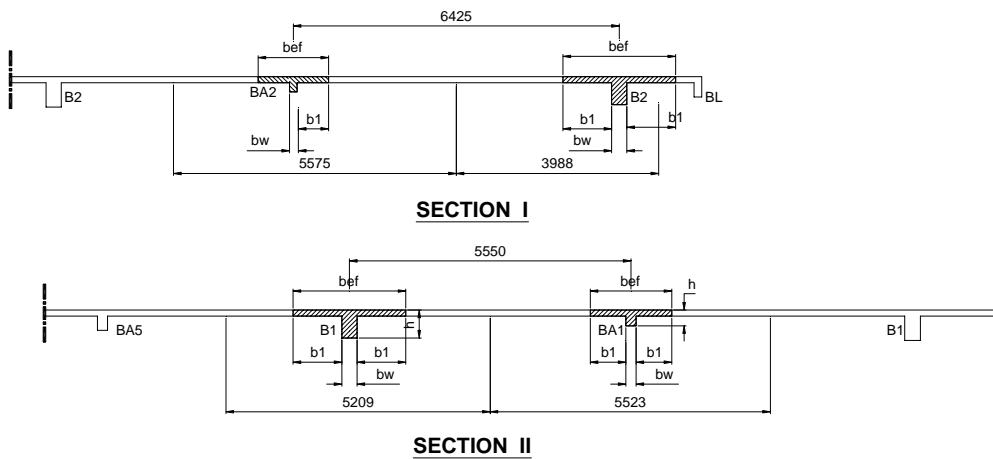
- Untuk $\alpha_m > 2,0$

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

Menentukan lebar efektif (b_{ef})



Gambar 4.2 Lokasi Panel Pelat Lantai Terluas



Gambar 4.3 Potongan Melintang Panel Pelat Lantai yang Ditinjau

Struktur didesain sebagai konstruksi monolit atau komposit penuh sehingga balok yang ditinjau didesain sebagai balok “T”. Berdasarkan SNI 03-2874-2002 lebar

efektif balok yang ditinjau ditentukan berdasarkan persamaan di bawah ini.

Berikut adalah perhitungan lebar efektif pada balok BA2 :

1. $b_{ef} \leq L / 4$
 $b_{ef} \leq (5550 / 4)$
 $b_{ef} \leq 1388 \text{ mm}$
2. $b_{ef} \leq b_w + (2 \times b_1) \rightarrow$ syarat: $b_1 \leq 8 \times h_f$ (h_f = tebal pelat, asumsi = 120mm)
 $b_{ef} \leq 150 + (2 \times (8 \times 120))$
 $b_{ef} \leq 2070 \text{ mm}$
3. $b_1 \leq L_n / 2$
 $b_1 \leq (5300 / 2)$
 $b_1 \leq 2650 \text{ mm}$ ($b_{ef} \leq b_w + 2b_1 = 150 + 2(2650) = 5450 \text{ mm}$)

Dari perhitungan b_{ef} untuk balok BA2 di atas diambil nilai b_{ef} terkecil sehingga didapatkan $b_{ef} = 1388 \text{ mm}$

Berikut adalah perhitungan b_{ef} untuk setiap balok pada panel pelat yang ditinjau :

Tabel 4.2 Perhitungan b_{ef} Untuk Masing-masing Balok yang Ditinjau

Balok	bw (mm)	hf (mm)	L (mm)	L _n (mm)	Kontrol b_{ef} (mm)					b_{ef}
					Rumus 1	Rumus 2		Rumus 3		
					$b_{ef} \leq L/4$ **)	$b_1 \leq 8h_f$ **)	b_{ef}	$b_1 \leq L_n/2$	b_{ef}	
					$b_{ef} \leq 2(L/12)+bw$ *)	$b_1 \leq 6h_f$ *)				
BA1	200	120	6452	6200	1606	960	2120	3100	6400	1606
BA2	150	120	5550	5300	1388	960	2070	2650	5450	1388
B1	300	120	11150	10925	2788	960	2220	5463	11225	2220
B2	300	120	11100	10850	2775	960	2220	5425	11150	2220

Ket : **) Untuk balok dengan pelat pada kedua sisinya

*) Untuk balok dengan pelat pada satu sisi

Menentukan α_m

α_m merupakan rasio / perbandingan rata-rata kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur suatu pelat dengan lebar yang dibatasi dalam arah lateral oleh sumbu dari panel yang bersebelahan (bila ada) pada tiap sisi dari balok.

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4}$$

Untuk memudahkan perhitungan, nilai kekakuan (Momen Inersia Balok) dihitung dengan bantuan software AutoCAD. Mengacu pada gambar 4.3, berikut adalah perhitungan rasio / perbandingan kekuatan lentur balok terhadap kekakuan lentur pelat lantai.

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= I_{B1} / I_{\text{pelat B1}} \\ &= (888018.88 \text{ cm}^4) / (1/12 \times 520.9 \times 12^3) \\ &= 11.84\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha_2 &= I_{BA1} / I_{\text{pelat BA1}} \\ &= (157133.91 \text{ cm}^4) / (1/12 \times 552.3 \times 12^3) \\ &= 1.98\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha_3 &= I_{B2} / I_{\text{pelat B2}} \\ &= (888018.88 \text{ cm}^4) / (1/12 \times 398.8 \times 12^3) \\ &= 15.46\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha_4 &= I_{BA2} / I_{\text{pelat BA2}} \\ &= (79553.08 \text{ cm}^4) / (1/12 \times 557.5 \times 12^3) \\ &= 0.99\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha_m &= \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} \\ &= \frac{11.84 + 1.98 + 15.46 + 0.99}{4}\end{aligned}$$

$$\alpha_m = 7.57$$

Menentukan Tebal Pelat Lantai

Dari perhitungan α_m didapatkan $\alpha_m = 7.57$ ($\alpha_m > 2.0$), maka tebal pelat lantai adalah :

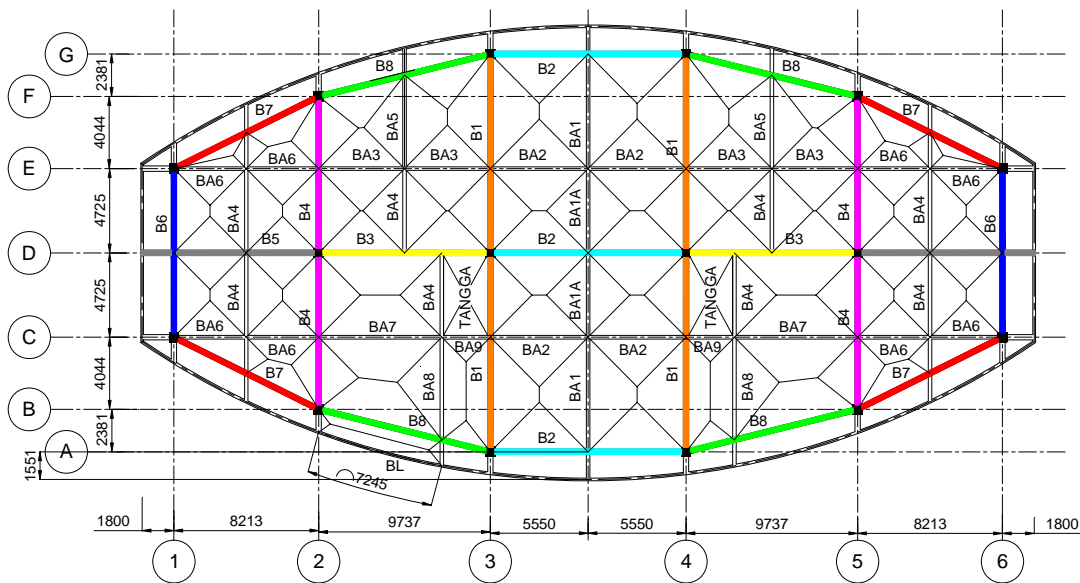
$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{6425\left(0.8 + \frac{400}{1500}\right)}{36 + 9(1.158)}$$

$h = 147.63 \text{ mm}$, diambil $h = 150 \text{ mm}$

4.1.2 Preliminari Desain Balok

a. Data Perencanaan



Gambar 4.4 Denah Distribusi Pembebanan Balok

Penamaan setiap balok pada gambar di atas dibedakan berdasarkan bentang balok yang bersangkutan. Di bawah merupakan data perencanaan bentang balok beserta jenis balok yang dibutuhkan untuk perhitungan dimensi awal balok.

Tabel 4.3 Data Panjang dan Jenis Seluruh Tipe Balok

Balok	L (mm)	Jenis balok
B1	11,150	Kedua ujung menerus
B2	11,100	Kedua ujung menerus
B3	9,737	Kedua ujung menerus
B4	8,769	Kedua ujung menerus
B5	8,213	Kedua ujung menerus
B6	9,450	Kedua ujung menerus
B7	9,155	Satu ujung menerus
B8	10,024	Kedua ujung menerus
BA1	6,425	Kedua ujung menerus
BA1A	4,725	Kedua ujung menerus
BA2	5,550	Kedua ujung menerus
BA3	4,869	Kedua ujung menerus
BA4	4,725	Satu ujung menerus
BA5	5,235	Kedua ujung menerus
BA6	4,107	Kedua ujung menerus
BA7	6,987	Kedua ujung menerus
BA8	5,753	Kedua ujung menerus
BA9	2,750	Kedua ujung menerus
BL	7,245	Kedua ujung menerus

b. Perhitungan Dimensi Awal Balok

Perhitungan awal dimensi balok untuk tipe balok B1, balok dengan bentang 11.15 m dan merupakan balok dengan kedua ujung menerus, dilakukan berdasarkan SNI 03-2847-2002 dimana ukuran minimum balok untuk balok non prategang dengan kedua ujung menerus pada balok B1 adalah sebagai berikut :

- Tinggi minimum balok (h_{\min})

$$h_{\min} = \ell / 21 = 11150 / 21$$

$$h = 531 \text{ mm} \sim \mathbf{550 \text{ mm}}$$

- Lebar balok (b_w)

$$b = 0.5h \text{ s/d } 0.65h$$

$$= 0.5 (550) \text{ s/d } 0.65 (550)$$

$$= 275 \text{ mm s/d } 358 \text{ mm}$$

b = diambil **300 mm**

Sehingga ukuran awal balok B1 adalah : **30/55**

Berikut ini adalah perhitungan dimensi awal untuk seluruh tipe balok berdasarkan jarak bentang baik balok induk maupun balok anak yang disajikan dalam bentuk tabelaris.

Tabel 4.4 Perhitungan Dimensi Awal Balok

Balok	L (mm)	Jenis balok	h (mm)		b (mm)			
			h_{\min}	h_{pakai}	Kisaran b			b_{pakai}
B1	11,150	Kedua ujung menerus	531	550	275	s/d	358	300
B2	11,100	Kedua ujung menerus	529	550	275	s/d	358	300
B3	9,737	Kedua ujung menerus	464	500	250	s/d	325	300
B4	8,769	Kedua ujung menerus	418	500	250	s/d	325	300
B5	8,213	Kedua ujung menerus	391	400	200	s/d	260	250
B6	9,450	Kedua ujung menerus	450	500	250	s/d	325	300
B7	9,155	Satu ujung menerus	495	500	250	s/d	325	300
B8	10,024	Kedua ujung menerus	477	500	250	s/d	325	300
BA1	6,425	Kedua ujung menerus	306	350	175	s/d	228	200
BA1A	4,725	Kedua ujung menerus	225	300	150	s/d	195	150
BA2	5,550	Kedua ujung menerus	264	300	150	s/d	195	150
BA3	4,869	Kedua ujung menerus	232	300	150	s/d	195	150
BA4	4,725	Satu ujung menerus	255	300	150	s/d	195	150
BA5	5,235	Kedua ujung menerus	249	300	150	s/d	195	150
BA6	4,107	Kedua ujung menerus	196	300	150	s/d	195	150
BA7	6,987	Kedua ujung menerus	333	350	175	s/d	228	200
BA8	5,753	Kedua ujung menerus	274	300	150	s/d	195	150
BA9	2,750	Kedua ujung menerus	131	350	175	s/d	228	200
BL	7,245	Kedua ujung menerus	345	350	175	s/d	228	175

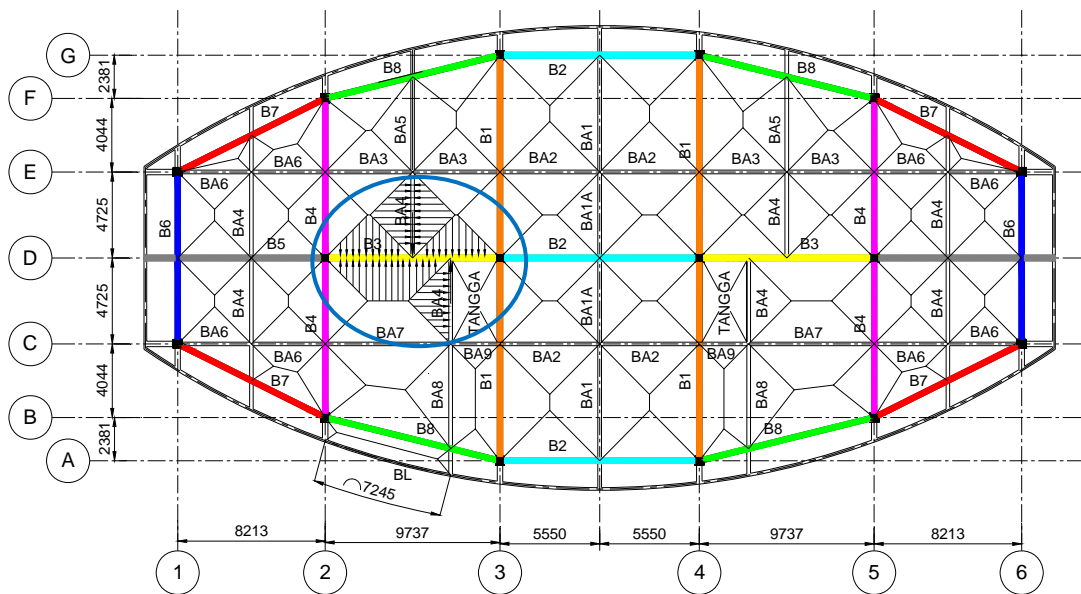
c. Perhitungan Beban Merata

Dalam melakukan perhitungan beban merata, untuk setiap dimensi balok diwakili oleh balok dengan bentang terpanjang, baik itu balok anak maupun balok induk.

Tabel 4.5 Pengelompokan Tipe Balok Berdasarkan Dimensi

Balok	Dimensi Balok	L (bentang terpanjang)
B1=B2	300 x 550 mm	11,150
B3=B4=B6=B7=B8	300 x 500 mm	10,024
B5	250 x 400 mm	8,213
BA1=BA7=BA9	200 x 350 mm	6,987
BA1A=BA2=BA3=BA4=BA5=BA6=BA8	150 x 300 mm	5,753
BL (Balok Lisplang)	175 x 350 mm	7,245

Perhitungan beban merata untuk balok dengan dimensi 300 x 500 mm, dalam hal ini diwakili oleh balok B3 yang memiliki pembebanan yang paling besar di antara balok B4, B6, B7, dan B8.



Gambar 4.5 Denah Distribusi Pembebanan Balok B3

Terdapat dua jenis beban yang bekerja pada balok yaitu beban mati dan beban hidup.

- **Beban Mati**

Beban mati yang bekerja pada pelat lantai adalah sebagai berikut :

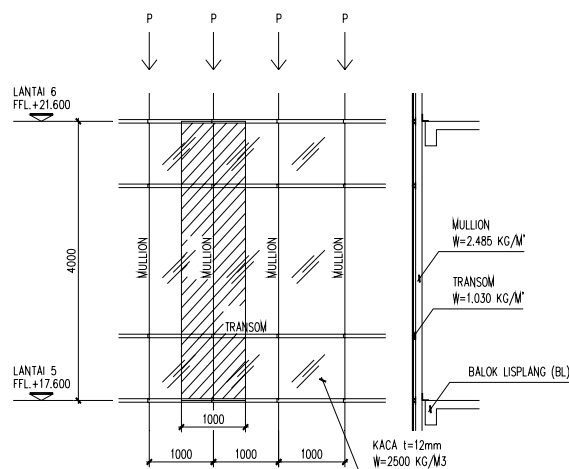
$$\text{Pelat lantai (t = 0.15 m)} = 0.15 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \text{ kg/m}^2$$

✚	Finishing lantai		
	* Adukan (t = 3 cm)	= 3 x 21 kg/m ²	= 63 kg/m ²
	* Keramik (t = 1 cm)	= 1 x 24 kg/m ²	= 24 kg/m ²
✚	Plafond + penggantung		= 18 kg/m ²
✚	Instalasi ME dan Ducting		= 18 kg/m ²
			<u>= 483 kg/m²</u>

Beban mati yang bekerja pada balok B3 sama seperti pada beban yang bekerja balok interior lain pada umumnya adalah sebagai berikut :

✚	Dinding (tinggi = 3.6 m)	= 250 kg/m ² x 3.6 m	= 900 kg/m
✚	Finishing dinding (2 x 2cm)	= 4 x 21 kg/m ² x 3.6 m	= 302.4 kg/m
✚	Berat sendiri balok B3	= 0.3 x 0.5 x 2400 kg/m ³	= 360 kg/m
			<u>=1562.4 kg/m</u>

Sedangkan balok BL (Balok Lisplang) merupakan balok exterior / balok tepi, beban yang diterima oleh balok ini adalah beban dinding luar berupa curtain wall yang didistribusikan secara terpusat. Gambar 4.6 merupakan ilustrasi pembebanan pada balok lisplang BL.



Gambar 4.6 Ilustrasi Beban Terpusat P pada Balok Lisplang

Sehingga besarnya beban mati P yang bekerja pada balok BL adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{✚ Kaca } t = 12 \text{ mm} &= 2500 \text{ kg/m}^3 \times 0.012 \times 4 \times 1 &= 120.00 \text{ kg} \\
 \text{✚ Mullion panjang } 4 \text{ m} &= 2.485 \text{ kg/m} \times 4 \text{ m} &= 9.94 \text{ kg} \\
 \text{✚ Transom panjang } 1 \text{ m} &= 1.030 \text{ kg/m} \times 1 \text{ m} \times 3 &= 3.09 \text{ kg} \\
 &&= \underline{133.03 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

- **Beban Hidup**

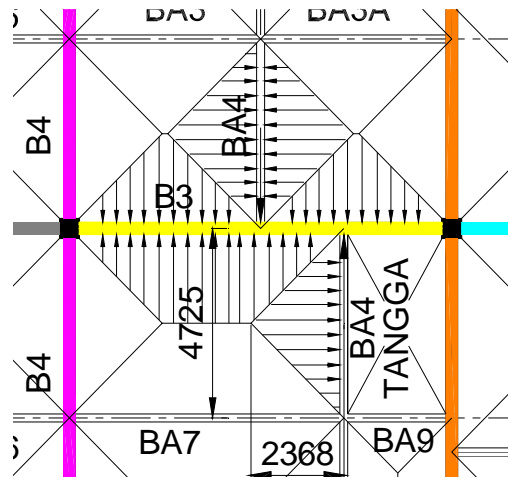
Gedung ellips ini direncanakan sebagai hunian apartemen dan hotel, berdasarkan tabel 2.2 sesuai dengan Pedoman Perancangan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung tahun 1987 besarnya beban hidup untuk ruangan yang terdapat dalam gedung ellips ini adalah sebesar 250 kg/m^2 .

Untuk perhitungan beban merata pada balok B3 ini dilakukan beberapa langkah perhitungan sebagai berikut :

- 1) Perhitungan koefisien distribusi pembebanan

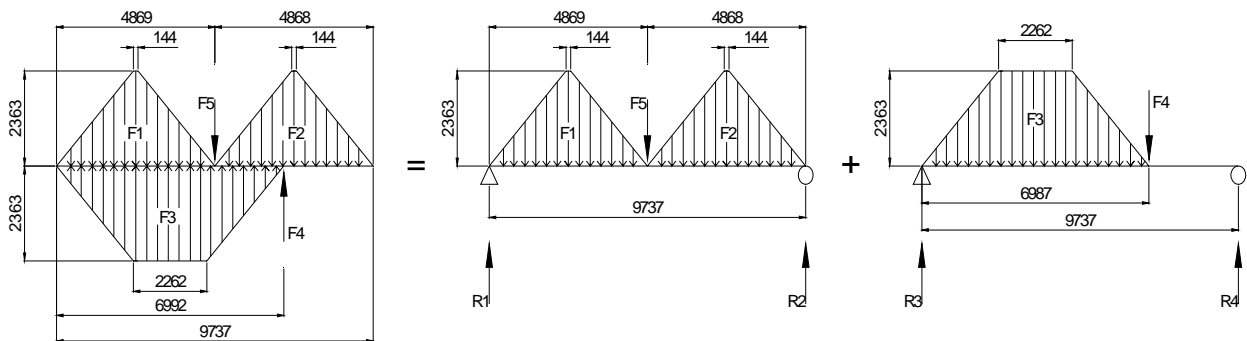
Berdasarkan teori garis leleh (*yield line theory*) beban hidup dan mati yang bekerja pada pelat mempunyai bentuk distribusi pembebanan segi tiga atau trapesium dengan sudut 45° . Dengan demikian, untuk mendapatkan besar beban yang bekerja pada balok yang berbentuk segi empat, beban segi tiga atau trapesium tersebut harus dikalikan dengan koefisien distribusi pembebanan hasil konfersi beban segi tiga atau trapesium menjadi beban segi empat / merata.

Pada gambar 4.7 bentuk distribusi pembebanan pada pelat untuk balok B3 berbentuk trapezium dan beban terpusat. Pada balok B3 terdapat balok anak BA4 dimana balok anak ini dimodelkan sebagai beban terpusat.



Gambar 4.7 Distribusi Pembebanan Balok B3

Dari gambar di atas, distribusi beban di balok B3 dimodelkan seperti pada gambar 4.8 berikut ini :



Gambar 4.8 Distribusi Pembebanan Balok B3

F1, F2, dan F3 merupakan distribusi beban trapezium yang harus dikonversikan menjadi beban merata, untuk dapat dikonversikan menjadi beban merata maka diperlukan koefisien pengali, adapun langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

Perhitungan Titik Tangkap Distribusi Beban

$$F1 = F2 = (0.144 + 4.869)/2 \times 2.363 = 5.92 \text{ per satuan luas}$$

$$F3 = (6.987 + 2.262)/2 \times 2.363 = 10.93 \text{ per satuan luas}$$

Perhitungan Reaksi Peletakan Akibat Titik Tangkap Beban

Bentuk distribusi beban F1 dan F2 simetris sehingga R1 dan R2 dihitung dengan cara berikut :

$$\begin{aligned} R1 = R2 &= \frac{1}{2} (F1+F2) \\ &= \frac{1}{2} (5.92 + 5.92) \\ &= 5.92 \text{ per satuan luas} \end{aligned}$$

Bentuk distribusi beban F3 terhadap balok tidak simetris sehingga R3 dan R4 dihitung dengan kesetimbangan momen.

$$\begin{aligned} R4 &= + F3(6.987/2)/9.737 \\ &= + 10.93(6.987/2)/9.737 \\ &= 3.92 \text{ per satuan luas} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R3 &= F3 - R4 \\ &= 10.93 - 3.92 \\ &= 7.01 \text{ per satuan luas} \end{aligned}$$

Perhitungan Momen Maksimum Akibat Distribusi Beban

Momen maksimum terdapat di tengah bentang balok, sehingga :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R1(4.869)+R3(4.869)-F1(2.4345)-F3(0.5(9.737)-6.987(0.5)) \\ &= 5.92(4.869)+7.01(4.869)-5.92(2.4345)-10.93(1.375) \\ &= 33.51 \text{ per satuan volume} \end{aligned}$$

Perhitungan Koefisien Pembebanan

Perhitungan koefisien pembebanan (q) dihitung berdasarkan rumus momen maksimum untuk pembebanan merata segi empat, dengan nilai momen maksimum yang telah dihitung sebelumnya.

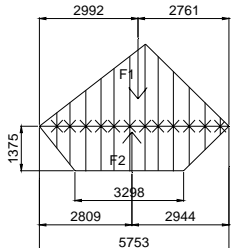
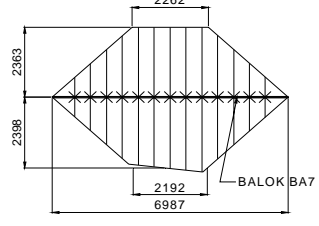
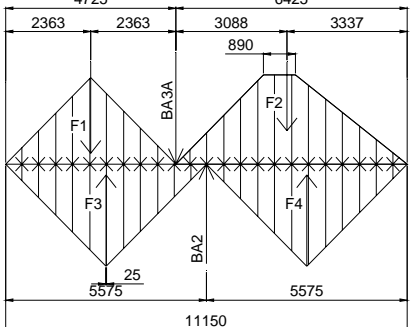
$$M_{\max} = 1/8 qL^2$$

$$33.51 = 1/8 q (9.74)^2$$

$$q = 2.83 \text{ per satuan panjang}$$

Dengan demikian didapatkan nilai koefisien distribusi pembebanan sebesar $q = 2.83$ untuk balok B3. Sedangkan untuk tipe balok lainnya dihitung secara tabelaris pada tabel 2.6.

Tabel 4.6 Perhitungan Koefisien Pembebanan

Nama Balok	Distribusi beban	L	F1	F2	F3	F4	R1	R2	R3	R4	M_{\max}	q
BA1A=B A2=BA3 =BA4=B A5=BA6 =BA8		5.75	7.28	6.22	-	-	3.49	3.78	3.18	3.04	20.05	4.85
BA1=BA 7=BA9		6.99	10.93	11.01	-	-	5.46	5.46	5.49	5.52	38.26	6.27
B1=B2		11.15	5.58	8.90	7.77	7.77	7.07	7.42	7.77	7.77	43.11	2.77

<p>B3=B4= B6=B7= B8</p>		9.74	5.92	5.92	10.93	-	5.92	5.92	7.01	3.92	33.51	2.83
<p>B5</p>		8.21	4.22	4.22	-	-	8.43	8.43	-	-	17.31	2.05
<p>BL</p>		7.245	5.04				2.52	2.52			5.04	0.77

2) Perhitungan beban terfaktor (U)

Beban terfaktor (U) merupakan kombinasi pembebanan dari persamaan 2.10 yang terdiri atas beban mati (DL) dan beban hidup (LL) tanpa memperhitungkan beban atap dan air hujan. Adapun perhitungan beban terfaktor untuk balok B3 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 DL &= (483 \text{ kg/m}^2 \times q) + 1562.4 \text{ kg/m} \\
 &= (483 \times 2.83) + 1562.4 \text{ kg/m} \\
 &= 2928.26 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

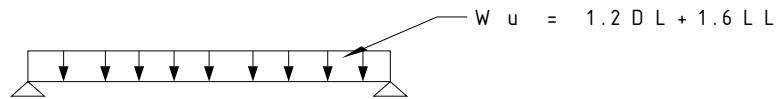
Sesuai dengan rencana fungsi gedung ini, besarnya beban hidup untuk hunian apartemen atau hotel adalah 250 kg/m^2 . Maka nilai beban hidup yang bekerja pada balok B3 tersebut adalah :

$$\begin{aligned}
 LL &= 250 \text{ kg/m}^2 \times q \\
 &= 250 \times 2.83 \\
 &= 706.97 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Sehingga besar beban merata terfaktor pada balok B3 adalah :

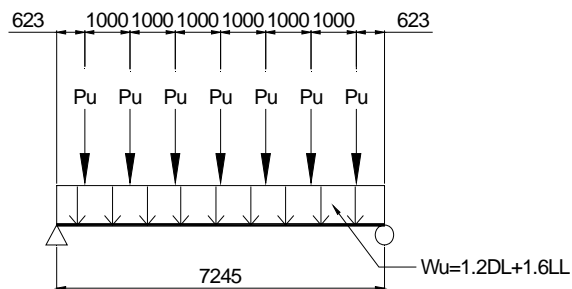
$$\begin{aligned}
 U = W_u &= 1.2DL + 1.6LL \\
 &= 1.2(2928.26) + 1.6(706.97)
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{W_u = 4645.06 \text{ kg/m}}$$



Gambar 4.9 Balok Sederhana dengan Beban Merata Terfaktor

Perhitungan di atas adalah contoh perhitungan untuk balok interior seperti balok B3, sedangkan untuk kasus balok lisplang / balok tepi BL terdapat 2 jenis beban terfaktor yaitu beban terfaktor merata W_u dan beban terfaktor terpusat P . Di bawah ini adalah contoh perhitungan dan ilustrasi permodelan beban terfaktor balok BL.



Gambar 4.10 Balok Sederhana Balok Lisplang dengan Beban Merata Terfaktor dan Beban Terpusat pada tiap Jarak 1 m

$$\begin{aligned}
 DL &= (483 \text{ kg/m}^2 \times q) + \text{Berat sendiri balok BL} \\
 &= (483 \times 0.77) + (0.175 \times 0.35 \times 2400 \text{ kg/m}^3)
 \end{aligned}$$

$$= 517.92 \text{ kg/m}$$

$$LL = 250 \text{ kg/m}^2 \times q$$

$$= 250 \times 0.77$$

$$= 191.99 \text{ kg/m}$$

Sehingga besarnya beban merata terfaktor pada balok BL adalah :

$$U = W_u = 1.2DL + 1.6LL$$

$$= 1.2(517.92) + 1.6(191.99)$$

$$\mathbf{W_u = 928.68 \text{ kg/m}}$$

Sedangkan beban terpusat terfaktor pada balok BL adalah :

$$P_u = 1.2DL$$

$$= 1.2(133.03)$$

$$\mathbf{P_u = 159.64 \text{ kg}}$$

d. Perhitungan Momen Terfaktor

Pada balok B3 dan balok-balok interior lainnya beban terfaktor yang bekerja berbentuk beban merata segi empat, seperti pada gambar 4.9. Dengan demikian momen maksimum yang bekerja pada balok dapat dihitung sebagai berikut :

$$M_u = W_u \cdot L^2 \cdot \text{kofisien momen}$$

$$= (4645.06) (9.74)^2 (1/8)$$

$$= 55049.19 \text{ kgm}$$

$$= 539.85 \text{ kNm}$$

$$= 539.85 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Pada balok BL (balok lisplang) terdapat 2 jenis beban terfaktor yaitu beban merata terfaktor W_u dan beban terpusat terfaktor P_u pada setiap jarak 1 m pada

bentang tersebut seperti pada gambar 4.10. dengan demikian momen maksimum yang bekerja pada balok BL tersebut dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Mu &= (Wu \cdot L^2 \cdot \text{kofisien momen}) + ((R1 \cdot \frac{1}{2} L) - Pu(3 + 2 + 1)) \\ &= ((930.69) (7.245)^2 (1/8)) + ((3930.16 \times \frac{1}{2} \times 7.245) - 159.64(6)) \\ &= 19346.07 \text{ kgm} \\ &= 189.72 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$Mu = 189.72 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

e. Kontrol Dimensi Awal Balok (kontrol b terhadap d_{perlu})

Trial & adjustment dalam perhitungan b dan d dihitung dengan persamaan 2.38. Dengan asumsi rasio tulangan = 0.01 (rasio tulangan ekonomis), maka nilai ω dihitung dengan persamaan 2.39 berikut ini :

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c'} = 0.01 \frac{400}{35} = \mathbf{0.11}$$

Sehingga trial & adjustment untuk nilai b dan d untuk balok B3 adalah sebagai berikut :

$$bd^2 \geq \frac{Mu}{\phi f_c' \omega (1 - 0.59\omega)}$$

$$bd^2 \geq \frac{539.85 \times 10^6}{(0.8)(35)(0.11)(1 - 0.59(0.11))}$$

$$bd^2 \geq 180900397.46$$

coba : b = 300 mm, maka d = 776.53 mm

b = 350 mm, maka d = 718.93 mm

b = 400 mm, maka d = 672.50 mm

asumsi tulangan dipasang 1 lapis, tulangan utama memakai tulangan diameter 16 mm, sengkang diameter 8 mm, dan selimut beton 50 mm, maka $h = d + \frac{1}{2} (16) + 8 + 50$. Sehingga :

$$b = 300 \text{ mm, maka } h = 842.53 \text{ mm} > h_{\min}$$

$$b = 350 \text{ mm, maka } h = 784.93 \text{ mm} > h_{\min}$$

$$b = 400 \text{ mm, maka } h = 738.50 \text{ mm} > h_{\min}$$

Ketiga ukuran di atas memenuhi syarat. Maka diambil ukuran balok B3 :

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

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

SNI 03-2847-2002 membatasi rasio b terhadap d sebesar tidak lebih dari 0.65 dan tidak boleh kurang dari 0.25. Adapun perhitungan yang dimaksud adalah :

$$r = b/d$$

$$= 400 / (750 - 50 - \frac{1}{2} (16) - 8)$$

$$r = 0.58 \text{ (OK)}$$

Adapun perhitungan tinggi efektif (d) untuk balok induk dan balok anak yang lainnya dihitung dalam bentuk tabel 4.7 berikut ini.

Tabel 4.7 Perhitungan Dimensi Awal Balok dan Kontrol Tinggi Efektif Balok (d)

Balok Anak / Induk	L	q	DL	LL	Wu	Mu (kgm)	Mu (kNm)	ρ	fy (Mpa)	fc' (Mpa)	ω
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
BA1A=BA2=BA3=BA4=BA5=BA6=BA8	5.75	4.85	3902.82	1211.40	6621.62	27394.48	268.65	0.01	400	35	0.11
BA1=BA7=BA9	6.99	6.27	4590.69	1567.44	8016.73	48920.27	479.74	0.01	400	35	0.11
B1=B2	11.15	2.77	2902.35	693.56	4592.52	71369.18	699.89	0.01	400	35	0.11
B3=B4=B6=B7=B8	9.74	2.83	2928.26	706.97	4645.05	55049.19	539.85	0.01	400	35	0.11
B5	8.21	2.05	2554.12	513.31	3886.24	32767.53	321.34	0.01	400	35	0.11
BL	7.25	0.77	517.92	191.99	928.68	19346.07	189.72	0.01	400	35	0.11

bd ²	Trial & Adjustment		h		d _{aktual}	Kontrol r	
	b _{perlu}	d _{perlu}	h _{perlu}	h _{pakai}		(b/d _{aktual})	(0.25 < r < 0.65)
(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)
90022618.36	300.00	547.79	613.79	650.00	584.00	0.51	(OK)
160759785.18	350.00	677.73	743.73	750.00	684.00	0.51	(OK)
234530477.79	400.00	765.72	831.72	850.00	784.00	0.51	(OK)
180900397.46	400.00	672.50	738.50	750.00	684.00	0.58	(OK)
107679313.45	350.00	554.67	620.67	650.00	584.00	0.60	(OK)
63574274.15	175.00	602.73	668.73	700.00	634.00	0.28	(OK)

f. Kontrol Syarat SRPMK

Perencanaan balok dibatasi oleh metode SRPMK sehingga ada persyaratan tertentu yang harus dipenuhi dalam perencanaan dimensi balok ini. Adapun perhitungan kontrol terhadap syarat SRPMK disajikan dalam bentuk tabel sebagai berikut :

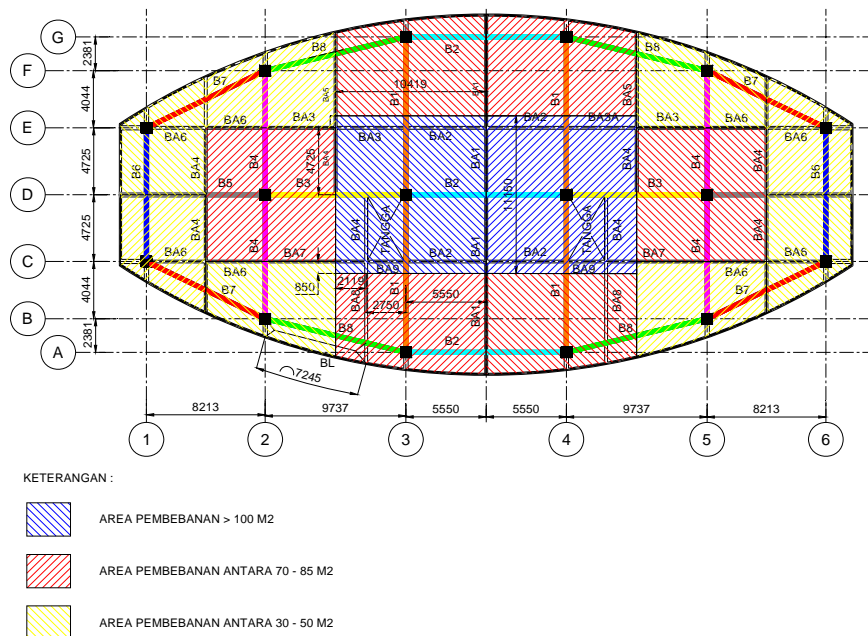
Tabel 4.8 Kontrol Preliminari Desain Balok Terhadap Syarat SRPMK

No.	Tipe Balok	L	Ln	b	d	h	Kontrol Syarat SRPMK		
							Ln ≥ 4d	b/d ≥ 0.3	b ≥ 250 mm
1	BA1	6425	6075	350	684	750	2736.00 (OK)	0.51 (OK)	(OK)
2	BA1A	4725	4375	300	584	650	2336.00 (OK)	0.51 (OK)	(OK)
3	BA2	5550	5175	300	584	650	2336.00 (OK)	0.51 (OK)	(OK)
4	BA3	4869	4519	300	584	650	2336.00 (OK)	0.51 (OK)	(OK)
5	BA4	4725	4375	300	584	650	2336.00 (OK)	0.51 (OK)	(OK)
6	BA5	5235	4885	300	584	650	2336.00 (OK)	0.51 (OK)	(OK)
7	BA6	4107	3757	300	584	650	2336.00 (OK)	0.51 (OK)	(OK)
8	BA7	6987	6637	350	684	750	2736.00 (OK)	0.51 (OK)	(OK)
9	BA8	5753	5378	300	584	650	2336.00 (OK)	0.51 (OK)	(OK)
10	BA9	2750	2400	350	684	750	2736.00 (OK)	0.51 (OK)	(OK)
11	B1	11150	10950	400	784	850	3136.00 (OK)	0.51 (OK)	(OK)
12	B2	11100	10700	400	784	850	3136.00 (OK)	0.51 (OK)	(OK)
13	B3	9737	9337	400	684	750	2736.00 (OK)	0.58 (OK)	(OK)
14	B4	8769	8369	400	684	750	2736.00 (OK)	0.58 (OK)	(OK)
15	B5	8213	7813	350	584	650	2336.00 (OK)	0.60 (OK)	(OK)
16	B6	9450	9150	400	684	750	2736.00 (OK)	0.58 (OK)	(OK)
17	B7	9155	8805	400	684	750	2736.00 (OK)	0.58 (OK)	(OK)
18	B8	10024	9624	400	684	750	2736.00 (OK)	0.58 (OK)	(OK)
19	BL	7245	6895	200	584	650	2336.00 (OK)	0.34 (OK)	(OK)

4.1.3 Preliminari Desain Kolom

Dengan memperhatikan syarat ekonomis perencanaan struktur gedung beton bertulang pada umumnya kolom dikelompokkan menjadi 2 jenis yaitu kolom tepi dan kolom tengah karena geometris denah gedung yang berbentuk persegi atau bujur sangkar dengan jarak antar kolom seragam atau sama besar.

Pada kasus ini geometris denah berbentuk lain yaitu ellips, pengelompokan menjadi 2 jenis kolom menjadi tidak efektif karena pada bagian tertentu justru kolom hanya menerima beban aksial yang kecil sehingga dimensi kolom menjadi sangat besar dan over desain, apalagi jika kolom hanya diwakili dengan 1 jenis kolom saja yaitu kolom dengan pembebanan terbesar maka desain struktur tidak lagi memenuhi syarat ekonomis karena dimensi kolom yang didesain tidak optimal atau over desain. Untuk itu, pada kasus ini jenis kolom dalam satu lantai dibedakan berdasarkan batasan luas area pembebanan, pada gambar di bawah memberikan informasi mengenai pembagian jenis ukuran kolom dalam satu lantai.



Gambar 4.11 Denah Pengelompokan Area Pembebanan Kolom

Berdasarkan gambar di atas kolom dikelompokkan kedalam 3 jenis yaitu

- Kolom Tipe 1 dengan area pembebanan $> 100 \text{ m}^2$, meliputi kolom As D3 dan As D4
- Kolom Tipe 2 dengan area pembebanan $70 - 85 \text{ m}^2$, meliputi kolom As A3, A4, D2, D5, G3, dan G4
- Kolom Tipe 3 dengan area pembebanan $30 - 50 \text{ m}^2$, meliputi kolom As B2, C1, E1, F2, F5, E6, C6, dan B5.

a. Data Perencanaan

Pada preliminary desain kolom ini, dilakukan perhitungan pada kolom As D3 dimana kolom ini merupakan kolom tipe 1 dengan pembebanan aksial terbesar yaitu kelompok pembebanan $> 100 \text{ m}^2$. Untuk menentukan dimensi awal kolom diperlukan data-data perencanaan sebagai berikut :

- Luas area pembebanan = $11.150 \times 10.419 \text{ m} = 116.17 \text{ m}^2$
- Tebal pelat lantai = 12 cm
- Dimensi dan Panjang Balok yang membebani kolom :

Balok B1 ukuran 400 x 850 mm, panjang 11.15 m

Balok B2 ukuran 400 x 850 mm, panjang 5.55 m

Balok B3 ukuran 400 x 750 mm, panjang 4.87 m

Balok BA1A ukuran 300 x 650 mm, panjang 5.575 m

Balok BA2 ukuran 300 x 650 mm, panjang 11.10 m

Balok BA3 ukuran 300 x 650 mm, panjang 4.87 m

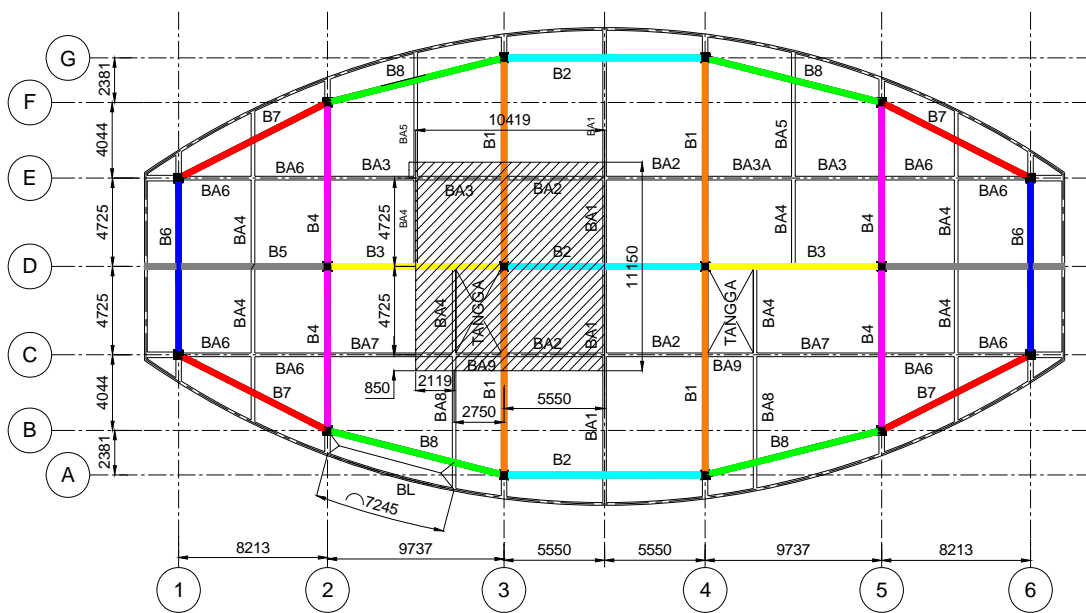
Balok BA4 ukuran 300 x 650 mm, panjang 7.09 m

Balok BA7 ukuran 350 x 750 mm, panjang 2.12 m

Balok BA8 ukuran 300 x 650 mm, panjang 0.85 m

Balok BA9 ukuran 350 x 750 mm, panjang 2.75 m

- Finishing lantai terdiri dari mortar setebal 3 cm dan lapisan permukaan keramik setebal 1 cm
- Terdapat plafond dan penggantung serta instalasi ME dan ducting
- Beban hidup yang bekerja sesuai dengan PPURG 1987 yaitu sebesar 250 kg/m² untuk bangunan hunian apartemen dan hotel.



Gambar 4.12 Denah Area Beban Kolom Terbesar

b. Perhitungan Beban Aksial

Perhitungan Beban Aksial Lantai 10

1) Perhitungan Beban Mati di Lantai Atap (DL)

- Pelat lantai	= 0.15 m x 2400 kg/m ³	= 360 kg/m ²
- Plafon + rangka		= 18 kg/m ²
- Pekerjaan ME		= 10 kg/m ² +
	Total DL	= 388 kg/m²

2) Perhitungan Beban Hidup Lantai (LL)

- Beban hidup lantai atap = 100 kg/ m²

3) Perhitungan Beban Lantai Terfaktor

- U = 1.2DL + 1.6LL
 = 1.2(388) + 1.6(100)
 = 625.6 kg/ m²

4) Perhitungan Beban Balok (DL)

DL Balok = W_{B1} + W_{B2} + W_{B3} + W_{BA1A} + W_{BA2} + W_{BA3} + W_{BA4} + W_{BA7}
 + W_{BA8} + W_{BA9}
 = ((0.4x0.85x11.15)+(0.4x0.8x5.55)+(0.4x0.75x4.87)
 +(0.3x0.65x5.575)+(0.3x0.65x11.10)+(0.65x0.3x4.87)
 +(0.3x0.65x7.09)+(0.35x0.75x2.12)+(0.3x0.65x0.85)
 +(0.35x0.75x2.75))x2400 kg/m³
 = 34000.68 kg

5) Perhitungan Beban Aksial

Adapun beban yang dipikul oleh kolom lantai 10 adalah :

- Beban balok = 34000.68 kg

- Beban lantai atap = 625.6 kg/m² x 116.17 m² = 72677.11 kg

Pu = 106677.79 kg

Untuk perhitungan pembebanan dan beban aksial pada kolom tipe 1, 2, dan

3 di tiap lantai dihitung pada table-tabel berikut di bawah ini.

Tabel 4.9 Perhitungan Beban Aksial (Pu) Kolom Tipe 1

No.	Lantai	Lebar kolom (mm)	Tinggi kolom (mm)	Luas Beban (m ²)	DL (Kg/m ²)	LL (Kg/m ²)	U (kg/m ²)	Beban Balok (Kg)	Beban Kolom (Kg)	Pu (Kg)	Pu (Ton)
1.	Lt. Atap	0.00	0	116.17	388	100	625.60	34000.68	0	0	0

2.	Lantai 10	400.00	4000	116.17	433	250	919.60	34000.68	1536	106677.79	106.68
3.	Lantai 9	400.00	4000	116.17	433	250	919.60	34000.68	1536	249043.24	249.04
4.	Lantai 8	400.00	4000	116.17	433	250	919.60	34000.68	1536	391409.86	391.41
5.	Lantai 7	400.00	4000	116.17	433	250	919.60	34000.68	1536	533776.47	533.78
6.	Lantai 6	400.00	4000	116.17	433	250	919.60	34000.68	1536	676143.08	676.14
7.	Lantai 5	400.00	4000	116.17	433	250	919.60	34000.68	1536	818509.69	818.51
8.	Lantai 4	400.00	4000	116.17	433	250	919.60	34000.68	1536	960876.30	960.88
9.	Lantai 3	400.00	4000	116.17	433	250	919.60	34000.68	1536	1103242.92	1103.24
10.	Lantai 2	400.00	4000	116.17	433	250	919.60	34000.68	1536	1245609.53	1245.61
11.	Lantai 1	400.00	4000	116.17	433	250	919.60	34000.68	1536	1387976.14	1387.98

Tabel 4.10 Perhitungan Beban Aksial (Pu) Kolom Tipe 2

No.	Lantai	Lebar Kolom (mm)	Tinggi kolom	Luas Beban	Beban Mati (Kg/m ²)	Beban Hidup (Kg/m ²)	Beban terfaktor (kg/m ²)	Beban Balok (Kg)	Beban Kolom (Kg)	Pu (Kg)	Pu (Ton)
1.	Lt. Atap	0.00	0	84.81	388	100	625.60	20465.48	0	0	0
2.	Lantai 10	400.00	4000	84.81	433	250	919.60	20465.48	1536	73525.12	73.53
3.	Lantai 9	400.00	4000	84.81	433	250	919.60	20465.48	1536	173521.55	173.52
4.	Lantai 8	400.00	4000	84.81	433	250	919.60	20465.48	1536	273517.98	273.52
5.	Lantai 7	400.00	4000	84.81	433	250	919.60	20465.48	1536	373514.41	373.51
6.	Lantai 6	400.00	4000	84.81	433	250	919.60	20465.48	1536	473510.85	473.51
7.	Lantai 5	400.00	4000	84.81	433	250	919.60	20465.48	1536	573507.28	573.51
8.	Lantai 4	400.00	4000	84.81	433	250	919.60	20465.48	1536	673503.71	673.50
9.	Lantai 3	400.00	4000	84.81	433	250	919.60	20465.48	1536	773500.14	773.50
10.	Lantai 2	400.00	4000	84.81	433	250	919.60	20465.48	1536	873496.58	873.50
11.	Lantai 1	400.00	4000	84.81	433	250	919.60	20465.48	1536	973493.01	973.49

Tabel 4.11 Perhitungan Beban Aksial (Pu) Kolom Tipe 3

No.	Lantai	Lebar Kolom (mm)	Tinggi kolom	Luas Beban	Beban Mati (Kg/m ²)	Beban Hidup (Kg/m ²)	Beban terfaktor (kg/m ²)	Beban Balok (Kg)	Beban Kolom (Kg)	Pu (Kg)	Pu (Ton)
1.	Lt. Atap	0.00	0	48.17	388	100	625.60	16510.77	0	0	0
2.	Lantai 10	400.00	5400	48.17	433	250	919.60	16510.77	1536	46646.55	46.65
3.	Lantai 9	400.00	5000	48.17	433	250	919.60	16510.77	1536	108991.38	108.99
4.	Lantai 8	400.00	4000	48.17	433	250	919.60	16510.77	1536	171336.20	171.34
5.	Lantai 7	400.00	4000	48.17	433	250	919.60	16510.77	1536	233681.02	233.68
6.	Lantai 6	400.00	4000	48.17	433	250	919.60	16510.77	1536	296025.85	296.03
7.	Lantai 5	400.00	4000	48.17	433	250	919.60	16510.77	1536	358370.67	358.37
8.	Lantai 4	400.00	4000	48.17	433	250	919.60	16510.77	1536	420715.50	420.72
9.	Lantai 3	400.00	4000	48.17	433	250	919.60	16510.77	1536	483060.32	483.06
10.	Lantai 2	400.00	4000	48.17	433	250	919.60	16510.77	1536	545405.15	545.41
11.	Lantai 1	400.00	5600	48.17	433	250	919.60	16510.77	1536	607749.97	607.75

c. Perhitungan Dimensi Kolom

Kolom direncanakan menggunakan tulangan sengkang persegi sehingga persamaan yang digunakan adalah persamaan 2.67. Untuk bangunan dengan lokasi di wilayah gempa 5 dan 6 nilai rasio penulangan (ρ) sebesar $0.01 < \rho < 0.06$, dalam kasus ini asumsi menggunakan rasio penulangan sebesar 3% ($\rho = 0.03$). Kolom didesain menerima beban aksial dan momen sehingga pada persamaan 2.67 dalam estimasi dimensi kolom koefisien pembagi berkisar antara 0.15 sampai dengan 0.3, dimana nilai koefisien kecil untuk kolom lantai paling atas, semakin ke bawah koefisien pembagi semakin besar. Adapun estimasi dimensi kolom / dimensi awal kolom lantai 1 dihitung seperti pada persamaan berikut : 1388914.21×9.81

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.30(f_c' + f_y \rho_t)}$$

$$A_g \geq \frac{1388914.21 \times 9.81}{0.30(35 + 400(0.03))}$$

$$A_g \geq 965999.68 \text{ mm}^2$$

$$b \geq 982.85 \text{ mm} = \mathbf{1000 \text{ mm}}$$

Dari perhitungan didapatkan dimensi kolom lantai 1 adalah 1000 x 1000 mm. Perhitungan dimensi kolom lantai 2 sampai dengan lantai 10 dihitung dengan tabel 4.12 berikut.

Tabel 4.12 Perhitungan Dimensi Awal Kolom Tipe 1

No.	Kolom	Pu (kg)	ρ	Factor	fc' (Mpa)	fy (Mpa)	Ag (mm ²)	b (mm)
1.	Lantai 10	106677.79	0.03	0.15	35.00	400.00	148390.32	385.21 ≈ 400
2.	Lantai 9	249043.24	0.03	0.17	35.00	400.00	311780.42	558.37 ≈ 600
3.	Lantai 8	391409.86	0.03	0.18	35.00	400.00	445464.54	667.43 ≈ 700
4.	Lantai 7	533776.47	0.03	0.20	35.00	400.00	556867.98	746.24 ≈ 750
5.	Lantai 6	676143.08	0.03	0.22	35.00	400.00	651132.43	806.93 ≈ 850
6.	Lantai 5	818509.69	0.03	0.23	35.00	400.00	731930.52	855.53 ≈ 900

7.	Lantai 4	960876.30	0.03	0.25	35.00	400.00	801955.54	895.52	≈	900
8.	Lantai 3	1103242.92	0.03	0.27	35.00	400.00	863227.43	929.10	≈	950
9.	Lantai 2	1245609.53	0.03	0.28	35.00	400.00	917290.86	957.75	≈	1000
10.	Lantai 1	1387976.14	0.03	0.30	35.00	400.00	965347.25	982.52	≈	1000

Tabel 4.13 Perhitungan Dimensi Awal Kolom Tipe 2

No.	Kolom	Pu (kg)	ρ	Factor	fc' (Mpa)	fy (Mpa)	Ag (mm ²)	b (mm)		
1.	Lantai 10	73525.12	0.030	0.15	35.00	400.00	102274.48	319.80	≈	350
2.	Lantai 9	173521.55	0.030	0.17	35.00	400.00	217233.84	466.08	≈	500
3.	Lantai 8	273517.98	0.030	0.18	35.00	400.00	311291.50	557.94	≈	600
4.	Lantai 7	373514.41	0.030	0.20	35.00	400.00	389672.89	624.24	≈	700
5.	Lantai 6	473510.85	0.030	0.22	35.00	400.00	455995.59	675.27	≈	700
6.	Lantai 5	573507.28	0.030	0.23	35.00	400.00	512843.63	716.13	≈	800
7.	Lantai 4	673503.71	0.030	0.25	35.00	400.00	562111.93	749.75	≈	800
8.	Lantai 3	773500.14	0.030	0.27	35.00	400.00	605221.69	777.96	≈	800
9.	Lantai 2	873496.58	0.030	0.28	35.00	400.00	643259.71	802.03	≈	850
10.	Lantai 1	973493.01	0.030	0.30	35.00	400.00	677071.29	822.84	≈	850

Tabel 4.14 Perhitungan Dimensi Awal Kolom Tipe 3

No.	Kolom	Pu (kg)	ρ	Factor	fc' (Mpa)	fy (Mpa)	Ag (mm ²)	b (mm)		
1.	Lantai 10	46646.55	0.030	0.15	35.00	400.00	64886.01	254.73	≈	300
2.	Lantai 9	108991.38	0.030	0.17	35.00	400.00	136447.69	369.39	≈	400
3.	Lantai 8	171336.20	0.030	0.18	35.00	400.00	194998.16	441.59	≈	500
4.	Lantai 7	233681.02	0.030	0.20	35.00	400.00	243790.21	493.75	≈	500
5.	Lantai 6	296025.85	0.030	0.22	35.00	400.00	285075.80	533.92	≈	550
6.	Lantai 5	358370.67	0.030	0.23	35.00	400.00	320463.44	566.09	≈	600
7.	Lantai 4	420715.50	0.030	0.25	35.00	400.00	351132.74	592.56	≈	600
8.	Lantai 3	483060.32	0.030	0.27	35.00	400.00	377968.37	614.79	≈	650
9.	Lantai 2	545405.15	0.030	0.28	35.00	400.00	401646.86	633.76	≈	650
10.	Lantai 1	607749.97	0.030	0.30	35.00	400.00	422694.42	650.15	≈	650

d. Kontrol Syarat SRPMK

Prarencana / preliminary desain kolom dibatasi oleh metode SRPMK sehingga ada persyaratan tertentu yang harus dipenuhi dalam perencanaan dimensi kolom ini. Adapun perhitungan kontrol terhadap syarat SRPMK disajikan dalam bentuk tabel sebagai berikut :

Tabel 4.15 Kontrol Dimensi Awal Kolom Tipe 1 Terhadap Syarat SRPMK

No.	Kolom	Pu (N)	fc' (Mpa)	Ag (mm ²)	b (mm) (b=h)	Syarat SRPMK		
						Pu > (Ag.fc')/10	b > 300 mm	b/h ≥ 0.4
1.	Lantai 10	1046140.39	35.00	148388.71	400	519360.48 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
2.	Lantai 9	2442279.93	35.00	311780.42	600	1091231.46 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
3.	Lantai 8	3838419.46	35.00	445464.54	700	1559125.89 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
4.	Lantai 7	5234559.00	35.00	556867.98	750	1949037.93 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
5.	Lantai 6	6630698.54	35.00	651132.43	850	2278963.49 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
6.	Lantai 5	8026838.07	35.00	731930.52	900	2561756.83 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
7.	Lantai 4	9422977.61	35.00	801955.54	900	2806844.39 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
8.	Lantai 3	10819117.14	35.00	863227.43	950	3021296.01 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
9.	Lantai 2	12215256.68	35.00	917290.86	1000	3210518.03 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
10.	Lantai 1	13611396.21	35.00	965347.25	1000	3378715.37 (OK)	(OK)	1.00 (OK)

Tabel 4.16 Kontrol Dimensi Awal Kolom Tipe 2 Terhadap Syarat SRPMK

No.	Kolom	Pu (N)	fc' (Mpa)	Ag (mm ²)	b (mm) (b=h)	Syarat SRPMK		
						Pu > (Ag.fc')/10	b > 300 mm	b/h ≥ 0.4
1.	Lantai 10	721035.08	35.00	102274.48	350.00	357960.68 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
2.	Lantai 9	1701665.10	35.00	217233.84	500.00	760318.45 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
3.	Lantai 8	2682295.11	35.00	311291.50	600.00	1089520.26 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
4.	Lantai 7	3662925.12	35.00	389672.89	700.00	1363855.10 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
5.	Lantai 6	4643555.14	35.00	455995.59	700.00	1595984.58 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
6.	Lantai 5	5624185.15	35.00	512843.63	800.00	1794952.71 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
7.	Lantai 4	6604815.17	35.00	562111.93	800.00	1967391.75 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
8.	Lantai 3	7585445.18	35.00	605221.69	800.00	2118275.91 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
9.	Lantai 2	8566075.19	35.00	643259.71	850.00	2251409.00 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
10.	Lantai 1	9546705.21	35.00	677071.29	850.00	2369749.52 (OK)	(OK)	1.00 (OK)

Tabel 4.17 Kontrol Dimensi Awal Kolom Tipe 3 Terhadap Syarat SRPMK

No.	Kolom	Pu (N)	fc' (Mpa)	Ag (mm ²)	b (mm) (b=h)	Syarat SRPMK		
						Pu > (Ag.fc')/10	b > 300 mm	b/h ≥ 0.4
1.	Lantai 10	457446.40	35.00	64886.01	300.00	227101.05 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
2.	Lantai 9	1068840.27	35.00	136447.69	400.00	477566.93 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
3.	Lantai 8	1680234.14	35.00	194998.16	500.00	682493.56 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
4.	Lantai 7	2291628.02	35.00	243790.21	500.00	853265.75 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
5.	Lantai 6	2903021.89	35.00	285075.80	550.00	997765.30 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
6.	Lantai 5	3514415.77	35.00	320463.44	600.00	1121622.05 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
7.	Lantai 4	4125809.64	35.00	351132.74	600.00	1228964.57 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
8.	Lantai 3	4737203.51	35.00	377968.37	650.00	1322889.28 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
9.	Lantai 2	5348597.39	35.00	401646.86	650.00	1405764.02 (OK)	(OK)	1.00 (OK)
10.	Lantai 1	5959991.26	35.00	422694.42	650.00	1479430.46 (OK)	(OK)	1.00 (OK)

4.2 Analisis Struktur

4.2.1 Analisis Pembebanan Statis

a. Analisa Beban Mati

Beban mati struktur terdiri dari berat sendiri struktur dan beban luar yang bekerja pada struktur seperti beban mati akibat dinding, beban mati akibat tangga, beban mati akibat finishing lantai, beban mati akibat utilitas bangunan, dan beban mati akibat atap.

Beban luar yang bekerja pada struktur dihitung berdasarkan PPURG 1987. Khusus untuk beban luar akibat tangga dan atap, nilainya didapatkan dari perhitungan reaksi kombinasi pembebanan pada permodelan struktur (struktur atap dan tangga) yang dilakukan secara terpisah.

Besarnya beban mati akibat beban luar berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia 1987 dihitung sebagai berikut:

- Beban dinding

Dalam satu luasan dinding, berat dinding yang diperhitungkan berdasarkan PPURG 1987 terdiri dari beban dinding pasangan ½ batu dan beban adukan finishing dinding yang besarnya adalah :

$$\begin{array}{rcl}
 - \text{Beban dinding pasangan } \frac{1}{2} \text{ batu} & = & 250 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Beban Finishing dinding (2 x 2 cm)} = 4 \times 21 \text{ kg/m}^2 & = & \underline{84 \text{ kg/m}^2} \\
 & = & 334 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

Sedangkan data berat dinding yang diperhitungkan sebagai beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{array}{l}
 = 334 \text{ kg/m}^2 \times 3.6 \text{ m} \\
 = \mathbf{1202.4 \text{ kg/m}} \text{ (di mana nilai 3.6 m merupakan tinggi dinding)}
 \end{array}$$

- Beban lantai

Beban mati akibat beban luar yang bekerja pada lantai fungsional berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia 1987 terdiri dari :

Beban finishing lantai

Beban finishing lantai yang diperhitungkan terdiri dari:

- Adukan dengan tebal 3 cm = $3 \times 21 \text{ kg/m}^2$ = 63 kg/m²
- Keramik dengan tebal 1 cm = $1 \times 24 \text{ kg/m}^2$ = 24 kg/m²

Beban plafon dan penggantung = 18 kg/m²

Beban ME dan ducting = 18 kg/m²
= **123 kg/m²**

Hasil penjumlahan beban-beban di atas merupakan data besarnya beban lantai fungsional yang akan diperhitungkan dalam analisis struktur. Sedangkan data beban lantai nonfungsional seperti lantai atap (dak), besarnya beban adalah :

- Beban plafond an penggantung = 18 kg/m²
- Beban ME dan ducting = 18 kg/m²
= **36 kg/m²**

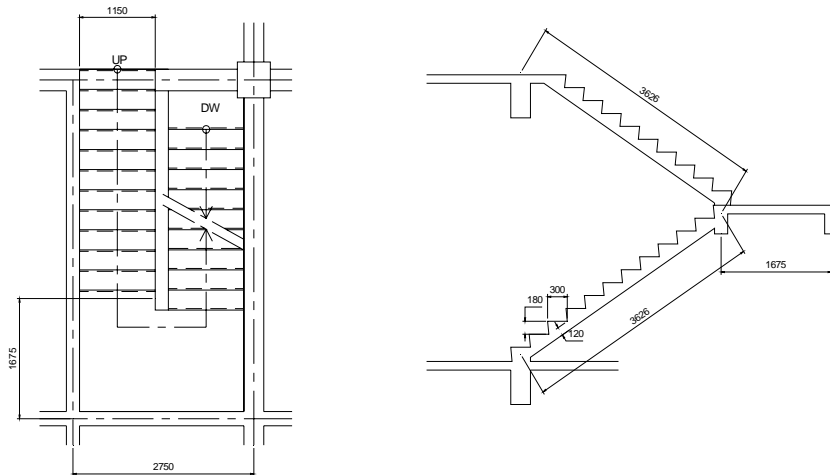
- Beban tangga

Adapun data geometrik dari struktur tangga itu sendiri adalah :

- Tebal pelat tangga = 20 cm (rata-rata)
- Tebal pelat bordes = 15 cm
- Panjang miring tangga per jalur = 3.626 m
- Lebar tangga = 1.15 m
- Lebar bordes = 1.575 m
- Panjang bordes = 2.5 m

Beban mati yang diperhitungkan pada struktur tangga adalah :

- Berat sendiri tangga beton = 2400 kg/m³
- Beban finishing lantai tangga dan bordes = 87 kg/m²



Gambar 4.13 Pemodelan Struktur Tangga

b. Analisa Beban Hidup

Beban hidup struktur terdiri dari beban fungsional ruangan/gedung dan beban hidup akibat tangga.

- Beban fungsional ruangan gedung

Besarnya beban fungsional ruangan ditentukan dalam PPURG 1987 yaitu untuk Hotel dan Apartemen sebesar 250 kg/m² untuk lantai 1 sampai dengan lantai 9, sedangkan lantai 10 merupakan atap yang besarnya adalah 100 kg/m². Besar beban tersebut merupakan nilai beban yang diperhitungkan pada setiap panel ruangan sesuai dengan kegunaan ruang yang bersangkutan. Khusus untuk beban hidup akibat tangga dihitung terpisah berdasarkan reaksi akibat beban hidup yang bekerja pada masing-masing struktur (struktur tangga).

- Beban hidup tangga

Beban hidup pada tangga ditentukan dalam PPURG 1987 yaitu sebesar 300 kg/m².

4.2.2 Permodelan Struktur

Untuk melakukan perhitungan struktur, maka struktur perlu dimodelkan terlebih dahulu. Dalam hal ini permodelan struktur menggunakan bantuan software analisis struktur ETABS v.8. Dimana terdapat beberapa data yang harus di input, diantaranya dimensi elemen struktur (meliputi dimensi penampang kolom, balok, dan tebal pelat), seluruh beban yang bekerja (meliputi beban mati, beban hidup, beban tangga, dan beban curtain wall), dan kombinasi pembebanan yang dipersyaratkan. Berikut ini adalah data-data struktur yang harus diinput ke dalam ETABS v.8.

Tabel 4.18 Data Dimensi Balok Induk dan Balok Anak

No.	Tipe Balok	b	h
1	BA1	350	750
2	BA1A	300	650
3	BA2	300	650
4	BA3	300	650
5	BA4	300	650
6	BA5	300	650
7	BA6	300	650
8	BA7	350	750
9	BA8	300	650
10	BA9	350	750
11	B1	400	850
12	B2	400	850
13	B3	400	750
14	B4	400	750
15	B5	350	650
16	B6	400	750
17	B7	400	750
18	B8	400	750
19	BL	200	650

Tabel 4.19 Data Dimensi Kolom

No.	Lantai	b = h (mm)		
		Kolom Tipe 1	Kolom Tipe 2	Kolom Tipe 3
1.	Lantai 10	400	350	300
2.	Lantai 9	600	500	400
3.	Lantai 8	700	600	500
4.	Lantai 7	750	700	500
5.	Lantai 6	850	700	550
6.	Lantai 5	900	800	600
7.	Lantai 4	900	800	600
8.	Lantai 3	950	800	650
9.	Lantai 2	1000	850	650
10.	Lantai 1	1000	850	650

Tabel 4.20 Data Beban pada Struktur

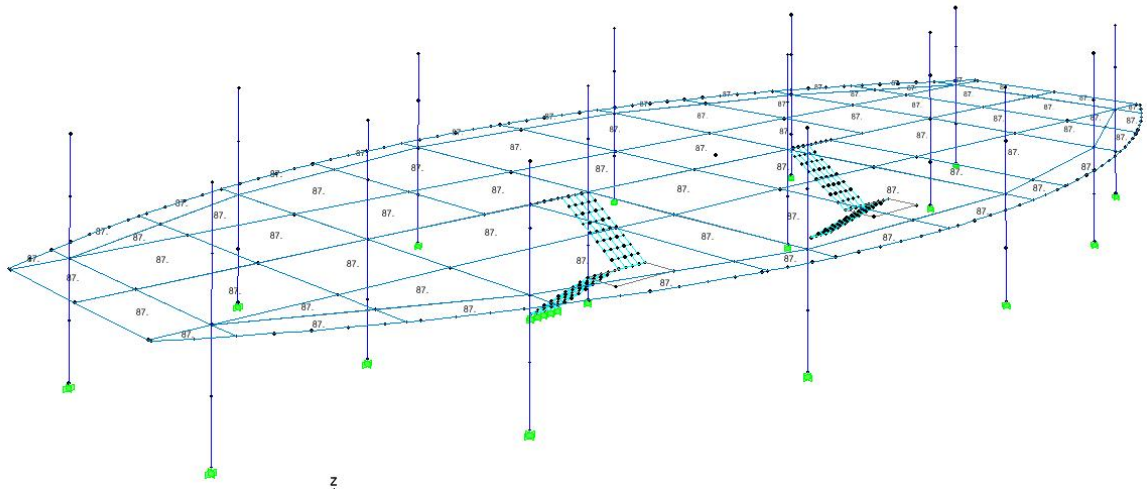
No.	Struktur	Beban Mati					Beban Hidup (kg/m ²)
		Finishing (kg/m ²)	Utilitas Bangunan (ME) (kg/m ²)	Plafon (kg/m ²)	Curtain Wall (kg)	Berat Sendiri (kg/m ³)	
1.	Lantai 2 - 9	87	18	18	133.03	2400	250
2.	Lantai 10 (atap)	-	18	18	133.03	2400	100
3.	Tangga	87	-	-	-	2400	300

Di bawah ini merupakan hasil permodelan struktur secara geometris yang dilakukan dengan bantuan software ETABS dengan data struktur yang telah didapat dari preliminary desain.

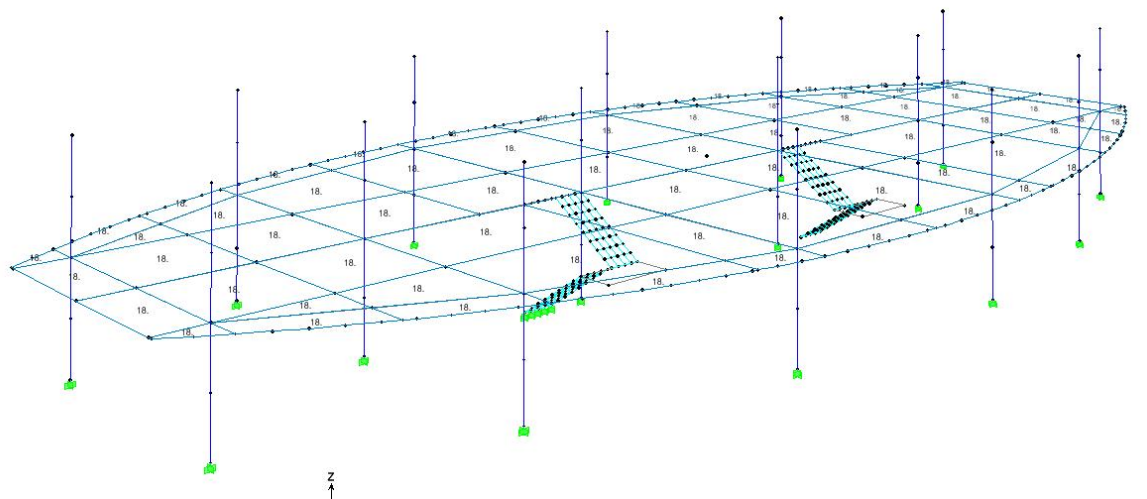


Gambar 4.14 Gambar Perspektif Permodelan Struktur dengan ETABS

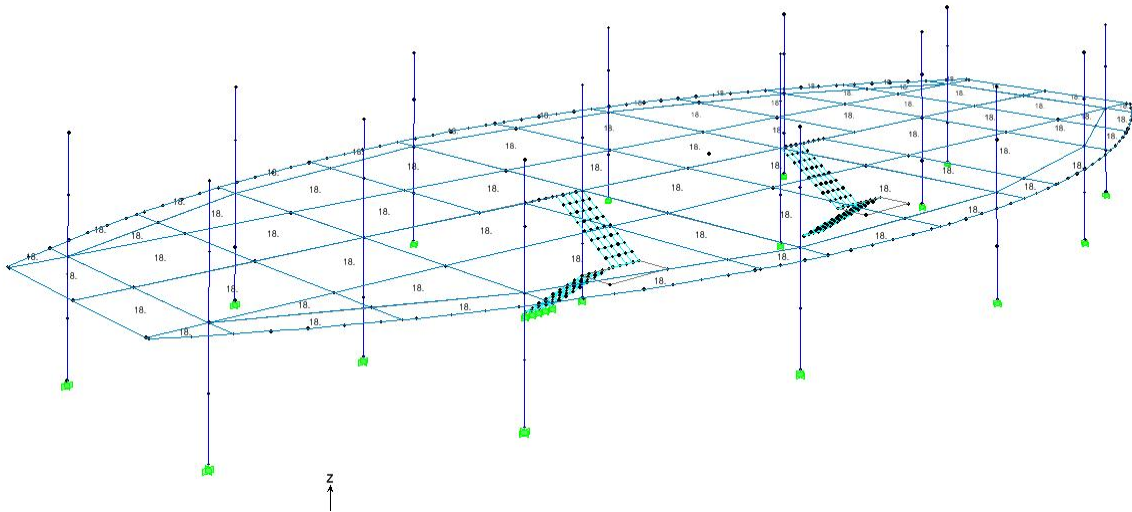
Di bawah ini merupakan hasil input beban yang bekerja pada struktur yang meliputi input beban mati dan beban hidup pada lantai bangunan dan balok lisplang.



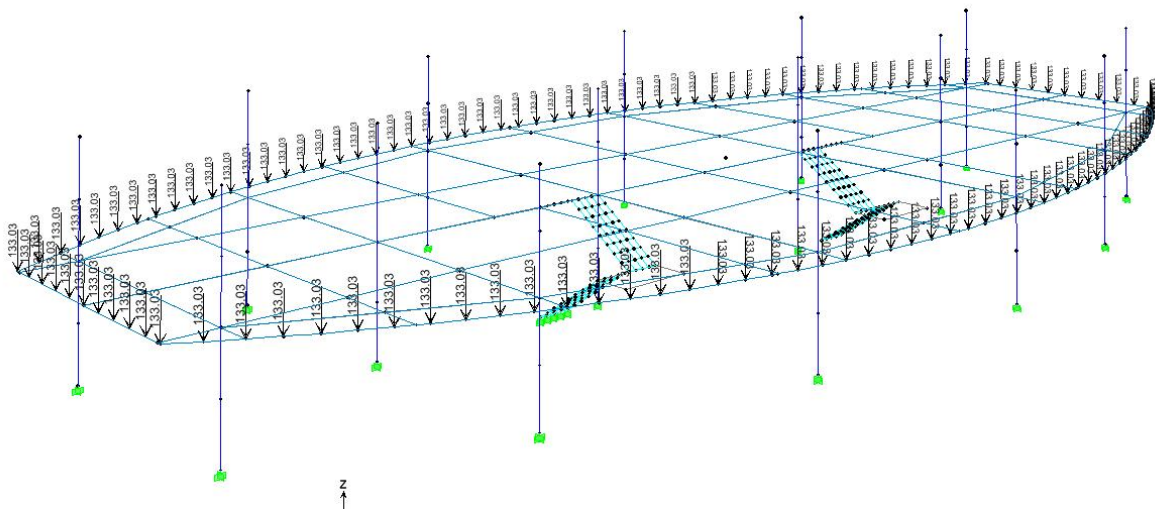
Gambar 4.15 Input Beban Mati Finishing Lantai



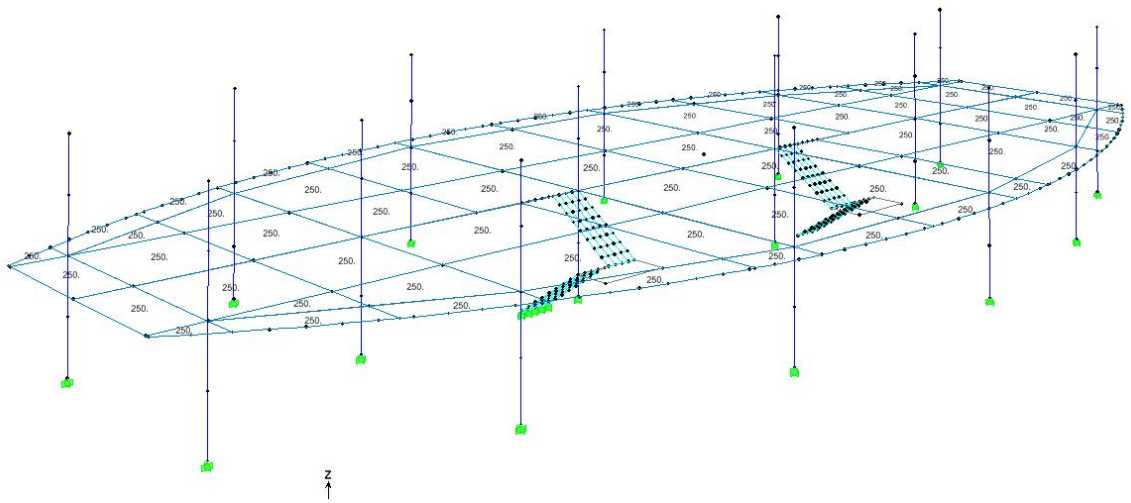
Gambar 4.16 Input Beban Mati Plafon



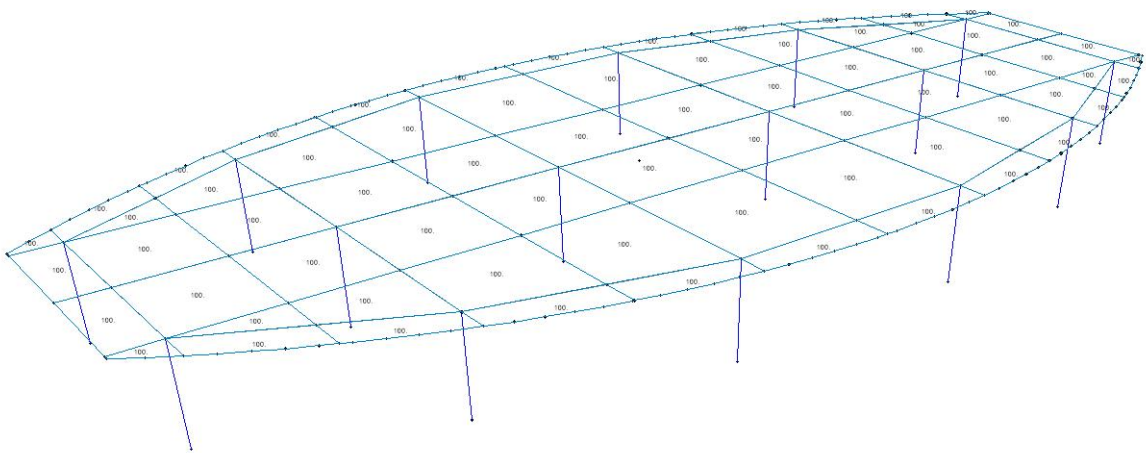
Gambar 4.17 Input Beban Mati Utilitas Bangunan (ME)



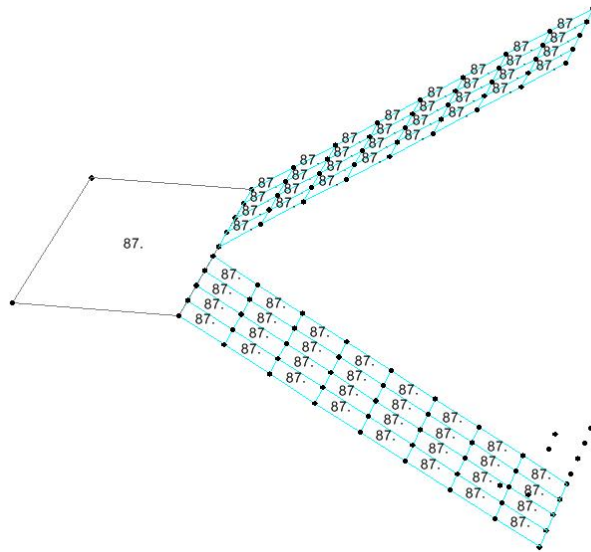
Gambar 4.18 Input Beban Mati Curtain Wall



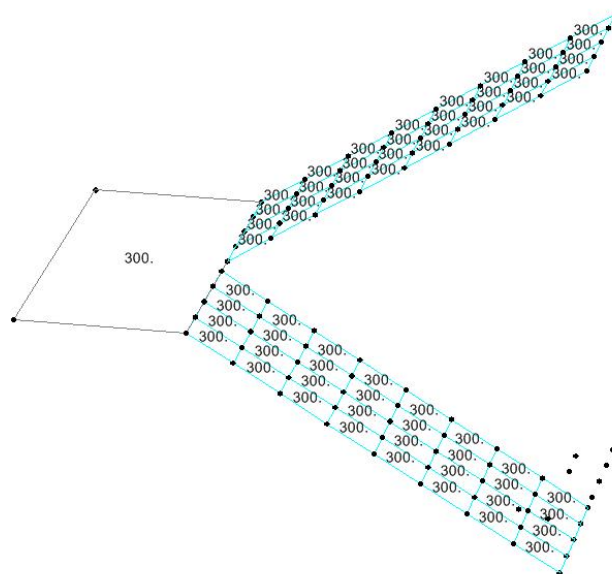
Gambar 4.19 Input Beban Hidup Lantai 1 s/d Lantai 9



Gambar 4.20 Input Beban Hidup Lantai 10 (Atap)



Gambar 4.21 Input Beban Mati pada Struktur Tangga



Gambar 4.22 Input Beban Hidup pada Struktur Tangga

4.2.3 Analisis Pembebanan Gempa

Beban gempa pada struktur gedung dihitung berdasarkan SNI 03 – 1726 – 2002 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung. Perhitungan beban gempa dilakukan dengan analisis statis ekuivalen yang merupakan metode analisis struktur dengan getaran gempa yang dimodelkan atau diumpamakan sebagai beban *horizontal static* yang bekerja pada titik tertentu.

Perhitungan beban gempa dengan metoda statis ekuivalen dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

a. Data Perhitungan

Data perhitungan yang dibutuhkan untuk analisis pembebanan gempa antara lain :

- Faktor keutamaan $I = 1.0$ (kategori gedung umum untuk hunian).
- Faktor daktilitas $R = 8.5$ (Pemikul beban gempa SRPMK beton bertulang).
- Wilayah gempa 5 (Lokasi di propinsi Banten tepatnya Anyer)
- Jenis tanah keras (lapisan karang)
- Ketinggian bangunan $H = 40$ m (10 lantai)

b. Perhitungan Waktu Getar Alami (T)

Nilai waktu getar (T) empiris ditentukan dengan persamaan 2.2 dengan tinggi bangunan adalah 40 m, maka :

$$\begin{aligned} T &= 0.06 \times H^{3/4} \\ &= 0.06 \times (40)^{3/4} \\ &= 0.95 \text{ det} \end{aligned}$$

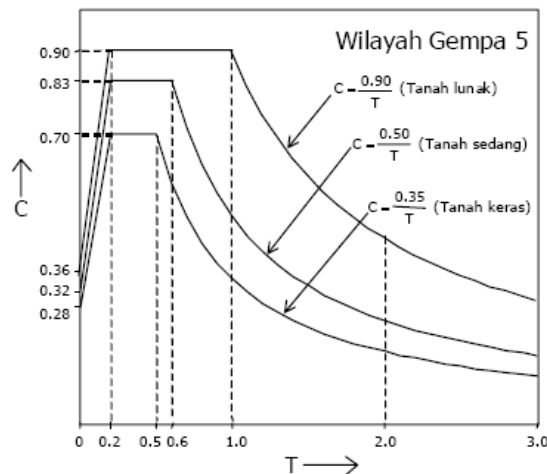
Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, SNI 02-1726-2002 membatasi nilai waktu getar alami fundamental T yang bergantung pada koefisien ζ untuk Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkat n .

$$T < \zeta n = 0.16 \quad (10)$$

$$= 1.6 \text{ det} > T = 0.95 \text{ det} \quad (\text{Ok, } T = 0.95 \text{ det dapat dipakai})$$

c. Menentukan Faktor Respon Gempa Rencana (C)

Untuk wilayah gempa 5, faktor respon gempa rencana didapat berdasarkan grafik di bawah ini.



Gambar 4.23 Grafik Respon Spektrum Gempa Rencana Wilayah Gempa 5

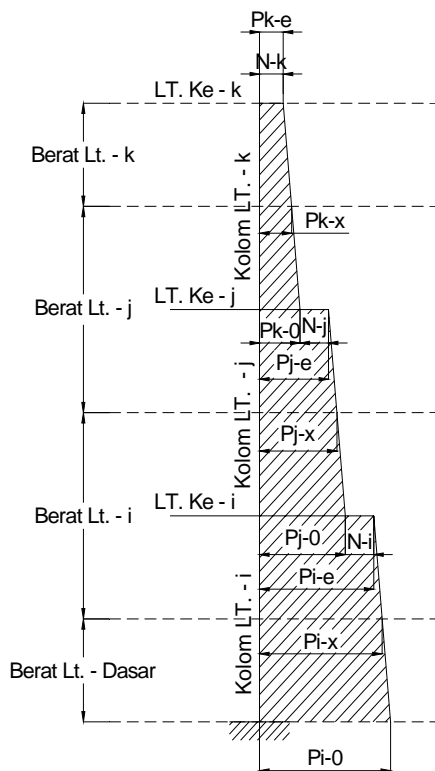
Dengan nilai $T = 0.95$ det dan kondisi tanah keras maka didapat faktor respon gempa rencana $C = 0.36$

d. Perhitungan Beban Vertikal (Wt)

Beban vertikal yang diperhitungkan pada tiap lantai adalah beban mati dan beban hidup di tiap lantai / atap yang bekerja. Beban hidup yang diperhitungkan memakai koefisien reduksi sebesar 0.3. Adapun proses perhitungan menggunakan software bantu Etabs. Beban vertikal dihitung berdasarkan gaya aksial kolom yang bekerja akibat kombinasi beban $U = 1.2$

$DL + L_R$, dimana L_R merupakan beban hidup yang sesuai yang telah mengalami reduksi.

Besarnya gaya aksial kolom yang bekerja pada struktur gedung merupakan nilai kumulatif dari kolom lantai tingkat paling atas hingga kolom lantai tingkat paling bawah. Pada perhitungan gaya aksial kolom tidak hanya beban lantai atau beban luar saja yang diperhitungkan, tetapi berat sendiri struktur gedung pun diperhitungkan. Oleh karena itu, gaya aksial yang dihasilkan untuk satu kolom nilainya bersifat linear seperti pada tabel Sebagai ilustrasi, besarnya nilai gaya aksial kolom pada tiap lantai digambarkan seperti pada gambar 4.23.



Keterangan :

$P_{k-e}, P_{j-e}, P_{i-e}$ = Gaya normal kolom lantai k, j, i di titik akhir bentang kolom

$P_{k-x}, P_{j-x}, P_{i-x}$ = Gaya normal kolom lantai k, j, i di titik tengah bentang kolom

$P_{k-0}, P_{j-0}, P_{i-0}$ = Gaya normal kolom lantai k, j, i dititik awal bentang kolom

N_{-i}, N_{-j}, N_{-k} = Gaya normal kolom lantai i, j, k akibat beban lantai i, j, k

Gambar 4.24 Bidang Gaya Aksial / Gaya Normal Kolom

Total beban vertikal pada tiap lantai merupakan berat beban lantai yang bersangkutan ditambah ½ jumlah total berat kolom yang menopang lantai tersebut ditambah ½ jumlah total berat kolom di atas lantai bersangkutan, sehingga berdasarkan gambar 4.24, didapatkan suatu persamaan untuk menentukan besarnya beban vertikal pada tiap lantai, yaitu :

$$W_i = \Sigma(\text{Gaya aksial akibat beban lantai } i) + \Sigma(\frac{1}{2} \text{ berat kolom lantai } i) + \Sigma(\frac{1}{2} \text{ berat kolom lantai } j)$$

$$W_i = \Sigma N_{i-} + \Sigma(P_{i-x} - P_{i-e}) + \Sigma(P_{j-0} - P_{j-x})$$

$$= \Sigma(P_{i-e} - P_{j-0}) + \Sigma(P_{i-x} - P_{i-e}) + \Sigma(P_{j-0} - P_{j-x}) \quad (\text{Persamaan 4.1})$$

di mana : W_i = Berat lantai i

ΣN_{i-} = Jumlah gaya aksial tiap kolom akibat beban lantai i

P_{i-x} = Gaya aksial kumulatif kolom lt. i pada tengah bentang

P_{i-e} = Gaya aksial kumulatif kolom lt. i pada akhir bentang

P_{j-0} = Gaya aksial kumulatif kolom lt. j pada awal bentang

P_{j-x} = Gaya aksial kumulatif kolom lt. j pada tengah bentang

Di bawah merupakan hasil perhitungan gaya normal kolom di lantai 1 dan lantai 2 yang ditinjau sampai dengan tengah bentang kolom dengan menggunakan Etabs.

Tabel 4.21 Output Analisa Gaya Normal Kolom Lantai 1

Story (1)	Column (2)	Load (3)	Loc (4)	P (5)	Keterangan
STORY1	C1	BERATBANGUNAN	0	-786669.19	(P_{i-x})
STORY1	C1	BERATBANGUNAN	1.15	-784275.86	(P_{i-e})
STORY1	C2	BERATBANGUNAN	0	-786669.55	(P_{i-x})

STORY1	C2	BERATBANGUNAN	1.15	-784276.22	(P _{i-e})
STORY1	C3	BERATBANGUNAN	0	-572191.53	(P _{i-x})
STORY1	C3	BERATBANGUNAN	1.25	-570670.27	(P _{i-e})
STORY1	C4	BERATBANGUNAN	0	-572189.58	(P _{i-x})
STORY1	C4	BERATBANGUNAN	1.25	-570668.32	(P _{i-e})
STORY1	C5	BERATBANGUNAN	0	-510993.17	(P _{i-x})
STORY1	C5	BERATBANGUNAN	1.25	-509471.91	(P _{i-e})
STORY1	C6	BERATBANGUNAN	0	-510995.51	(P _{i-x})
STORY1	C6	BERATBANGUNAN	1.25	-509474.25	(P _{i-e})
STORY1	C7	BERATBANGUNAN	0	-826474.96	(P _{i-x})
STORY1	C7	BERATBANGUNAN	1.25	-823873.51	(P _{i-e})
STORY1	C8	BERATBANGUNAN	0	-1257815.00	(P _{i-x})
STORY1	C8	BERATBANGUNAN	1.15	-1254502.00	(P _{i-e})
STORY1	C10	BERATBANGUNAN	0	-826473.04	(P _{i-x})
STORY1	C10	BERATBANGUNAN	1.25	-823871.59	(P _{i-e})
STORY1	C11	BERATBANGUNAN	0	-507217.69	(P _{i-x})
STORY1	C11	BERATBANGUNAN	1.25	-505696.43	(P _{i-e})
STORY1	C12	BERATBANGUNAN	0	-507220.54	(P _{i-x})
STORY1	C12	BERATBANGUNAN	1.25	-505699.28	(P _{i-e})
STORY1	C13	BERATBANGUNAN	0	-575740.42	(P _{i-x})
STORY1	C13	BERATBANGUNAN	1.25	-574219.16	(P _{i-e})
STORY1	C14	BERATBANGUNAN	0	-575744.80	(P _{i-x})
STORY1	C14	BERATBANGUNAN	1.25	-574223.54	(P _{i-e})
STORY1	C15	BERATBANGUNAN	0	-775934.13	(P _{i-x})
STORY1	C15	BERATBANGUNAN	1.15	-773540.80	(P _{i-e})
STORY1	C16	BERATBANGUNAN	0	-775928.40	(P _{i-x})
STORY1	C16	BERATBANGUNAN	1.15	-773535.07	(P _{i-e})
STORY1	C17	BERATBANGUNAN	0	-1257807.00	(P _{i-x})
STORY1	C17	BERATBANGUNAN	1.15	-1254494.00	(P _{i-e})

Tabel 4.22 Output Analisa Gaya Normal Kolom Lantai 2

Story (1)	Column (2)	Load (3)	Loc (4)	P (5)	Keterangan
BORDES 2	C1	BERATBANGUNAN	0	-708076.27	(P _{j-0})
BORDES 2	C1	BERATBANGUNAN	2	-703913.96	(P _{j-x})

BORDES 2	C2	BERATBANGUNAN	0	-708076.56	(P _{j-0})
BORDES 2	C2	BERATBANGUNAN	2	-703914.25	(P _{j-x})
BORDES 2	C3	BERATBANGUNAN	0	-513398.37	(P _{j-0})
BORDES 2	C3	BERATBANGUNAN	2	-510964.36	(P _{j-x})
BORDES 2	C4	BERATBANGUNAN	0	-513396.65	(P _{j-0})
BORDES 2	C4	BERATBANGUNAN	2	-510962.63	(P _{j-x})
BORDES 2	C5	BERATBANGUNAN	0	-459725.87	(P _{j-0})
BORDES 2	C5	BERATBANGUNAN	2	-457291.86	(P _{j-x})
BORDES 2	C6	BERATBANGUNAN	0	-459727.90	(P _{j-0})
BORDES 2	C6	BERATBANGUNAN	2	-457293.89	(P _{j-x})
BORDES 2	C7	BERATBANGUNAN	0	-747332.52	(P _{j-0})
BORDES 2	C7	BERATBANGUNAN	2	-743170.21	(P _{j-x})
BORDES 2	C8	BERATBANGUNAN	0	-1132942.00	(P _{j-0})
BORDES 2	C8	BERATBANGUNAN	2	-1127181.00	(P _{j-x})
BORDES 2	C10	BERATBANGUNAN	0	-747330.85	(P _{j-0})
BORDES 2	C10	BERATBANGUNAN	2	-743168.53	(P _{j-x})
BORDES 2	C11	BERATBANGUNAN	0	-456279.49	(P _{j-0})
BORDES 2	C11	BERATBANGUNAN	2	-453845.47	(P _{j-x})
BORDES 2	C12	BERATBANGUNAN	0	-456281.99	(P _{j-0})
BORDES 2	C12	BERATBANGUNAN	2	-453847.97	(P _{j-x})
BORDES 2	C13	BERATBANGUNAN	0	-516235.43	(P _{j-0})
BORDES 2	C13	BERATBANGUNAN	2	-513801.41	(P _{j-x})
BORDES 2	C14	BERATBANGUNAN	0	-516239.26	(P _{j-0})
BORDES 2	C14	BERATBANGUNAN	2	-513805.24	(P _{j-x})
BORDES 2	C15	BERATBANGUNAN	0	-698434.79	(P _{j-0})
BORDES 2	C15	BERATBANGUNAN	2	-694272.48	(P _{j-x})
BORDES 2	C16	BERATBANGUNAN	0	-698429.72	(P _{j-0})
BORDES 2	C16	BERATBANGUNAN	2	-694267.41	(P _{j-x})
BORDES 2	C17	BERATBANGUNAN	0	-1132934.00	(P _{j-0})
BORDES 2	C17	BERATBANGUNAN	2	-1127173.00	(P _{j-x})

Pada tabel 4.21 dan tabel 4.22 angka yang dihasilkan merupakan angka kumulatif daripada tingkat lantai di atasnya. Sehingga untuk mendapatkan gaya normal akibat lantai tertentu maka perlu dilakukan analisa perhitungan seperti

pada persamaan 4.1. Jika gaya normal tiap kolom akibat beban lantai x dijumlahkan maka hasilnya merupakan total berat bangunan lantai x.

Berikut contoh perhitungan beban vertikal lantai 1 pada kolom C1 :

$$\begin{aligned}
 W_{1-C1} &= (P_{i-e} - P_{j-0}) + (P_{i-x} - P_{i-e}) + (P_{j-0} - P_{j-x}) \\
 &= (784275.86 - 708076.27) + (786669.19 - 784275.86) + (708076.27 - 703913.96) \\
 &= 76199.59 + 2393.33 + 4162.31 \\
 &= 82755.23 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Perhitungan gaya pada setiap kolom pada prinsipnya sama, berikut disimpulkan dalam bentuk tabel pada tabel 4.23.

Tabel 4.23 Hasil Perhitungan Berat Lantai 1 (W_1)

No. Kolom	($P_{i-x} - P_{i-e}$) (kg)	($P_{i-e} - P_{j-0}$) (kg)	($P_{j-0} - P_{j-x}$) (kg)	TOTAL W_1 (kg)
C1	2393.33	76199.59	4162.31	82755.23
C2	2393.33	76199.66	4162.31	82755.30
C3	1521.26	57271.89	2434.02	61227.17
C4	1521.26	57271.67	2434.02	61226.95
C5	1521.26	49746.04	2434.02	53701.31
C6	1521.261	49746.35	2434.02	53701.63
C7	2601.445	76540.99	4162.31	83304.75
C8	3313	121560.00	5761.00	130634.00
C10	2601.445	76540.74	4162.31	83304.50
C11	1521.261	49416.94	2434.02	53372.21
C12	1521.26	49417.29	2434.02	53372.56
C13	1521.26	57983.73	2434.02	61939.01
C14	1521.26	57984.28	2434.02	61939.55
C15	2393.33	75106.01	4162.31	81661.65
C16	2393.33	75105.35	4162.31	81660.99
C17	3313	121560.00	5761.00	130634.00
TOTAL W_1 =				1217190.83

Proses perhitungan berat bangunan untuk tiap lantai adalah sama, berikut disimpulkan berat bangunan tiap lantai dalam tabel berikut ini.

Tabel 4.24 Perhitungan Berat Bangunan (Wt)

Lantai	Berat Bangunan (W _i)
Lt. 10 / Atap	956,665.66 kg
Lt. 9	1,125,699.64 kg
Lt. 8	1,156,281.23 kg
Lt. 7	1,171,212.52 kg
Lt. 6	1,180,877.84 kg
Lt. 5	1,193,924.27 kg
Lt. 4	1,202,729.99 kg
Lt. 3	1,206,744.16 kg
Lt. 2	1,214,738.36 kg
Lt. 1	1,217,190.83 kg
Total (Wt)	11,626,064.50 kg

e. Perhitungan Beban Gempa Nominal (V)

Beban gempa nominal (V) dihitung dengan persamaan 2.1 berikut ini :

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{C.I}{R} W_t \\
 &= \frac{0.36 \times 1.0}{8.5} \times 11,626.06 \\
 &= 492.398 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

f. Perhitungan Beban Gempa Statik Ekuivalen (F_i)

SNI – 1726 – 2002 mensyaratkan bahwa apabila rasio antara tinggi struktur gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka 0,1 V (10% dari V) harus dianggap sebagai beban horizontal terpusat yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat paling atas, sedangkan 0,9 V (90% dari V) sisanya harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen.

$$H / L = 40.000 / 50.794$$

$$= 0.787 < 3$$

Karena rasio tinggi bangunan dan panjang bangunan kurang dari 3, maka perhitungan beban gempa statis ekuivalen seperti di bawah ini. Pada prinsipnya perhitungan semua lantai adalah sama maka cukup diambil satu contoh perhitungan yaitu pada lantai 1 sebagai berikut :

$$F_{1x} = F_{1y} = \frac{W_1 \times z_1}{\sum w_1 \times z_1} \times V$$

$$= \frac{1217.19 \times 4}{249117.60} \times 492.398$$

$$= \mathbf{9.623 \text{ ton}}$$

Berdasarkan SNI – 1726 – 2002, untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tersebut tetapi dengan efektifitas 30%.

Tabel 4.25 Perhitungan Beban Gempa Statik Ekuivalen (Fi)

Lantai	z (m)	Berat Bangunan (W _i) (ton)	W _i · Z _i (ton)	F _{ix} (ton)	30% F _{ix} (ton)	F _{iy} (ton)	30% F _{iy} (ton)
Lt. 10	40.00	956.67 ton	38266.63	75.64	22.69	75.64	22.69
Lt. 9	36.00	1125.70 ton	40525.19	80.10	24.03	80.10	24.03
Lt. 8	32.00	1156.28 ton	37001.00	73.14	21.94	73.14	21.94
Lt. 7	28.00	1171.21 ton	32793.95	64.82	19.45	64.82	19.45
Lt. 6	24.00	1180.88 ton	28341.07	56.02	16.81	56.02	16.81
Lt. 5	20.00	1193.92 ton	23878.49	47.20	14.16	47.20	14.16
Lt. 4	16.00	1202.73 ton	19243.68	38.04	11.41	38.04	11.41
Lt. 3	12.00	1206.74 ton	14480.93	28.62	8.59	28.62	8.59

Lt. 2	8.00	1214.74 ton	9717.91	19.21	5.76	19.21	5.76
Lt. 1	4.00	1217.19 ton	4868.76	9.62	2.89	9.62	2.89
Total		11626.06 ton	249117.60	492.40	147.72	492.40	147.72

g. Menentukan Pusat Massa (X_{CM} , Y_{CM}) dan Pusat Rotasi / Kekakuan (X_{CR} , Y_{CR})

Berdasarkan SNI – 1726 – 2002 pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap resultant beban mati, berikut beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu. Pada perencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa static ekuivalen atau gaya gempa dinamik. Sedangkan pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

Pusat massa bangunan dan pusat rotasi / kekakuan dihitung dengan bantuan software Etabs. Adapun output yang dihasilkan dari perhitungan pusat massa dan pusat rotasi dalam Etabs adalah sebagai berikut :

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	D1	23500.006	11159.420	23499.997	11050.569
STORY2	D2	23500.006	11159.439	23499.993	10993.248
STORY3	D3	23500.006	11158.870	23499.991	10956.789
STORY4	D4	23500.006	11158.882	23499.990	10932.152
STORY5	D5	23500.006	11158.923	23499.989	10915.537
STORY6	D6	23500.006	11157.752	23499.988	10901.841
STORY7	D7	23500.006	11157.784	23499.988	10886.183
STORY8	D8	23500.005	11157.775	23499.989	10872.983
STORY9	D9	23500.005	11157.796	23499.989	10837.397
STORY10	D10	23500.007	11150.011	23499.992	10932.011

Gambar 4.25 Output Pusat Massa dan Pusat Rotasi pada Software Etabs

Tabel 4.26 Hasil Perhitungan Pusat Massa (X_{CM} , Y_{CM}) dan Pusat Rotasi (X_{CR} , Y_{CR})

Lantai	Diaphragm	Pusat Massa		Pusat Rotasi	
		X_{CM} (mm)	Y_{CM} (mm)	X_{CR} (mm)	Y_{CR} (mm)
1	D1	23500.006	11159.420	23499.997	11050.569
2	D2	23500.006	11159.439	23499.993	10993.248
3	D3	23500.006	11158.870	23499.991	10956.789
4	D4	23500.006	11158.882	23499.990	10932.152
5	D5	23500.006	11158.923	23499.989	10915.537
6	D6	23500.006	11157.752	23499.988	10901.841
7	D7	23500.006	11157.784	23499.988	10886.183
8	D8	23500.005	11157.775	23499.989	10872.983
9	D9	23500.005	11157.796	23499.989	10837.397
10	D10	23500.007	11150.011	23499.992	10932.011

h. Menentukan Eksentrisitas Desain (e_d)

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana (e_d). Sebelum menentukan eksentrisitas desain, perlu dilakukan terlebih dahulu perhitungan eksentrisitas teoritis. Berdasarkan SNI – 1726 – 2002 eksentrisitas desain dihitung berdasarkan pada batasan tertentu nilai eksentrisitas teoritis. Pada setiap batasan tertentu tersebut terdapat 2 persamaan untuk menentukan eksentrisitas desain / rencana dan diambil nilai yang paling menentukan. Berikut contoh perhitungan eksentrisitas teoritis dan eksentrisitas desain pada lantai 1.

Eksentrisitas teoritis

$e_{X1} = X_{CR} - X_{CM} $ $= 23499.997 - 23500.006 $ $= 0.009 \text{ mm}$	$e_{Y1} = Y_{CR} - Y_{CM} $ $= 11050.569 - 11159.420 $ $= 108.851 \text{ mm}$
---	---

Eksentrisitas Desain

<p>Karena nilai eksentrisitas teoritis X (e_x) adalah sebagai berikut :</p> $0 < e_{x1} < 0,3 b_{x1}$ $0 < 0.009 < 0.3(50794)$ $0 < 0.009 < 15238.2$ <p>Maka,</p> $e_{dx} = 1,5 e_{x1} + 0,05 b_{x1}$ $= 1.5 (0.009) + 0.05(50794)$ $= 2539.7135 \text{ mm, atau;}$ $e_{dx} = e_x - 0,05 b_x$ $= 0.009 - 0.05(50794)$ $= - 2539.691 \text{ mm}$ <p>Maka diambil $e_{dx1} = 2539.714 \text{ mm}$</p>	<p>Karena nilai eksentrisitas teoritis Y (e_y) adalah sebagai berikut :</p> $0 < e_{y1} < 0,3 b_{y1}$ $0 < 108.851 < 0.3(25434)$ $0 < 108.851 < 7630.2$ <p>Maka,</p> $e_{dy} = 1,5 e_{y1} + 0,05 b_{y1}$ $= 1.5 (108.851) + 0.05(25434)$ $= 1434.977 \text{ mm, atau;}$ $e_{dy} = e_{y1} - 0,05 b_{y1}$ $= 108.851 - 0.05(25434)$ $= - 1162.849 \text{ mm}$ <p>Maka diambil $e_{dy1} = 1434.977 \text{ mm}$</p>
---	---

Berikut adalah perhitungan eksentrisitas desain untuk tingkat lantai lainnya :

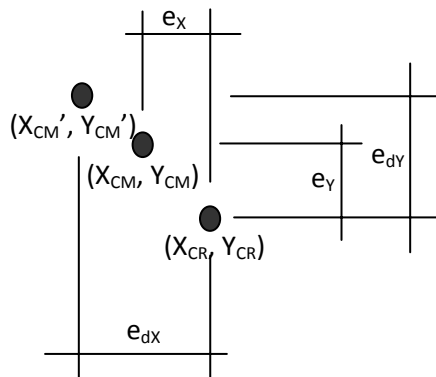
Tabel 4.27 Hasil Eksentrisitas Teoritis (e) dan Eksentrisitas Desain (e_d)

Lantai	Diaphragm	Eksentrisitas Teoritis		Panjang bangunan		Eksentrisitas Desain	
		e _x (mm)	e _y (mm)	b _x (mm)	b _y (mm)	e _{dx} (mm)	e _{dy} (mm)
1	D1	0.009	108.851	50794.000	25434.000	2539.714	1434.977
2	D2	0.013	166.191	50794.000	25434.000	2539.720	1520.987
3	D3	0.015	202.081	50794.000	25434.000	2539.723	1574.822
4	D4	0.016	226.730	50794.000	25434.000	2539.724	1611.795
5	D5	0.017	243.386	50794.000	25434.000	2539.726	1636.779
6	D6	0.018	255.911	50794.000	25434.000	2539.727	1655.567
7	D7	0.018	271.601	50794.000	25434.000	2539.727	1679.102
8	D8	0.016	284.792	50794.000	25434.000	2539.724	1698.888

9	D9	0.016	320.399	50794.000	25434.000	2539.724	1752.299
10	D10	0.015	218.000	50794.000	25434.000	2539.723	1598.700

i. Perhitungan Pusat Massa Desain (X_{CM}' , Y_{CM}')

Menurut SNI – 1726 – 2002, pada perencanaan struktur gedung pusat massa adalah titik tangkap beban gempa static ekuivalen atau gaya gempa dinamik. Karena beban hidup yang bersifat tidak tetap dan dapat berpindah tempat, maka pusat massa yang dimaksud bukanlah pusat massa (CM) yang telah dihitung sebelumnya, tetapi pusat massa rencana berdasarkan eksentrisitas rencana (e_d) yang dihitung dari pusat kekakuan (pusat rotasi / CR) struktur. Sebagai ilustrasi, penentuan pusat massa rencana (CM') sebagai titik tangkap beban gempa dapat digambarkan seperti pada gambar 4.26.



Gambar 4.26 Penentuan Pusat Masa Desain sebagai Tempat Beban Gempa

Perhitungan koordinat pusat massa rencana sebagai titik penempatan beban gempa dilakukan seperti pada perhitungan di lantai 1 berikut.

$$\begin{aligned}
 X_{CM}' &= X_{CR} + e_{dx} \\
 &= 23499.997 + 2539.714 \\
 &= 26039.711 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_{CM}' &= Y_{CR} + e_{dy} \\
 &= 11050.569 + 1434.977
 \end{aligned}$$

$$= 12485.546 \text{ mm}$$

Di bawah merupakan hasil perhitungan koordinat pusat massa desain untuk setiap lantai tingkat :

Tabel 4.28 Hasil Perhitungan Pusat Massa Desain

Lantai	Diaphragm	Pusat Rotasi		Eksentrisitas Desain		Pusat Massa Desain	
		X_{CR} (mm)	Y_{CR} (mm)	e_{dx} (mm)	e_{dy} (mm)	$X_{CM'}$ (mm)	$Y_{CM'}$ (mm)
1	D1	23499.997	11050.569	2539.714	1434.977	26039.711	12485.546
2	D2	23499.993	10993.248	2539.720	1520.987	26039.713	12514.235
3	D3	23499.991	10956.789	2539.723	1574.822	26039.714	12531.611
4	D4	23499.990	10932.152	2539.724	1611.795	26039.714	12543.947
5	D5	23499.989	10915.537	2539.726	1636.779	26039.715	12552.316
6	D6	23499.988	10901.841	2539.727	1655.567	26039.715	12557.408
7	D7	23499.988	10886.183	2539.727	1679.102	26039.715	12565.285
8	D8	23499.989	10872.983	2539.724	1698.888	26039.713	12571.871
9	D9	23499.989	10837.397	2539.724	1752.299	26039.713	12589.696
10	D10	23499.992	10932.011	2539.723	1598.700	26039.715	12530.711

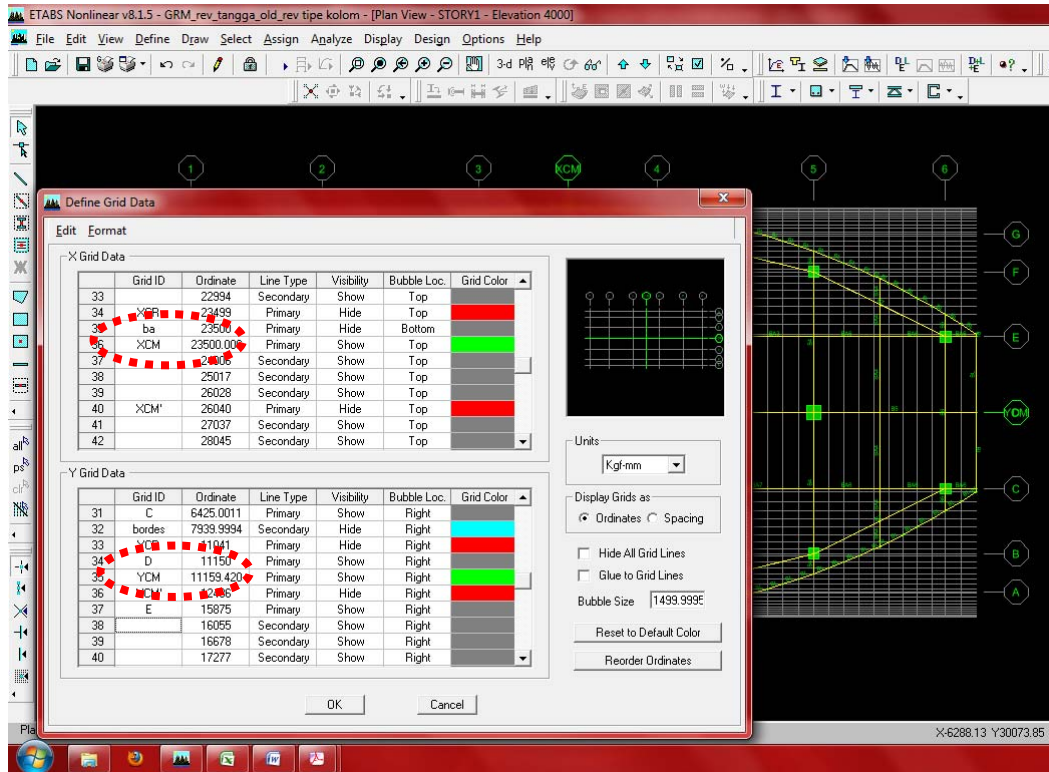
j. Perhitungan Simpangan Struktur (d_i)

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 simpangan struktur (d_i) merupakan simpangan horisontal lantai tingkat i dari hasil analisis 3 dimensi struktur gedung akibat beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai-lantai tingkat.

Secara teknis perhitungan simpangan struktur diawali dengan menempatkan beban gempa nominal pada pusat masa bangunan di setiap lantai bangunan, hasil simpangan pada pusat massa bangunan akibat beban gempa nominal tersebut merupakan simpangan struktur sebagaimana yang dimaksud dalam SNI 03 – 1726 – 2002.

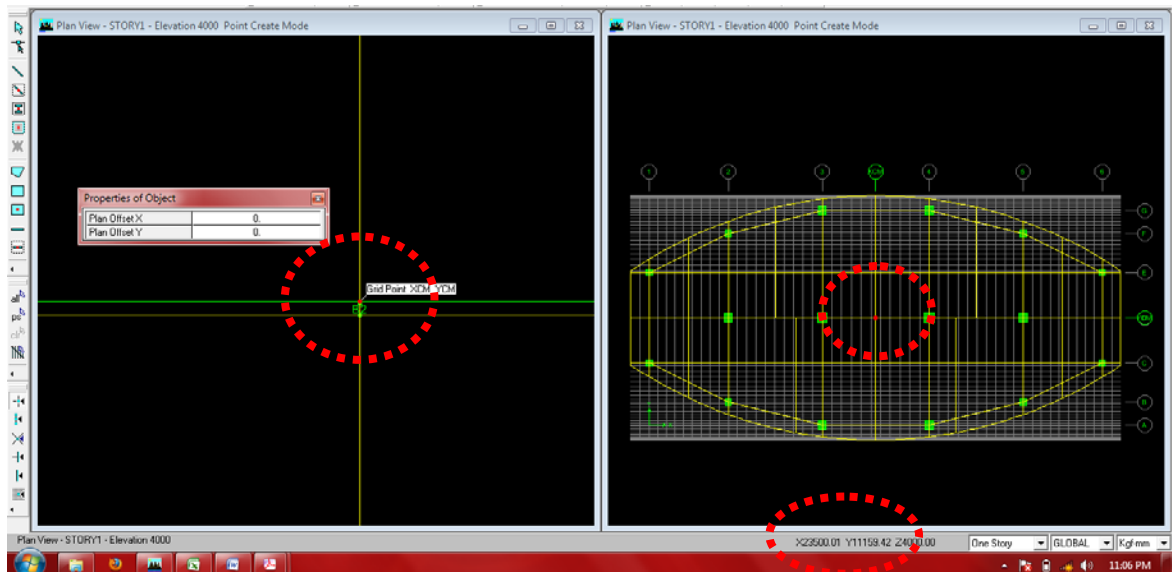
Adapun teknis penempatan beban gempa pada aplikasi Etabs dilakukan dengan langkah sebagai berikut :

- Membuat grid untuk menentukan koordinat pusat massa dengan memasukan input koordinat pusat massa (X_{CM} dan Y_{CM})



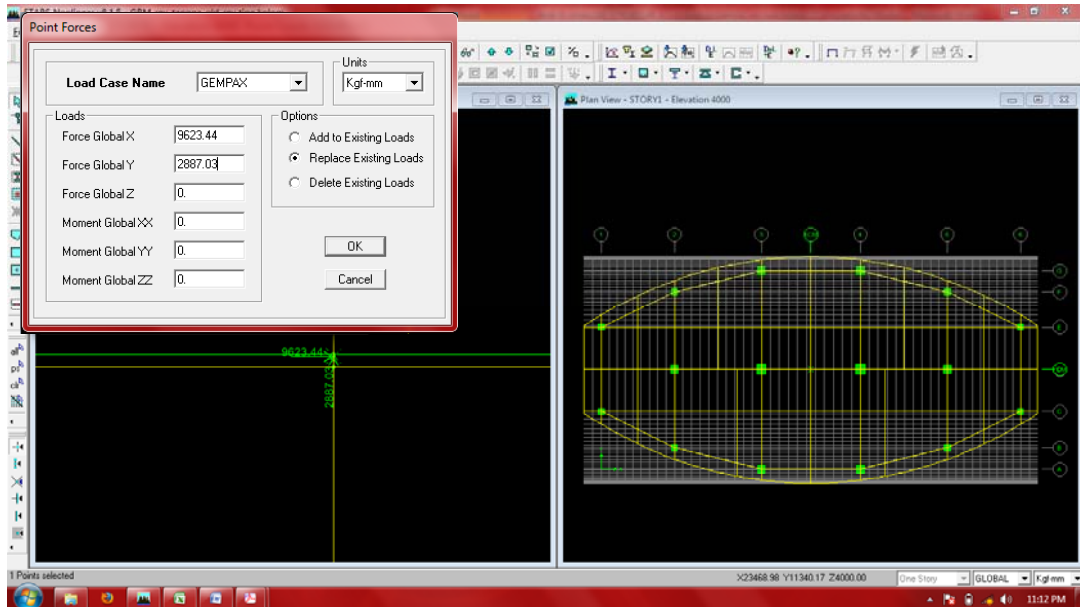
Gambar 4.27 Pembuatan Grid Koordinat Pusat Massa (X_{CM} , Y_{CM}) pada Lantai 1

- Menempatkan titik (object point) di koordinat bersangkutan di tiap lantai

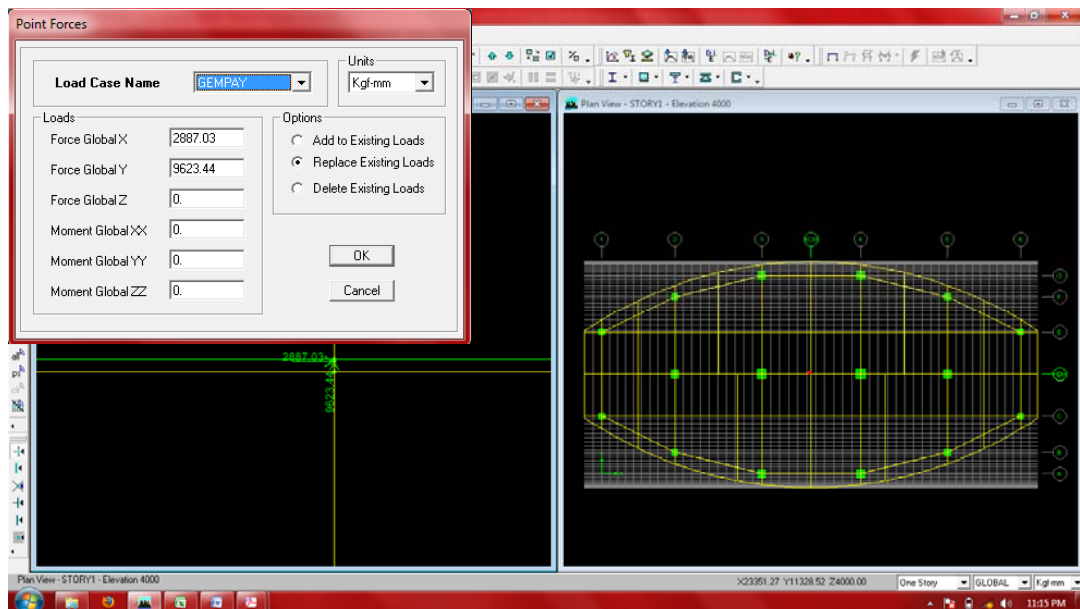


Gambar 4.28 Penempatan Titik pada Koordinat Pusat Massa Lantai 1 (X_{CM} , Y_{CM})

- Menempatkan beban gempa F_i untuk masing-masing arah X dan Y di masing-masing pusat massa desain pada masing-masing lantai



Gambar 4.29 Penempatan Gaya Gempa Arah X (F_{X1}) pada Lantai 1



Gambar 4.30 Penempatan Gaya Gempa Arah Y (F_{Y1}) pada Lantai 1

Setelah beban gempa nominal ditempatkan pada pusat masa maka dilakukan running hingga menghasilkan displacement pada pusat massa

tersebut. Berikut output perhitungan displacement yang dilakukan dengan bantuan software Etabs.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	Point	X	Y	Z
STORY10	D10	GEMPAX	106.637	38.504	1808	23500.007	11150.011	40000.000
STORY10	D10	GEMPAY	31.991	128.348	1808	23500.007	11150.011	40000.000
STORY9	D9	GEMPAX	95.193	34.799	1809	23500.005	11157.796	36000.000
STORY9	D9	GEMPAY	28.558	115.997	1809	23500.005	11157.796	36000.000
STORY8	D8	GEMPAX	86.778	31.662	1810	23500.005	11157.775	32000.000
STORY8	D8	GEMPAY	26.033	105.539	1810	23500.005	11157.775	32000.000
STORY7	D7	GEMPAX	77.853	28.290	1811	23500.006	11157.784	28000.000
STORY7	D7	GEMPAY	23.356	94.299	1811	23500.006	11157.784	28000.000
STORY6	D6	GEMPAX	67.426	24.400	1812	23500.006	11157.752	24000.000
STORY6	D6	GEMPAY	20.228	81.332	1812	23500.006	11157.752	24000.000
STORY5	D5	GEMPAX	55.759	20.099	1813	23500.006	11158.923	20000.000
STORY5	D5	GEMPAY	16.728	66.997	1813	23500.006	11158.923	20000.000
STORY4	D4	GEMPAX	43.693	15.637	1814	23500.006	11158.882	16000.000
STORY4	D4	GEMPAY	13.108	52.124	1814	23500.006	11158.882	16000.000
STORY3	D3	GEMPAX	30.748	10.894	1815	23500.006	11158.870	12000.000
STORY3	D3	GEMPAY	9.224	36.312	1815	23500.006	11158.870	12000.000
STORY2	D2	GEMPAX	17.849	6.227	1816	23500.006	11159.439	8000.000
STORY2	D2	GEMPAY	5.355	20.758	1816	23500.006	11159.439	8000.000
STORY1	D1	GEMPAX	6.296	2.141	1817	23500.006	11159.420	4000.000
STORY1	D1	GEMPAY	1.889	7.136	1817	23500.006	11159.420	4000.000

Gambar 4.31 Output Perhitungan Simpangan Struktur (*Displacement*) Lantai ke-i Akibat Beban Gempa Nominal X dan Y

Tabel 4.29 *Summary* Perhitungan *Displacement* Lantai Tingkat ke-i Akibat Gempa X dan Y

Story	dx (mm)	dy (mm)
10	106.64	128.35
9	95.19	116.00
8	86.78	105.54
7	77.85	94.30
6	67.43	81.33
5	55.76	67.00
4	43.69	52.12
3	30.75	36.31
2	17.85	20.76
1	6.30	7.14

k. Analisis Waktu getar Alami terhadap T Rayleigh

Nilai waktu getar yang telah dihitung sebelumnya dikoreksi kembali dengan menggunakan persamaan (2.3). Di mana waktu getar alami

fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan persamaan Rayleigh berikut ini :

$$T_{IX} = 6.3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_{iX}^2}{g \sum_{i=1}^n F_{iX} d_{iX}}} ; \quad T_{IY} = 6.3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_{iY}^2}{g \sum_{i=1}^n F_{iY} d_{iY}}}$$

Tabel 4.30 Hasil Perhitungan Waktu Getar Alami Fundamental (T_i)

Lt.	Berat Bangunan (W _i) (ton)	F _{iX} (ton)	F _{iY} (ton)	dx (mm)	dy (mm)	W _i .d _{iX} ²	F _{iX} .d _{iX}	W _i .d _{iY} ²	F _{iY} .d _{iY}	g (mm/det ²)	T _{IX} (det)	T _{IY} (det)
Lt. 10	956.67 ton	75.63661	75.63661	106.64	128.35	10878675.46	8065.66	15759353.41	9707.81	9810.00	2.352	2.586
Lt. 9	1125.70 ton	80.10081	80.10081	95.19	116.00	10200760.55	7625.04	15146630.83	9291.45			
Lt. 8	1156.28 ton	73.13501	73.13501	86.78	105.54	8707284.80	6346.51	12879215.98	7718.60			
Lt. 7	1171.21 ton	64.81949	64.81949	77.85	94.30	7098824.05	5046.39	10414774.75	6112.41			
Lt. 6	1180.88 ton	56.01807	56.01807	67.43	81.33	5368584.15	3777.07	7811381.99	4556.06			
Lt. 5	1193.92 ton	47.19747	47.19747	55.76	67.00	3711989.46	2631.68	5359046.11	3162.09			
Lt. 4	1202.73 ton	38.03645	38.03645	43.69	52.12	2296105.65	1661.93	3267710.78	1982.61			
Lt. 3	1206.74 ton	28.62255	28.62255	30.75	36.31	1140903.60	880.09	1591166.20	1039.34			
Lt. 2	1214.74 ton	19.20811	19.20811	17.85	20.76	386999.61	342.85	523424.16	398.72			
Lt. 1	1217.19 ton	9.62344	9.62344	6.30	7.14	48248.98	60.59	61982.40	68.67			
Total	11626.06 ton	492.39803	492.39803			49838376.31	36437.81	72814686.60	44037.77			

Waktu getar alami fundamental T struktur gedung untuk penentuan Faktor Respon Gempa Rencana C dapat ditentukan dengan rumus-rumus empirik atau didapat dari hasil analisis 3 dimensi, nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20 % dari nilai yang dihitung berdasarkan formula di atas. Karena itu, apabila nilai selisihnya terhadap T₁ hasil formula di atas nilainya lebih besar dari 20 %, maka beban gempa harus di hitung kembali dengan menggunakan T hasil koreksi (T₁) tersebut.

Perhitungan toleransi koreksi waktu getar alami fundamental pada masing-masing arah sumbu utama adalah :

Arah sumbu X :

$$\frac{|T_{1X} - T|}{T_{1X}} = \frac{|2.352 - 0.954|}{2.352} = 0.5434 = 54.34\% > 20\%$$

Arah sumbu Y :

$$\frac{|T_{1Y} - T|}{T_{1Y}} = \frac{|2.586 - 0.954|}{2.586} = 0.6292 = 62.92\% > 20\%$$

Karena nilai koreksi waktu getar untuk kedua arah sumbu melampaui nilai 20 %, maka beban gempa pada kedua arah sumbu dihitung kembali dengan menggunakan T_1 untuk masing-masing sumbu. Berikut hasil perhitungan beban gempa nominal (V) dan beban gempa static ekivalen (F_i) untuk masing-masing sumbu pada tiap lantainya.

Tabel 4.31 Hasil Perhitungan F_i dan V dengan Menggunakan T_1 Koreksi

Lt.	z (m)	T_{1X} (det)	T_{1Y} (det)	C_x	C_y	W_i (ton)	V_x (ton)	V_y (ton)	$W_i \cdot Z_i$ (ton)	F_{ix} (ton)	30% F_{ix} (ton)	F_{iy} (ton)	30% F_{iy} (ton)
Lt. 10	40.00	2.352	2.586	0.149	0.135	956.67	203.50	185.09	38266.63	31.260	9.378	28.431	8.529
Lt. 9	36.00					1,125.70			40525.19	33.105	9.931	30.109	9.033
Lt. 8	32.00					1,156.28			37001.00	30.226	9.068	27.491	8.247
Lt. 7	28.00					1,171.21			32793.95	26.789	8.037	24.365	7.310
Lt. 6	24.00					1,180.88			28341.07	23.152	6.945	21.057	6.317
Lt. 5	20.00					1,193.92			23878.49	19.506	5.852	17.741	5.322
Lt. 4	16.00					1,202.73			19243.68	15.720	4.716	14.298	4.289
Lt. 3	12.00					1,206.74			14480.93	11.829	3.549	10.759	3.228
Lt. 2	8.00					1,214.74			9717.91	7.938	2.382	7.220	2.166
Lt. 1	4.00					1,217.19			4868.76	3.977	1.193	3.617	1.085
Total						11,626.06			249117.60	203.50		185.09	

Sehingga dengan F_i baru maka penempatan F_i harus diulangi kembali untuk melakukan perhitungan selanjutnya. Adapun nilai gaya gempa F_i yang harus di input ke dalam software Etabs untuk perhitungan selanjutnya adalah :

Tabel 4.32 Input Data Nilai Beban Gempa Statik Ekuivalen

Lantai	z (m)	Gempa Arah X		Gempa Arah Y	
		F _{ix} (ton)	30% F _{ix} (ton)	F _{iy} (ton)	30% F _{iy} (ton)
Lt. 10	40.00	31.260	9.378	28.431	8.529
Lt. 9	36.00	33.105	9.931	30.109	9.033
Lt. 8	32.00	30.226	9.068	27.491	8.247
Lt. 7	28.00	26.789	8.037	24.365	7.310
Lt. 6	24.00	23.152	6.945	21.057	6.317
Lt. 5	20.00	19.506	5.852	17.741	5.322
Lt. 4	16.00	15.720	4.716	14.298	4.289
Lt. 3	12.00	11.829	3.549	10.759	3.228
Lt. 2	8.00	7.938	2.382	7.220	2.166
Lt. 1	4.00	3.977	1.193	3.617	1.085

I. Kontrol Kinerja Batas Layan (Δ_s) dan Batas Ultimit (Δ_m)

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan akibat pengaruh gempa rencana. Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, simpangan antar tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui $\frac{0.03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, tergantung yang mana yang nilainya terkecil.

Simpangan antar tingkat maksimum yang diijinkan pada struktur akibat pengaruh gempa nominal dihitung dengan persamaan :

$$\text{Drift } \Delta_s = \frac{0.03}{R} \times h_i; \quad \text{atau } 30 \text{ mm}$$

di mana : Drift Δ_s = simpangan antar lantai

h_i = tinggi lantai ke-i

R = faktor reduksi gempa

Dalam kasus ini tinggi untuk masing-masing lantai adalah sama yaitu 4 m, maka perhitungan simpangan maksimum yang diijinkan pada struktur akibat pengaruh gempa nominal pada setiap lantai gedung adalah :

$$\text{Drift } \Delta_s = \frac{0.03}{R} \times h_i = \frac{0.03}{8.5} \times 4 = 0.01412 \text{ m} = 14.12 \text{ mm}$$

Karena nilai-nilai di atas lebih kecil dari 30 mm, maka simpangan maksimum yang diijinkan sebesar 14.12 mm.

Kinerja batas ultimit struktur gedung (Δ_M) ditentukan oleh simpangan antar tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung diambang keruntuhan. Simpangan antar tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung (Δ_s) akibat pembebanan gempa nominal dikalikan dengan factor ξ , dimana besarnya faktor $\xi = 0.7R$ (untuk struktur gedung beraturan) dan $\xi = 0.7R/(\text{faktor skala})$ (untuk struktur gedung tak beraturan). Dalam hal ini struktur gedung memiliki bentuk beraturan sehingga besarnya kinerja batas ultimit adalah :

$$\Delta_M = \Delta_s \times \xi = \Delta_s \times 0.7 \times R$$

Menurut SNI – 1726 – 2002 persyaratan kinerja batas ultimit struktur gedung dalam hal simpangan antar tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui 0.02 kali tinggi tingkat lantai yang bersangkutan. Karena tinggi tingkat tiap lantai gedung ini adalah sama yaitu 4 m, maka besarnya syarat kinerja batas ultimit adalah :

$$\text{Drift } \Delta_M = 0.02 \times h_i = 0.02 \times 4 \text{ m} = 0.08 \text{ m} = 80 \text{ mm}$$

Berikut adalah hasil perhitungan simpangan dengan menggunakan software analisis Etabs akibat pembebanan gempa rencana arah X dan Y.

Tabel 4.33 Hasil Perhitungan Simpangan Struktur Akibat Pembebanan Gempa Arah X

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY10	D10	STATIKXPOS	44.101	15.913
STORY9	D9	STATIKXPOS	39.372	14.382
STORY8	D8	STATIKXPOS	35.89	13.085
STORY7	D7	STATIKXPOS	32.198	11.692
STORY6	D6	STATIKXPOS	27.885	10.084
STORY5	D5	STATIKXPOS	23.059	8.307
STORY4	D4	STATIKXPOS	18.069	6.463
STORY3	D3	STATIKXPOS	12.715	4.502
STORY2	D2	STATIKXPOS	7.381	2.574
STORY1	D1	STATIKXPOS	2.603	0.885

Tabel 4.34 Hasil Perhitungan Simpangan Struktur Akibat Pembebanan Gempa Arah Y

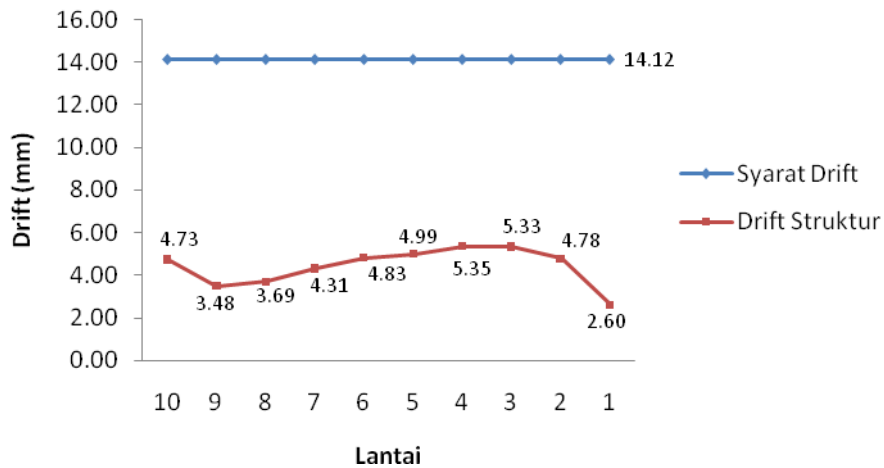
Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY10	D10	STATIKYPOS	11.937	48.245
STORY9	D9	STATIKYPOS	10.645	43.602
STORY8	D8	STATIKYPOS	9.709	39.671
STORY7	D7	STATIKYPOS	8.713	35.446
STORY6	D6	STATIKYPOS	7.548	30.572
STORY5	D5	STATIKYPOS	6.243	25.184
STORY4	D4	STATIKYPOS	4.893	19.593
STORY3	D3	STATIKYPOS	3.445	13.649
STORY2	D2	STATIKYPOS	2.000	7.803
STORY1	D1	STATIKYPOS	0.706	2.683

Perhitungan simpangan akibat arah gempa X dan Y pada masing-masing arah gempa terdapat 2 jenis simpangan yaitu simpangan X dan Y, untuk perhitungan kinerja batas layan dan batas ultimit diambil nilai simpangan yang menentukan yang memilii nilai paling besar, dalam hal ini simpangan arah X (UX) untuk arah beban gempa X dan simpangan arah Y (UY) untuk arah beban gempa Y. Berikut perhitungan kinerja batas layan (Δ_s) dan kinerja batas ultimit (Δ_M) yang telah disimpulkan dalam bentuk tabel berikut.

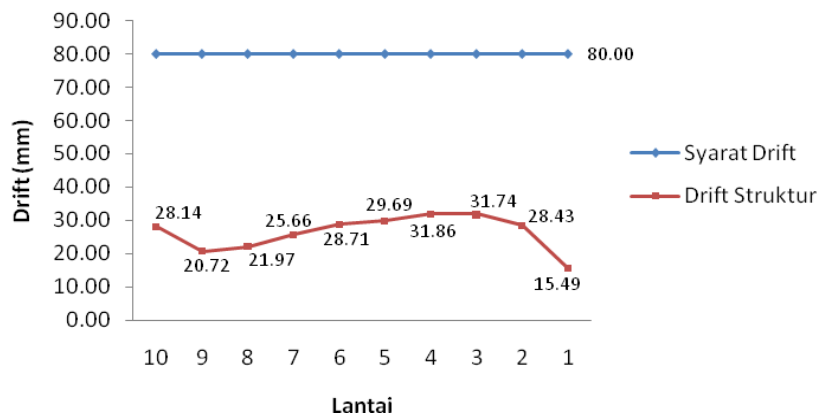
Tabel 4.35 Perhitungan Kinerja Batas Layan dan Batas Ultimit Akibat Pembebanan Gempa Arah X

Story	Z _i (mm)	Kinerja Batas Layan (Δ_s)			Kinerja Batas Ultimit (Δ_M)		
		Δ_s (mm)	Drift Δ_s (mm)	Syarat Drift Δ_s (mm)	Δ_M (mm)	Drift Δ_M (mm)	Syarat Drift Δ_M (mm)
10	40	44.10	4.73	14.12 (OK)	262.40	28.14	80.00 (OK)
9	36	39.37	3.48	14.12 (OK)	234.26	20.72	80.00 (OK)
8	32	35.89	3.69	14.12 (OK)	213.55	21.97	80.00 (OK)
7	28	32.20	4.31	14.12 (OK)	191.58	25.66	80.00 (OK)
6	24	27.89	4.83	14.12 (OK)	165.92	28.71	80.00 (OK)
5	20	23.06	4.99	14.12 (OK)	137.20	29.69	80.00 (OK)
4	16	18.07	5.35	14.12 (OK)	107.51	31.86	80.00 (OK)
3	12	12.72	5.33	14.12 (OK)	75.65	31.74	80.00 (OK)
2	8	7.38	4.78	14.12 (OK)	43.92	28.43	80.00 (OK)
1	4	2.60	2.60	14.12 (OK)	15.49	15.49	80.00 (OK)

Kinerja Batas Layan Struktur



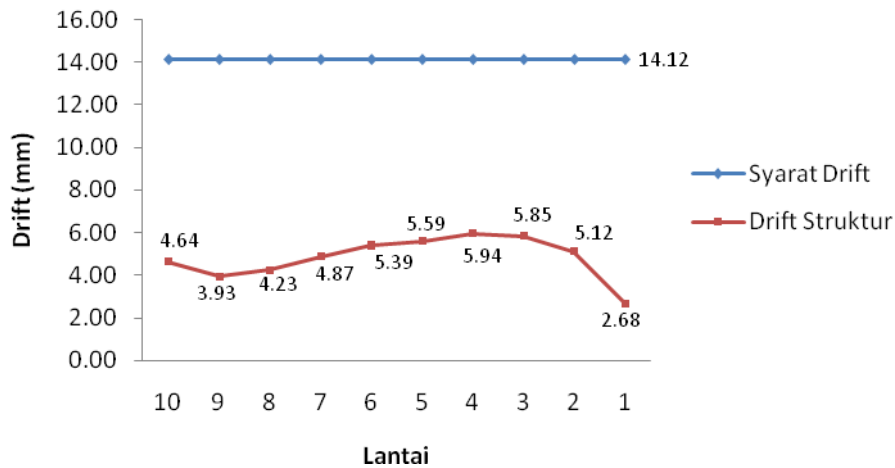
Kinerja Batas Ultimit Struktur



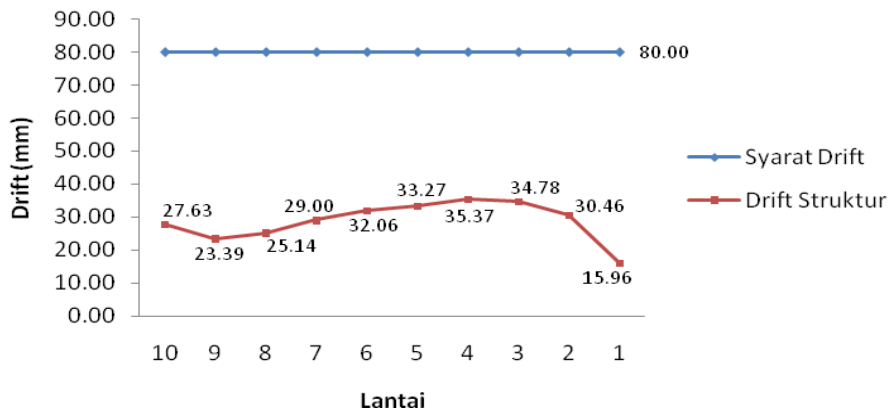
Tabel 4.36 Perhitungan Kinerja Batas Layan dan Batas Ultimit Akibat Pembebanan Gempa Arah Y

Story	Z _i (mm)	Kinerja Batas Layan (Δ_S)			Kinerja Batas Ultimit (Δ_M)		
		Δ_S (mm)	Drift Δ_S (mm)	Syarat Drift Δ_S (mm)	Δ_M (mm)	Drift Δ_M (mm)	Syarat Drift Δ_M (mm)
10	40	48.25	4.64	14.12 (OK)	287.06	27.63	80.00 (OK)
9	36	43.60	3.93	14.12 (OK)	259.43	23.39	80.00 (OK)
8	32	39.67	4.23	14.12 (OK)	236.04	25.14	80.00 (OK)
7	28	35.45	4.87	14.12 (OK)	210.90	29.00	80.00 (OK)
6	24	30.57	5.39	14.12 (OK)	181.90	32.06	80.00 (OK)
5	20	25.18	5.59	14.12 (OK)	149.84	33.27	80.00 (OK)
4	16	19.59	5.94	14.12 (OK)	116.58	35.37	80.00 (OK)
3	12	13.65	5.85	14.12 (OK)	81.21	34.78	80.00 (OK)
2	8	7.80	5.12	14.12 (OK)	46.43	30.46	80.00 (OK)
1	4	2.68	2.68	14.12 (OK)	15.96	15.96	80.00 (OK)

Kinerja Batas Layan Struktur



Kinerja Batas Ultimit Struktur



4.3 Perencanaan Tulangan

4.3.1 Running Struktur

Running struktur atau analisa perhitungan struktur dilakukan dengan menggunakan bantuan software Etabs v.8.42. Dalam hal ini running struktur hanya dilakukan untuk perencanaan tulangan balok dan kolom saja, sedangkan penulangan pelat lantai dilakukan secara manual mengikuti diagram alir pada gambar 3.4.

Berdasarkan SK SNI 03 – 2874 – 2002, kombinasi beban yang diperhitungkan dalam perhitungan struktur di antaranya :

- $U = 1.4D$
- $U = 1.2D + 1.6L$
- $U = 0.9D \pm 1.0E$
- $U = 1.2D + L_R \pm 1.0E$

Menurut SK SNI 03 – 1726 – 2002, untuk mensimulasi arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi dengan efektifitas hanya 30%.

Maka, sebagai input dalam perhitungan struktur, kombinasi beban yang harus diinput adalah :

- o $U = 1.4D$
- o $U = 1.2D + 1.6L$
- o $U = 0.9D \pm 1.0E_x \pm 0.3E_y$
- o $U = 0.9D \pm 1.0E_y \pm 0.3E_x$

$$\circ U = 1.2D + L_R \pm 1.0E_y \pm 0.3E_x$$

$$\circ U = 1.2D + L_R \pm 1.0E_y \pm 0.3E_x$$

4.3.2 Perencanaan Tulangan Pelat Lantai

a. Data Perencanaan

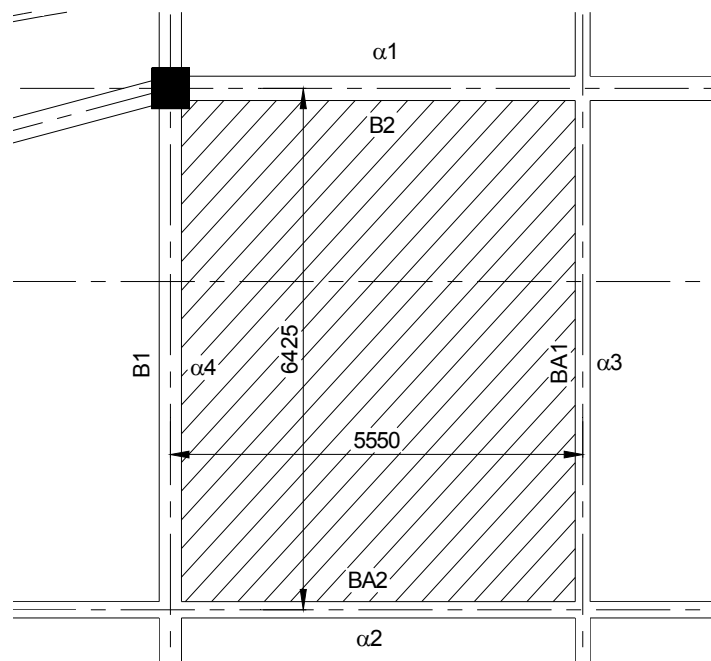
Perencanaan penulangan pelat lantai dilakukan secara manual, berikut data-data perencanaan yang dibutuhkan untuk perhitungan tulangan pelat lantai tersebut:

- Tebal pelat lantai $h = 150$ mm
- Pelat lantai yang dihitung adalah :

Pelat lantai berukuran $6.425\text{m} \times 5.55$ m :

$$L_y = 6.425$$

$$L_x = 5.55$$



Gambar 4.32 Panel Pelat Lantai Terluas

b. Perhitungan Beban Terfaktor**Beban Mati Lantai (DL)**

Berat sendiri pelat = $2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.15 \text{ m}$	= 360 kg/m ²
Beban finish lantai (keramik dan mortar)	= 87 kg/m ²
Beban plafond an penggantung	= 18 kg/m ²
Beban ME dan ducting	= 18 kg/m ²
	= 483 kg/m ²

Beban Hidup Lantai (LL)

Beban hidup tempat hunian (Apartemen)	= 250 kg/m ²
---------------------------------------	-------------------------

Sehingga beban terfaktor (U) adalah,

$$\begin{aligned} W_U &= 1.2DL + 1.6LL \\ &= 1.2(483) + 1.6(250) \\ &= 979.6 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

c. Perhitungan Momen Ultimit (Mu)

Pelat yang ditinjau pada setiap sisinya merupakan ujung menerus atau jepit elastis. Momen ultimit pelat dihitung pada area tumpuan maupun lapangan di masing-masing arah X dan Y. Perhitungan menggunakan persamaan 2.15 dan bantuan tabel 2.3 dalam menentukan koefisien momen, dengan nilai $L_y/L_x = 1.158 \approx 1.2$ maka :

$$\begin{aligned} \mu_{lx} &= 0.001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot C_{lx} \dots\dots (C_{lx} = 46) \\ &= (0.001)(979.6)(5.55)^2(46) \\ &= 1388.01 \text{ kgm} \\ - \mu_{tx} &= 0.001 \cdot W_u \cdot L_x^2 \cdot C_{tx} \dots\dots (C_{tx} = 46) \\ &= (0.001)(979.6)(5.55)^2(46) \end{aligned}$$

$$= - 1388.01 \text{ kgm}$$

$$Mu_{ly} = 0.001 \cdot W_u \cdot Ly^2 \cdot C_{ly} \dots\dots (C_{ly} = 38)$$

$$= (0.001)(979.6)(6.425)^2(38)$$

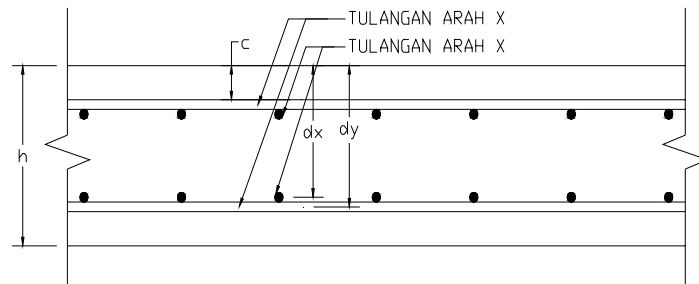
$$= 1536.66 \text{ kgm}$$

$$- Mu_{ty} = 0.001 \cdot W_u \cdot Ly^2 \cdot C_{ty} \dots\dots (C_{ty} = 38)$$

$$= (0.001)(979.6)(6.425)^2(38)$$

$$= - 1536.66 \text{ kgm}$$

d. Perhitungan Rasio Penulangan



Gambar 4.33 Penampang Pelat Lantai

Asumsi : Menggunakan tulangan \varnothing 10 mm untuk tulangan arah X dan Y

Cover beton $c = 30$ mm

Maka, tinggi efektif :

$$dx = h - c - \varnothing - \frac{1}{2} \varnothing$$

$$= 150 - 30 - 10 - \frac{1}{2} 10$$

$$= 105 \text{ mm}$$

$$dy = h - c - \frac{1}{2} \varnothing$$

$$= 150 - 30 - \frac{1}{2} 10$$

$$= 115 \text{ mm}$$

Area Tumpuan Arah X

$$R_{n_{tx}} = \frac{Mu_{tx} / \phi}{b \cdot d_x^2}$$

$$= \frac{1388.01 / 0.8}{1 \times (105 \times 10^{-3})^2}$$

$$= 157370.74 \text{ kg/m}^2$$

Area Lapangan Arah X

$$R_{n_{lx}} = \frac{Mu_{lx} / \phi}{b \cdot d_x^2}$$

$$= \frac{1388.01 / 0.8}{1 \times (105 \times 10^{-3})^2}$$

$$= 157370.74 \text{ kg/m}^2$$

Area Tumpuan Arah Y

$$R_{n_{ty}} = \frac{Mu_{ty} / \phi}{b \cdot d_y^2}$$

$$= \frac{1536.66 / 0.8}{1 \times (115 \times 10^{-3})^2}$$

$$= 145242.25 \text{ kg/m}^2$$

Area Lapangan Arah Y

$$R_{n_{ly}} = \frac{Mu_{ly} / \phi}{b \cdot d_y^2}$$

$$= \frac{1536.66 / 0.8}{1 \times (115 \times 10^{-3})^2}$$

$$= 145242.25 \text{ kg/m}^2$$

Perbandingan tegangan

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'}$$

$$= \frac{400}{0.85 \times 35}$$

$$= 13.45$$

Rasio Penulangan

Syarat rasio penulangan : $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{maks}}$,

dimana : $\rho_{\min} = 1,4/f_y = 1.4/400 = 0.0035$

$$\rho_{\text{maks}} = 0.75 \rho_b$$

$$\begin{aligned}
&= 0.75 \left(\frac{0.85 \beta_1 f_c' \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \right) \\
&= 0.75 \left(\frac{0.85 \times 0.814 \times 35 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} \right) \\
&= 0.0273
\end{aligned}$$

Arah X

$$\begin{aligned}
\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{13.45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.45 \times 1.5433}{400}} \right) \\
&= \mathbf{0.0040 \text{ (Ok, memenuhi syarat)}}
\end{aligned}$$

Arah Y

$$\begin{aligned}
\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{13.45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.45 \times 1.4243}{400}} \right) \\
&= \mathbf{0.0037 \text{ (Ok, memenuhi syarat)}}
\end{aligned}$$

e. Perhitungan Jarak TulanganArah X

$$\begin{aligned}
A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d_x \\
&= 0.0040 \times 1 \times 0.105 \\
&= 0.00041622 \text{ m}^2 \\
&= \mathbf{416.22 \text{ mm}^2}
\end{aligned}$$

Arah Y

$$\begin{aligned}
A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d_y \\
&= 0.0037 \times 1 \times 0.115 \\
&= 0.00041982 \text{ m}^2 \\
&= \mathbf{419.82 \text{ mm}^2}
\end{aligned}$$

Tulangan menggunakan $\varnothing 10 \text{ mm}$, $A_{s1} = 78.54 \text{ mm}^2$

Maka jarak penulangan :

- Arah penulangan X

$$S_x = \frac{As_1 \cdot b}{As_{Perlu}}$$

$$= \frac{78.54 \cdot 1}{416.22}$$

$$= 188.70 \text{ mm... (Syarat : } S \leq 2h, S \leq 250\text{mm)}$$

$S_{pakai} = 200 \text{ mm}$, maka :

$$As_{ada} = \frac{As_1 \cdot b}{S_x}$$

$$= \frac{78.54 \times 1000}{200}$$

$$= \mathbf{392.70 \text{ mm}^2}$$

Kontrol Mn Penulangan Arah X :

$$a = \frac{As_{ada} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{392.70 \cdot 400}{0.85 \cdot 35 \cdot 1000}$$

$$= 5.28 \text{ mm}$$

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

$$= 392.70 \times 400 (105 - 5.28/2)$$

$$= 16078708.8 \text{ Nmm} > Mu/\phi$$

$$Mn = 16078708.8 < 13880100/0.8 = 17350125 \text{ Nmm (tidak aman)}$$

Coba $S_{pakai} = 150 \text{ mm}$, maka :

$$\begin{aligned}
 A_{s_{ada}} &= \frac{A_{s_1} \cdot b}{S_x} \\
 &= \frac{78.54 \times 1000}{150} \\
 &= \mathbf{523.6 \text{ mm}^2}
 \end{aligned}$$

Kontrol kembali Mn Penulangan Arah X :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_{s_{ada}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \\
 &= \frac{523,6 \cdot 400}{0.85 \cdot 35 \cdot 1000} \\
 &= 7.04 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_{s_{ada}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 523.6 \times 400 (105 - 7.04/2) \\
 &= 21253971.2 \text{ Nmm} > M_u/\phi
 \end{aligned}$$

$$M_n = 21253971.2 \text{ Nmm} > 13880100/0.8 = 17350125 \text{ Nmm (aman)}$$

Maka penulangan arah X adalah **Ø 10 – 150 mm**

- Arah Penulangan Y

$$\begin{aligned}
 S_y &= \frac{A_{s_1} \cdot b}{A_{s_{Perlu}}} \\
 &= \frac{78.54 \cdot 1000}{419.82} \\
 &= 187.08 \text{ mm... (Syarat : } S \leq 2h, S \leq 250\text{mm)}
 \end{aligned}$$

$S_{pakai} = 150 \text{ mm}$, maka :

$$A_{s_{ada}} = \frac{A_{s_1} \cdot b}{S_y}$$

$$= \frac{78.54 \times 1000}{150}$$

$$= 523.6 \text{ mm}^2$$

Kontrol Mn Penulangan Arah Y :

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{523,6 \cdot 400}{0.85 \cdot 35 \cdot 1000}$$

$$= 7.04 \text{ mm}$$

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

$$= 523.6 \times 400 (115 - 7.04/2)$$

$$= 23348371.2 \text{ Nmm} > M_u/\phi$$

$$M_n = 23348371.2 \text{ Nmm} > 15366600 / 0.8 = 19208250 \text{ Nmm (aman)}$$

Maka penulangan arah Y adalah **Ø 10 – 150 mm**

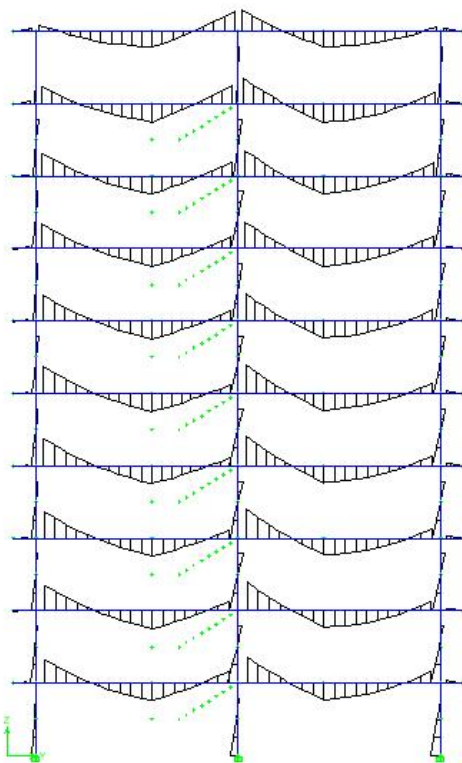
4.3.3 Perencanaan Tulangan Balok

4.3.3.1. Perencanaan Tulangan Lentur Balok

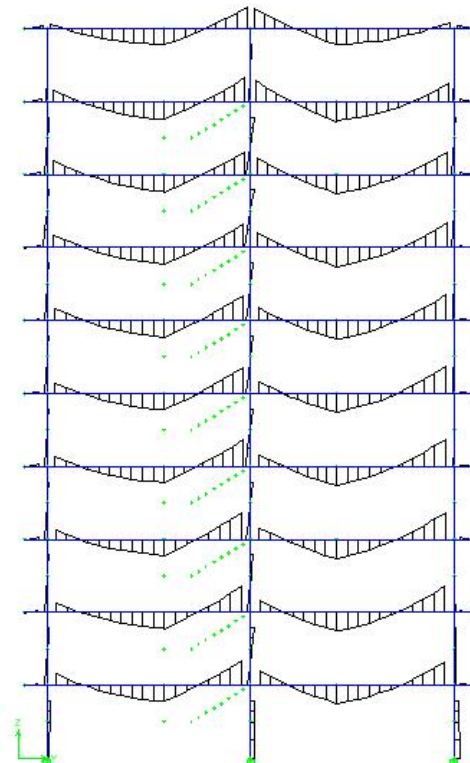
Dari hasil perhitungan gaya dalam dengan menggunakan software Etabs didapatkan nilai Momen Ultimit (M_u) dari berbagai kombinasi beban yang dipersyaratkan. Terlampir hasil perhitungan M_u yang dimaksud untuk setiap lantai dan jenis balok. Berikut adalah momen ultimit (M_u) terbesar untuk jenis balok B1 baik momen negatif maupun momen positif yang terjadi pada berbagai kombinasi beban yang dipersyaratkan,

Tabel 4.37 Output Perhitungan Momen Ultimit (Mu) Balok B1 pada Tiap Lantai akibat Kombinasi Beban Gempa

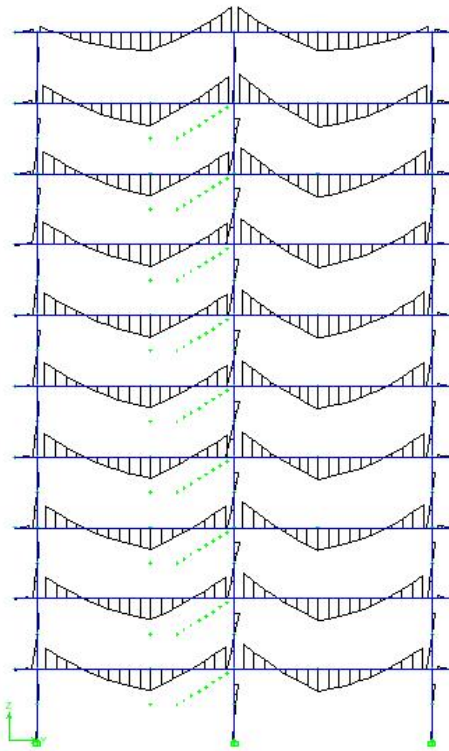
Lt.	Tumpuan Kiri				Lapangan				Tumpuan Kanan			
	Mu ⁻	Combo	Mu ⁺	Combo	Mu ⁻	Combo	Mu ⁺	Combo	Mu ⁻	Combo	Mu ⁺	Combo
1	-74631.505	1.2D+1.0L-1FY+0.3FY	-	-	-	-	63325.302	1.2D+1.6L	-76399.404	1.2D+1.0L+1FY-0.3FY	-	-
2	-94357.953	1.2D+1.0L-1FY+0.3FY	-	-	-	-	63087.239	1.2D+1.6L	-85161.292	1.2D+1.0L+1FY+0.3FY	-	-
3	-96490.565	1.2D+1.0L-1FY+0.3FY	-	-	-	-	63445.755	1.2D+1.6L	-84372.505	1.2D+1.0L+1FY-0.3FY	-	-
4	-95393.167	1.2D+1.0L-1FY+0.3FY	-	-	-	-	63559.093	1.2D+1.6L	-84541.662	1.2D+1.0L+1FY-0.3FY	-	-
5	-93523.483	1.2D+1.0L-1FY+0.3FY	-	-	-	-	63894.209	1.2D+1.6L	-81650.897	1.2D+1.0L+1FY-0.3FY	-	-
6	-92115.618	1.2D+1.0L-1FY+0.3FY	-	-	-	-	64330.812	1.2D+1.6L	-79262.078	1.2D+1.0L+1FY-0.3FY	-	-
7	-89270.332	1.2D+1.0L-1FY+0.3FY	-	-	-	-	64809.019	1.2D+1.6L	-74813.766	1.2D+1.0L+1FY-0.3FY	-	-
8	-1614.629	1.2D+1.0L+1FY+0.3FY	-	-	-	-	65984.520	1.2D+1.6L	-70525.321	1.2D+1.6L	-	-
9	-91886.692	1.2D+1.6L	-	-	-	-	69252.752	1.2D+1.6L	-81430.410	1.2D+1.6L	-	-
10	-75587.224	1.2D+1.6L	-	-	-	-	52206.608	1.2D+1.6L	-75414.974	1.2D+1.6L	-	-



Gambar 4.34 Bidang Momen Balok B1 Akibat Kombinasi Beban Gempa Kanan (1.2DL + 1.0LL - 1.0 FY + 0.3 FY)



Gambar 4.35 Bidang Momen Balok B1 Akibat Kombinasi Beban Gempa Kiri (1.2DL + 1.0LL + 1.0 FY - 0.3 FY)



Gambar 4.36 Bidang Momen Balok B1 Akibat Beban Gravitasi
(1.2DL + 1.6LL)

Karena balok pada masing-masing lantai adalah tipikal dan pembebanan pada tiap lantai tipikal pula maka dapat diambil nilai terbesar / dominan dari masing-masing momen ultimit (M_u) yang terjadi. Berikut nilai Momen Ultimit (M_u) yang dapat mewakili untuk semua balok B1 pada seluruh lantai :

Tabel 4.38 Output Perhitungan Momen Ultimit Maksimum (M_u) Balok B1 pada akibat Kombinasi Pembebanan yang Dipersyaratkan

	Batang	Kombinasi	Lokasi	$M_{u_{max}}$ (kgm)	$M_{u_{max}}$ (Nmm)
Mu kiri	B4	1.2DL+1.0LL-FY+0.3FY	0.475	-96490.565	-946249199.257
Mu kanan	B4	1.2DL+1.0LL+1.0FY+0.3FY	10.698	-85161.292	-835146984.192
Mu lap.	B4	1.2DL+1.6LL	4.725	69252.752	679137500.401

Dari tabel di atas tampak bahwa balok B1 mengalami lentur baik di ujung tumpuan kiri, kanan, maupun area lapangan akibat kombinasi beban tertentu. Untuk itu perhitungan tulangan lentur balok untuk tipe balok B1 dilakukan untuk setiap jenis

momen yang terjadi yaitu tulangan lentur tumpuan kiri (M_n^-), tulangan lentur tumpuan kanan (M_n^-), dan tulangan lentur area lapangan (M_n^+).

a. Tulangan Lentur Area Tumpuan Kiri

1) Data-data perencanaan :

- Dimensi balok B1 adalah 850 x 450 mm
- Mutu beton $f_c' = 35$ MPa
- Mutu tulangan $f_y = 400$ MPa
- Diameter sengkang (ϕ_{Sk}) = 10 mm
- Diameter tulangan (D) = 25 mm
- Spasi minimum antar tulangan dalam satu baris berdasarkan SK SNI 03 – 2874 – 2002 sebesar D atau 25 mm
- Asumsi jumlah tulangan : tarik ; $n = 2$ tulangan, sebanyak 1 (satu) baris
tekan ; $n' = 2$ tulangan, sebanyak 1 (satu) baris

2) Kontrol rasio tulangan

- Tinggi efektif balok dihitung sebagai berikut

$$d = h - \frac{1}{2}D - \phi_{sk} - \text{Selimut Beton}$$

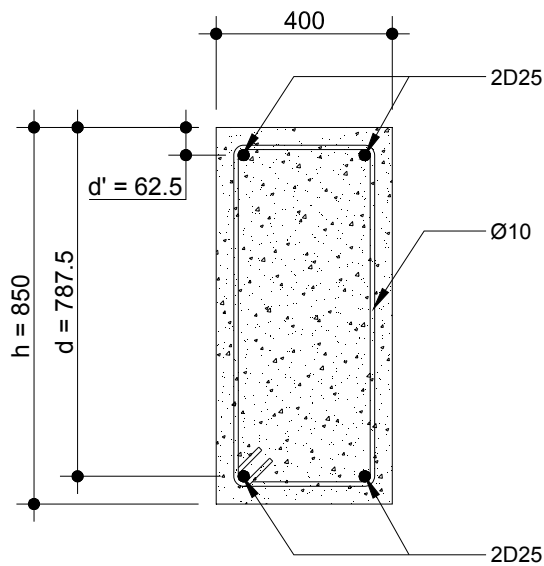
$$= 850 - \frac{1}{2}(25) - 10 - 40$$

$$= 787.5 \text{ mm}$$

$$d' = \text{Selimut beton} + \phi_{sk} + \frac{1}{2} D$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2}(25)$$

$$= 62.5 \text{ mm}$$



Gambar 4.37 Penampang Asumsi Balok B1

- Luas tulangan tarik dan tekan

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \cdot \left(\frac{1}{4} \pi D^2\right) \\
 &= 2 \left(\frac{1}{4} \pi 25^2\right) \\
 &= 981,748 \text{ mm}^2 \\
 A_s' &= n' \cdot \left(\frac{1}{4} \pi D^2\right) \\
 &= 2 \left(\frac{1}{4} \pi 25^2\right) \\
 &= 981,748 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan tersedia dan rasio tulangan minimum

Rasio tulangan dalam keadaan seimbang (*balance*) dihitung dengan persamaan

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,814 \times 0,85 \times 35}{400} \cdot \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,0363
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum balok dihitung sebagai berikut,

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

Rasio tulangan tarik dan tekan yang tersedia dihitung sebagai berikut,

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{As}{bd} & \rho' &= \frac{As'}{bd} \\ &= \frac{981.748}{(400)(787.5)} & &= \frac{981.748}{(400)(787.5)} \\ &= 0.003 & &= 0.003 \end{aligned}$$

Nilai $\rho < \rho_{\min}$, tambah tulangan hingga $\rho > \rho_{\min}$

Coba tambah tulangan tarik menjadi 4D25, sehingga :

$$\begin{aligned} As &= n \cdot (\frac{1}{4} \pi D^2) \\ &= 4 (\frac{1}{4} \pi 25^2) \\ &= 1963.495 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{As}{bd} \\ &= \frac{1963.495}{(400)(787.5)} \\ &= 0.006 \text{ (OK, } \rho > \rho_{\min} \text{)} \end{aligned}$$

3) Perhitungan tegangan tekan baja (f_s')

Untuk menentukan nilai f_s' perlu diketahui terlebih dulu kondisi tulangan yang ada tersebut leleh atau tidak. Kondisi ini didapatkan melalui persamaan 2.50, maka perlu dihitung terlebih dahulu nilai c untuk mendapatkan nilai ε_s' .

Nilai c didapatkan dari persamaan kesetimbangan tegangan sebagai berikut:

$$C = C_c + C_s = T$$

$$0,85f_c' \cdot a \cdot b + A_s f_s' = A_s f_y$$

Dari persamaan 2.40 :

$$a = \beta_1 \cdot c$$

Dan persamaan 2.50 :

$$f_s' = \epsilon_s' E_s$$

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

dengan mensubstitusikan persamaan 2.40 ke dalam persamaan kesetimbangan didapatkan persamaan baru yaitu sebagai berikut:

$$0,85f_c' \cdot (\beta_1 \cdot c) \cdot b + A_s' (\epsilon_s' E_s) = A_s f_y$$

$$0,85f_c' \cdot (\beta_1 \cdot c) \cdot b + A_s' \left(0,003 \frac{c - d'}{c} E_s\right) = A_s f_y$$

Dengan mengalikan persamaan tersebut dengan c didapatkan persamaan kuadrat sebagai berikut:

$$0,85f_c' \cdot (\beta_1 \cdot c^2) \cdot b + A_s' (0,003 (c - d') E_s) = A_s f_y c$$

$$0,85f_c' \cdot \beta_1 \cdot b \cdot c^2 + A_s' \cdot 0,003 \cdot E_s \cdot c - A_s' \cdot 0,003 \cdot d' \cdot E_s = A_s f_y c$$

$$(0,85f_c' \cdot \beta_1 \cdot b) c^2 + A_s' \cdot 0,003 \cdot E_s \cdot c - A_s \cdot f_y \cdot c - A_s' \cdot 0,003 \cdot d' E_s = 0$$

$$(0,85f_c' \cdot \beta_1 \cdot b) c^2 + (A_s' \cdot 0,003 \cdot E_s - A_s f_y) c - A_s' \cdot 0,003 \cdot d' E_s = 0$$

Persamaan kuadrat tersebut diselesaikan dengan menggunakan rumus abc sebagai berikut:

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Di mana persamaan tersebut dalam bentuk sederhana $Ac^2 + Bc + C = 0$, maka persamaan untuk menghitung nilai c,

$$c = \frac{-(As' \cdot 0,003 \cdot E_s - As f_y) \pm \sqrt{(As' \cdot 0,003 \cdot E_s - As f_y)^2 - 4(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b)(-As' \cdot 0,003 \cdot d' \cdot E_s)}}{2(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b)}$$

$$c = + 70,812 \text{ mm}$$

Pengecekan persamaan kesetimbangan dari persamaan kuadrat yang telah didapatkan sebagai berikut:

$$(0,85 f_c' \cdot \beta_1 \cdot b) c^2 + (As' \cdot 0,003 \cdot E_s - As f_y) c - As' \cdot 0,003 \cdot d' \cdot E_s = 0$$

$$(0,85 \cdot 35 \cdot 0,814 \cdot 400)(70,812)^2 + (981,748 \cdot 0,003 \cdot 200000 - 1963,495 \cdot 400)$$

$$(70,812) - 981,748 \cdot 62,5 \cdot 0,003 \cdot 200000 = 0$$

$$0 = 0$$

Maka nilai c tersebut memenuhi syarat kesetimbangan $\Sigma H = 0$

Selanjutnya dapat dihitung nilai a dengan persamaan berikut,

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,814 \cdot 70,812 = 60,190 \text{ mm}$$

Nilai regangan tulangan tekan dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\begin{aligned} \varepsilon'_s &= 0,003 \frac{c - d'}{c} \\ &= 0,003 \frac{70,812 - 62,5}{70,812} = 0,00035 \end{aligned}$$

Nilai regangan leleh tulangan dihitung dengan menggunakan persamaan berikut,

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

Dengan demikian,

$$\varepsilon'_s < \varepsilon_y$$

$$0,00035 < 0,002$$

Maka berdasarkan persamaan di atas kondisi tulangan tekan baja belum mencapai leleh. Artinya $f's \neq fy$, nilai $f's$ dihitung kembali dengan menggunakan persamaan berikut,

$$\begin{aligned} f's' &= \varepsilon'_s E_s \\ &= 0,003 \frac{c - d'}{c} E_s \\ &= 0,003 \frac{70,812 - 62,5}{70,812} 200000 = 70,425 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

4) Perhitungan rasio tulangan maksimum

Nilai rasio tulangan maksimum dapat dihitung dengan menggunakan persamaan di bawah ini,

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b + \frac{\rho' f's'}{f_y} \\ &= (0,75)(0,0363) + \frac{(0,003)(70,425)}{400} = 0,028 \end{aligned}$$

Maka,

$$\rho \leq \rho_{\max}$$

$$0,006 \leq 0,028$$

Karena rasio tulangan yang tersedia lebih kecil dari rasio tulangan maksimumnya berarti dimensi penampang memenuhi syarat.

5) Perhitungan Momen nominal balok

Karena tulangan tekan balok belum leleh, maka momen nominal balok dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$M_n = (A_s f_y - A_s' f's')(d - \frac{a}{2}) + A_s' f's'(d - d')$$

$$\begin{aligned}
 &= (1963,495.400 - 981,748. 70,812)(787,5 - \frac{60,190}{2}) + 981,748. 70,812 \\
 &\quad (787,5 - 62,5) \\
 &= 592624100,327 \text{ Nmm} \\
 \phi M_n &= (0,8) (592624100,327) \\
 &= 474099280,262 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Dengan nilai Mu kiri sebagai berikut :

$$Mu^- = 946249199.257 \text{ Nmm} > \phi M_n = 474099280,262 \text{ Nmm}$$

Dapat dilihat bahwa momen ultimit yang bekerja melebihi kapasitas momen nominal yang dimiliki penampang beton tersebut, sehingga perlu dilakukan redesain dengan cara *trial, error, & adjustment* pada jumlah tulangan. Perhitungan selanjutnya dilakukan dengan menggunakan bantuan software Microsoft excel dalam bentuk tabel 4.39.

6) Perhitungan redesain balok B1

Perhitungan dilakukan dengan cara *trial, error, & adjustment* terhadap jumlah tulangan, berikut hasil perhitunagn dengan menggunakan bantuan program *Microsoft excel* :

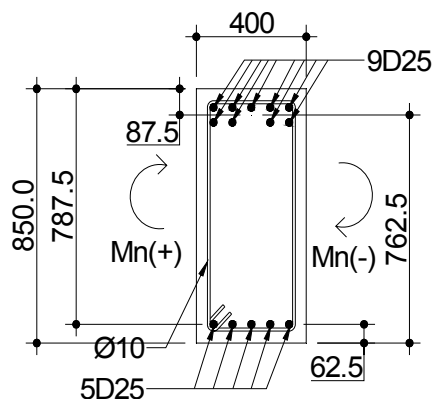
Tabel 4.39 Perhitungan Tulangan Lentur Area Tumpuan Kiri Balok B1

b (mm)	h (mm)	n (buah)	n' (buah)	Jml baris tul. Tarik	Jml baris tul. Tekan	d (mm)	d' (mm)	As (mm ²)	As' (mm ²)
400	850	9	5	2	1	762.5	62.5	4417.865	2454.369

ρ	ρ'	ρ _{min}	kontrol rasio tulangan terhadap ρ _{min}	c	Chek Kesetimbangan Tegangan	a (mm)	ε _s '	ε _y
0.014	0.008	0.004	ρ > ρ _{min} (Dimensi penampang memenuhi)	113.858	0.000	92.680	0.00135	< 0.002

Chek Kondisi Tulangan Tekan	fs' (MPa)	ρ _{maks}	kontrol rasio tulangan terhadap ρ _{maks}	Mn ⁻ (Nmm)	φMn ⁻ (Nmm)	Syarat Kekuatan
Tidak Leleh	270.641	0.033	ρ < ρ maks. (Dimensi penampang memenuhi)	1254824822.474	1003859858	φMn > Mu (OK)

Dari perhitungan pada tabel di atas didapatkan jumlah tulangan lentur di serat tarik sebanyak 9D25 dan di serat tekan sebanyak 5D25.



Gambar 4.38 Penampang Balok B1 Area Tumpuan Kiri

b. Tulangan Lentur Area Tumpuan Kanan

Momen lentur maksimum yang terjadi pada ujung balok kanan ini adalah :

$$Mu^- = 835146984.192 \text{ Nmm}$$

Pada prinsipnya perhitungan tulangan lentur area tumpuan kanan sama seperti pada tumpuan kiri maupun pada area lapangan sehingga perhitungan selanjutnya dilakukan dengan bantuan *microsoft excel*. Berikut uraian perhitungan yang disajikan dalam bentuk tabel. Tabel di bawah merupakan hasil perhitungan dengan cara *trial, error, & adjustment*.

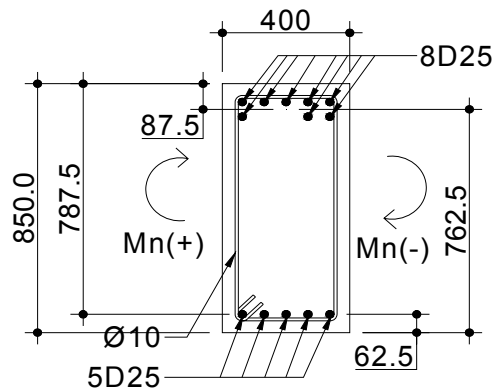
Tabel 4.40 Perhitungan Tulangan Lentur Area Tumpuan Kanan Balok B1

b (mm)	h (mm)	n (buah)	n' (buah)	Jml baris tul. Tarik	Jml baris tul. Tekan	d (mm)	d' (mm)	As (mm ²)	As' (mm ²)
400	850	8	5	2	1	762.5	62.5	3926.991	2454.369

ρ	ρ'	ρ_{min}	kontrol rasio tulangan terhadap ρ_{min}	c	Chek Kesetimbangan Tegangan	a (mm)	ϵ_s'	ϵ_y
0.013	0.008	0.004	$\rho > \rho_{min}$ (Dimensi penampang memenuhi)	102.676	0.000	83.578	0.00117	< 0.002

Chek Kondisi Tulangan Tekan	f_s' (MPa)	ρ_{maks}	kontrol rasio tulangan terhadap ρ_{maks}	M_n^- (Nmm)	ϕM_n^- (Nmm)	Syarat Kekuatan
Tidak Leleh	234.77 2	0.032	$\rho < \rho_{maks}$ (Dimensi penampang memenuhi)	1120156135.755	896124908.6	$\phi M_n > M_u$ (OK)

Dari perhitungan pada tabel di atas didapatkan jumlah tulangan lentur di serat tarik sebanyak 9D25 dan di serat tekan sebanyak 5D25. Karena $\phi M_n^- = 896124908.6$ Nmm, lebih besar dari pada M_u^- , maka jumlah tulangan lentur yang telah dihitung adalah memenuhi syarat kekuatan lentur.



Gambar 4.39 Penampang Balok B1 Area Tumpuan Kanan

c. Tulangan Lentur Area Lapangan

Momen lentur maksimum yang terjadi pada area lapangan balok ini adalah :

$$M_u^+ = 679137500.401 \text{ Nmm}$$

Berikut uraian perhitungan yang disajikan dalam bentuk tabel. Tabel di bawah merupakan hasil perhitungan dengan cara *trial, error, & adjustment*.

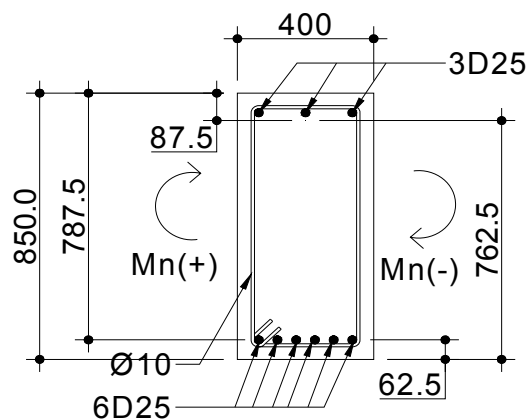
Tabel 4.41 Perhitungan Tulangan Lentur Area Lapangan Balok B1

b (mm)	h (mm)	n (buah)	n' (buah)	Jml baris tul. Tarik	Jml baris tul. Tekan	d (mm)	d' (mm)	As (mm ²)	As' (mm ²)
400	850	6	3	1	1	787.5	62.5	2945.243	1472.622

ρ	ρ'	ρ_{min}	kontrol rasio tulangan terhadap ρ_{min}	c	Chek Kesetimbangan Tegangan	a (mm)	ϵ_s'	ϵ_y
0.009	0.005	0.004	$\rho > \rho_{min}$ (Dimensi penampang memenuhi)	92.223	0.000	75.069	0.00097	< 0.002

Chek Kondisi Tulangan Tekan	fs' (MPa)	ρ_{maks}	kontrol rasio tulangan terhadap ρ_{maks}	Mn ⁺ (Nmm)	ϕM_n^+ (Nmm)	Syarat Kekuatan
Tidak Leleh	193.377	0.030	$\rho < \rho_{maks}$. penampang memenuhi)	876422640.760	701138112.6	$\phi M_n > M_u$ (OK)

Dari perhitungan pada tabel di atas didapatkan jumlah tulangan lentur di serat tarik sebanyak 6D25 dan di serat tekan sebanyak 3D25. Karena $\phi M_n^- = 701138112.6$ Nmm, lebih besar dari pada M_u^- , maka jumlah tulangan lentur yang telah dihitung adalah memenuhi syarat kekuatan.

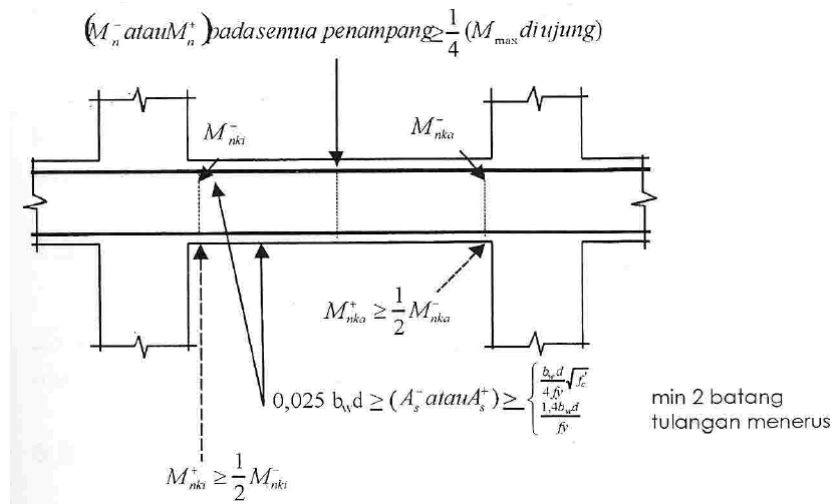


Gambar 4.40 Penampang Balok B1 Area Lapangan

d. Kontrol Terhadap Syarat SRPMK

Perhitungan dilanjutkan kepada persyaratan SRPMK dimana jumlah tulangan lentur yang telah dihitung sebelumnya harus memenuhi persyaratan untuk SRPMK, jika jumlah tulangan masih tidak memenuhi persyaratan maka dilakukan kembali *trial, error, & adjustment* kembali terhadap jumlah tulangan hingga semua persyaratan terpenuhi.

Di dalam SNI perencanaan penulangan lentur balok untuk SRPMK disyaratkan sebagai berikut :

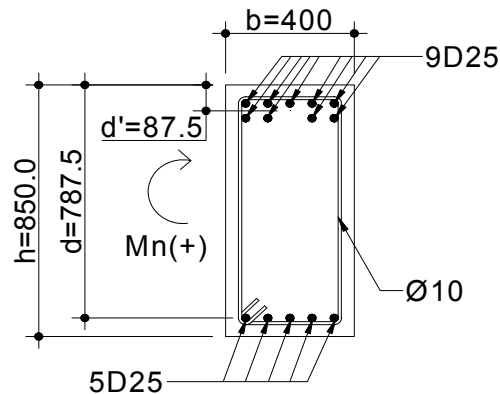


Gambar 4.41 Syarat Penulangan Lentur SRPMK

- $M_n^+ \text{ tump. ki} \geq \frac{1}{2} M_n^- \text{ ki}$
- $M_n^+ \text{ tump. ka} \geq \frac{1}{2} M_n^- \text{ ka}$
- $M_n^+ \text{ lap. atau } M_n^- \text{ lap.} \geq \frac{1}{4} M_{\text{max ujung}}$
- $0.025bd \geq (A_s^+ \text{ atau } A_s^-) \geq \frac{b.d}{4.f_y} \sqrt{f_c}$
- $0.025bd \geq (A_s^+ \text{ atau } A_s^-) \geq \frac{1,4b.d}{4.f_y}$

Untuk dapat memenuhi persyaratan yang ada di atas maka dilakukan perhitungan di bawah ini :

Kapasitas Momen Positif Tumpuan Kiri Balok (M_n^+ kiri)



Gambar 4.42 Penampang Balok B1 Tumpuan Kiri

$$A_{s_{ki}} = 5 \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) = 5 \left(\frac{1}{4} \pi 25^2 \right) = 2454.369 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'_{ki}} = 9 \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) = 9 \left(\frac{1}{4} \pi 25^2 \right) = 4417.865 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0,85 (35)(\beta_{1c})(400)$$

$$= 0,85(35)(0,814 \cdot c)(400)$$

$$= 9686.6(c) \text{ Nmm}$$

$$C_s = A_{s'_{ki}} \cdot f_s'$$

$$= (4417.865) (\epsilon'_s E_s)$$

$$= (4417.865) \left(0,003 \frac{c-d'}{c} E_s \right)$$

$$= (4417.865) \left(0,003 \frac{c-87.5}{c} 200000 \right)$$

$$= 2650719 \frac{c-87.5}{c} \text{ Nmm}$$

$$T = A_s \cdot f_y$$

$$= (2454.369)(400)$$

$$= 981747.6 \text{ Nmm}$$

$$C_c + C_s - T_s = 0$$

$$9686,6.c + 2650719 \frac{c-87.5}{c} - 981747.6 = 0 \dots\dots\dots \times (c)$$

$$9686,6.c^2 + 2650719 (c - 87,5) - 981747,6 (c) = 0$$

$$9686,6.c^2 + 2650719 (c) - 981747,6 (c) - 231937912.5 = 0$$

$$9686,6.c^2 + 1668971.4.c - 231937912.5 = 0 \dots\dots\dots : 9686,6$$

$$c^2 + 172,297.c - 23944.203 = 0$$

Persamaan kuadrat tersebut diselesaikan dengan menggunakan rumus abc sebagai berikut:

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$c = \frac{-172,297 \pm \sqrt{172,297^2 - 4.1.(-23944,203)}}{2.1}$$

$$c = 90.955 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1.c$$

$$= 0,814 .90,955$$

$$= 74.037$$

$$f_s' = \epsilon'_s E_s$$

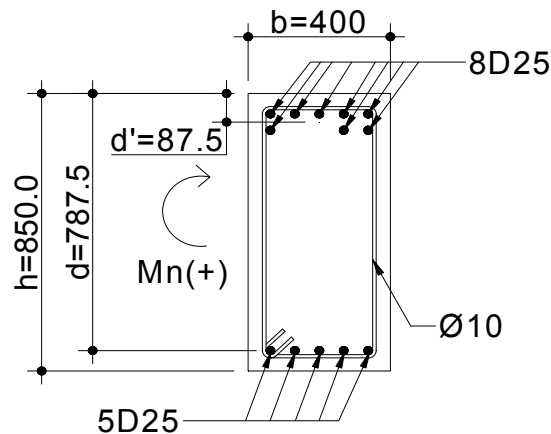
$$= 0,003 \frac{c - d'}{c} E_s$$

$$= 0,003 \frac{90,955 - 87,5}{90,955} 200000$$

$$= 22.794 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 M_n^+ &= (A_s f_y - A_s' f_s')(d - \frac{a}{2}) + A_s' f_s'(d - d') \\
 &= (2454,369.400 - 4417,865.22,794)(787,5 - (74,037/2)) + (4417,865. \\
 &\quad 22,794)(787,5 - 87,5) \\
 &= 731699734,068 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Kapasitas Momen Positif Tumpuan Kanan Balok (Mn⁺ kanan)



Gambar 4.43 Penampang Balok B1 Tumpuan Kanan

$$\begin{aligned}
 A_{s_{ki}} &= 5 \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) = 5 \left(\frac{1}{4} \pi 25^2 \right) = 2454.369 \text{ mm}^2 \\
 A_{s'_{ki}} &= 8 \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right) = 8 \left(\frac{1}{4} \pi 25^2 \right) = 3926.991 \text{ mm}^2 \\
 C_c &= 0.85 f_c' .a.b \\
 &= 0,85 (35)(\beta_1 c)(400) \\
 &= 0,85(35)(0,814.c)(400) \\
 &= 9686.6(c) \text{ Nmm} \\
 C_s &= A_s' f_s' \\
 &= (3926.991) (\epsilon'_s E_s) \\
 &= (3926.991)(0,003 \frac{c - d'}{c} E_s) \\
 &= (3926.991)(0,003 \frac{c - 87.5}{c} 200000)
 \end{aligned}$$

$$= 2356194,6 \frac{c - 87,5}{c} \text{ Nmm}$$

$$T = A_s \cdot f_y$$

$$= (2454,369)(400)$$

$$= 981747,6 \text{ Nmm}$$

$$C_c + C_s - T_s = 0$$

$$9686,6 \cdot c + 2356194,6 \frac{c - 87,5}{c} - 981747,6 = 0 \quad \dots \times (c)$$

$$9686,6 \cdot c^2 + 2356194,6 (c - 87,5) - 981747,6 (c) = 0$$

$$9686,6 \cdot c^2 + 2356194,6 (c) - 981747,6 (c) - 206167027,5 = 0$$

$$9686,6 \cdot c^2 + 1374447 \cdot c - 206167027,5 = 0 \quad \dots : 9686,6$$

$$c^2 + 141,892 \cdot c - 21283,735 = 0$$

Persamaan kuadrat tersebut diselesaikan dengan menggunakan rumus abc sebagai berikut:

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$c = \frac{-141,892 \pm \sqrt{141,892^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-21283,735)}}{2 \cdot 1}$$

$$c = 91,279 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$= 0,814 \cdot 91,279$$

$$= 74,301$$

$$f_s' = \epsilon_s' E_s$$

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

$$= 0,003 \frac{91,279 - 87,5}{91,279} 200000$$

$$= 24.840 \text{ Mpa}$$

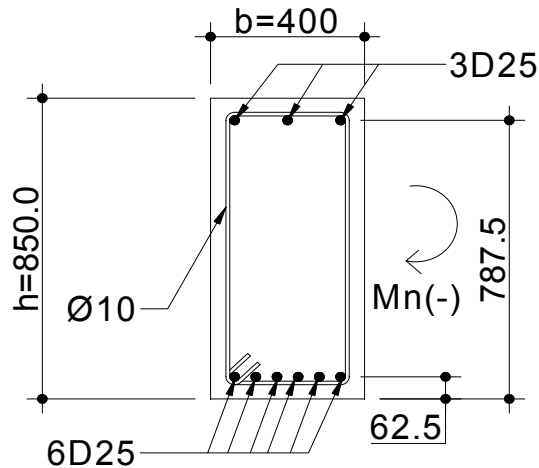
$$M_n^+ = (A_s f_y - A_s' f_s')(d - \frac{a}{2}) + A_s' f_s' (d - d')$$

$$= (2454,369.400 - 3926,991.24,840)(787,5 - (74,301/2)) + (3926,991.$$

$$24,840)(787,5 - 87,5)$$

$$= 731741588.637 \text{ Nmm}$$

Kapasitas Momen Negatif Area Lapangan Balok (Mn⁻ lap.)



Gambar 4.44 Penampang Balok B1 Area Lapangan

$$A_{s_{ki}} = 3 (\frac{1}{4} \pi D^2) = 3 (\frac{1}{4} \pi 25^2) = 1472.622 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'_{ki}} = 6 (\frac{1}{4} \pi D^2) = 6 (\frac{1}{4} \pi 25^2) = 2945.243 \text{ mm}^2$$

$$C_c = 0.85 f_c' .a.b$$

$$= 0,85 (35)(\beta_{1c})(400)$$

$$= 0,85(35)(0,814.c)(400)$$

$$= 9686.6(c) \text{ Nmm}$$

$$C_s = A_s' .f_s'$$

$$\begin{aligned}
 &= (2945,243) (\epsilon'_s E_s) \\
 &= (2945,243)(0,003 \frac{c - d'}{c} E_s) \\
 &= (2945,243)(0,003 \frac{c - 62.5}{c} 200000) \\
 &= 1767145.8 \frac{c - 62.5}{c} \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= A_s f_y \\
 &= (1472.622)(400) \\
 &= 589048.8 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$C_c + C_s - T_s = 0$$

$$9686,6.c + 1767145,8 \frac{c - 62.5}{c} - 589048,8 = 0 \dots\dots\dots \times (c)$$

$$9686,6.c^2 + 1767145,8 (c - 62,5) - 589048,8 (c) = 0$$

$$9686,6.c^2 + 1767145,8 (c) - 589048,8 (c) - 110446612,5 = 0$$

$$9686,6.c^2 + 1178097.c - 110446612,5 = 0 \dots\dots\dots : 9686,6$$

$$c^2 + 121,621.c - 11401.999 = 0$$

Persamaan kuadrat tersebut diselesaikan dengan menggunakan rumus abc sebagai berikut:

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$c = \frac{-121,621 \pm \sqrt{121,621^2 - 4.1.(-11401,999)}}{2.1}$$

$$c = 62,071 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1.c$$

$$= 0,814 . 62,071$$

$$= 50,526$$

$$f_s' = \epsilon_s' E_s$$

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

$$= 0,003 \frac{62,071 - 62,5}{62,071} 200000$$

$$= -4.147 \text{ Mpa}$$

$$M_n^- = (A_s f_y - A_s' f_s')(d - \frac{a}{2}) + A_s' f_s'(d - d')$$

$$= (1472,622.400 - 2945,243.(-4.147))(787,5 - (50,526/2)) +$$

$$(2945,243.(-4.147))(787,5 - 62,5)$$

$$= 449449333.988 \text{ Nmm}$$

Kontrol Syarat SRPMK :

- $M_n^+ \text{ tump. ki} \geq \frac{1}{2} M_n^- \text{ ki}$

$$731699734,068 \text{ Nmm} > \frac{1}{2} (1254824822.474 \text{ Nmm})$$

$$731699734,068 \text{ Nmm} > 627412411.237 \text{ Nmm} \dots (\text{OK})$$

- $M_n^+ \text{ tump. ka} \geq \frac{1}{2} M_n^- \text{ ka}$

$$731741588.637 \text{ Nmm} > \frac{1}{2} (1120156135.755 \text{ Nmm})$$

$$731741588.637 \text{ Nmm} > 560078067.8775 \text{ Nmm} \dots (\text{OK})$$

- $M_n^+ \text{ lap. atau } M_n^- \text{ lap.} \geq \frac{1}{4} M_{\max} \text{ ujung}$

$$M_n^+ \text{ lap.} = 876422640.760 \text{ Nmm} > \frac{1}{4} (946249199.257)$$

$$876422640.760 \text{ Nmm} > 236562299.81 \text{ Nmm} \dots (\text{OK})$$

$$M_n^- \text{ lap.} = 449449333.988 \text{ Nmm} > \frac{1}{4} (946249199.257)$$

$$449449333.988 \text{ Nmm} > 236562299.81 \text{ Nmm} \dots (\text{OK})$$

- $0.025bd \geq (A_s^+ \text{ atau } A_s^-) \geq \frac{b.d}{4.f_y} \sqrt{f_c}$

Area lapangan

$$0,025(400)(787.5) > (1472.622 + 2945.243) > \frac{400.787,5}{4.400} \sqrt{35}$$

$$7875 > 4417,865 > 1164,728 \dots \text{ (OK)}$$

Tumpuan Kiri

$$0,025(400)(762.5) > (4417,865 + 2454,369) > \frac{400.762,5}{4.400} \sqrt{35}$$

$$7625 > 6872,234 > 1127,753 \dots \text{ (OK)}$$

Tumpuan Kanan

$$0,025(400)(762.5) > (3926,991 + 2454,369) > \frac{400.762,5}{4.400} \sqrt{35}$$

$$7625 > 6381,360 > 1127,753 \dots \text{ (OK)}$$

- $0.025bd \geq (A_s^+ \text{ atau } A_s^-) \geq \frac{1,4b.d}{f_y}$

Area lapangan

$$0,025(400)(787.5) > (1472.622 + 2945.243) > \frac{1,4(400).787,5}{400}$$

$$7875 > 4417,865 > 1102,5 \dots \text{ (OK)}$$

Tumpuan Kiri

$$0,025(400)(762.5) > (4417,865 + 2454,369) > \frac{1,4(400).762,5}{400}$$

$$7625 > 6872,234 > 1067,5 \dots \text{ (OK)}$$

Tumpuan Kanan

$$0,025(400)(762.5) > (3926,991 + 2454,369) > \frac{1,4(400).762,5}{400}$$

$$7625 > 6381,360 > 1067,5 \dots \text{(OK)}$$

Berikut adalah *summary* perhitungan tulangan lentur balok untuk seluruh tipe balok yang ada.

Tabel 4.42 *Summary* Perhitungan Tulangan Lentur Suluruh Tipe balok

No.	Type Balok	Jumlah Tulangan			Penempatan Tulangan
		Kiri	Lapangan	Kanan	
1	B1	9 D 25	3 D 25	8 D 25	Serat Atas
		5 D 25	6 D 25	5 D 25	Serat Bawah
2	B2	8 D 25	3 D 25	8 D 25	Serat Atas
		4 D 25	7 D 25	4 D 25	Serat Bawah
3	B3	6 D 25	2 D 25	6 D 25	Serat Atas
		3 D 25	4 D 25	3 D 25	Serat Bawah
4	B4	7 D 25	2 D 25	6 D 25	Serat Atas
		4 D 25	5 D 25	3 D 25	Serat Bawah
5	B5	6 D 25	2 D 25	6 D 25	Serat Atas
		3 D 25	4 D 25	3 D 25	Serat Bawah
6	B6	6 D 25	2 D 25	6 D 25	Serat Atas
		3 D 25	4 D 25	3 D 25	Serat Bawah
7	B7	5 D 25	2 D 25	4 D 25	Serat Atas
		3 D 25	2 D 25	2 D 25	Serat Bawah
8	B8	6 D 25	2 D 25	5 D 25	Serat Atas
		3 D 25	4 D 25	3 D 25	Serat Bawah
9	BA1	2 D 25	2 D 25	3 D 25	Serat Atas
		3 D 25	4 D 25	2 D 25	Serat Bawah
10	BA1A	5 D 25	2 D 25	2 D 25	Serat Atas
		3 D 25	2 D 25	3 D 25	Serat Bawah
11	BA2	5 D 25	2 D 25	5 D 25	Serat Atas
		3 D 25	2 D 25	3 D 25	Serat Bawah
12	BA3	4 D 25	2 D 25	4 D 25	Serat Atas
		2 D 25	2 D 25	2 D 25	Serat Bawah
13	BA4	3 D 25	2 D 25	3 D 25	Serat Atas
		2 D 25	2 D 25	2 D 25	Serat Bawah
14	BA5	2 D 25	2 D 25	2 D 25	Serat Atas
		2 D 25	2 D 25	2 D 25	Serat Bawah
15	BA6	3 D 25	2 D 25	3 D 25	Serat Atas
		2 D 25	2 D 25	2 D 25	Serat Bawah
16	BA7	3 D 25	2 D 25	3 D 25	Serat Atas
		2 D 25	2 D 25	2 D 25	Serat Bawah

17	BA8	2 D 25	2 D 25	3 D 25	Serat Atas
		2 D 25	2 D 25	2 D 25	Serat Bawah
18	BA9	4 D 25	2 D 25	4 D 25	Serat Atas
		2 D 25	2 D 25	2 D 25	Serat Bawah
19	BL	2 D 25	2 D 25	2 D 25	Serat Atas
		2 D 25	2 D 25	2 D 25	Serat Bawah

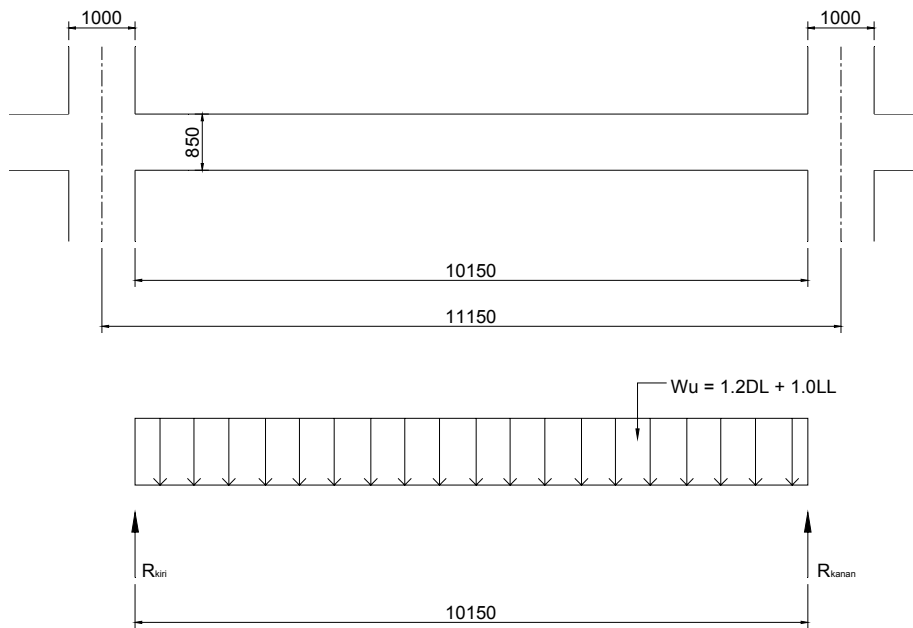
4.3.3.2. Perencanaan Tulangan Geser Balok

Dalam SNI – 2847 – 2002 perencanaan tulangan geser balok pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) ditentukan berdasarkan peninjauan gaya static pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen tahanan ujung balok (M_{pr}) dengan tanda berlawanan dianggap bekerja pada muka muka kolom dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

Perhitungan beban mati dan beban hidup telah dilakukan sebelumnya pada sub bab 4.1.2 mengenai Perhitungan Preliminari Desain Balok pada tabel 4.7. SNI 03 – 2847 – 2002 mengatur besarnya nilai faktor pengali beban hidup dan mati pada kombinasi beban gravitasi terfaktor adalah $W_u = 1,2DL + 1,0LL$. Berdasarkan data beban mati dan beban hidup pada tabel 4.7 diperoleh beban merata terfaktor untuk balok B1 adalah :

$$\begin{aligned}
 W_u &= 1.2DL + 1.0LL \\
 &= 1.2(2902.35) + 1.0(693.56) \\
 &= 4176.38 \text{ kg/m} \\
 &= 40.956 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan gaya geser akibat beban merata terfaktor balok B1 dilakukan dengan cara kesetimbangan gaya berikut ini :



Gambar 4.45 Beban Merata Gravitasi pada Balok B1

$$\begin{aligned}
 R_{kiri} = R_{kanan} &= (W_u \times L_n)/2 \\
 &= (4592.519 \times 10.150)/2 \\
 &= 23307.034 \text{ kg} \\
 &= 23307.034 \times 9.80665 \text{ N} \\
 &= 228563.918 \text{ N}
 \end{aligned}$$

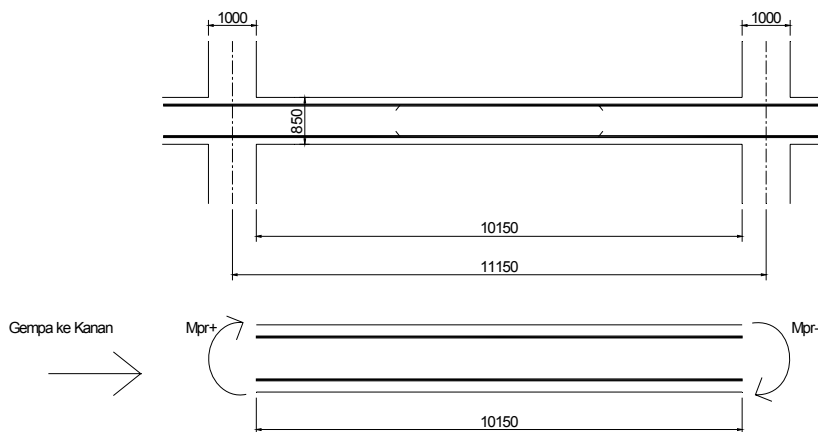
Perhitungan gaya geser akibat beban gravitasi merata untuk tipe balok lainnya disajikan dalam bentuk tabel berikut.

Tabel 4.43 Perhitungan Gaya Geser Balok B1 Akibat Beban Gravitasi

No.	Balok	Bentang Bersih L _n (mm)	Dimensi Balok b (mm) h (mm)		Beban Gravitasi		
					Beban Merata W _u (N/mm')	Reaksi Perletakan V _G (N)	
						R _{kiri}	R _{kanan}
1	B1	10,150	400	850	40.956	207853.400	207853.400
2	B2	10,100	400	850	40.956	206829.492	206829.492
3	B3	8,737	400	750	41.393	180823.675	180823.675
4	B4	7,769	400	750	41.393	160789.645	160789.645
5	B5	7,213	350	650	35.091	126554.631	126554.631

6	B6	8,450	400	750	41.393	174883.834	174883.834
7	B7	8,155	400	750	41.393	168778.422	168778.422
8	B8	9,024	400	750	41.393	186763.517	186763.517
9	BA1	6,075	350	750	69.394	210785.748	210785.748
10	BA1A	4,375	300	650	57.808	126455.138	126455.138
11	BA2	5,175	300	650	57.808	149578.364	149578.364
12	BA3	4,519	300	650	57.808	130617.319	130617.319
13	BA4	4,375	300	650	57.808	126455.138	126455.138
14	BA5	4,885	300	650	57.808	141196.194	141196.194
15	BA6	3,757	300	650	57.808	108592.447	108592.447
16	BA7	6,637	350	750	69.394	230285.598	230285.598
17	BA8	5,378	300	650	57.808	155445.882	155445.882
18	BA9	2,400	350	750	69.394	83273.382	83273.382
19	BL	6,895	200	650	7.978	27502.737	27502.737

Beban gempa kiri dan kanan akan menghasilkan momen M_{pr} pada masing-masing ujung balok dengan arah yang berbeda sesuai dengan arah gempa. M_{pr} dihitung berdasarkan tulangan terpasang dengan tegangan $1.25f_y$ dan faktor reduksi $\phi = 1,0$. Gaya statik pada bagian komponen struktur ditinjau antara dua muka tumpuan, beban gempa ke kanan akan menghasilkan M_{pr}^- di ujung kanan balok dan M_{pr}^+ di ujung kiri balok. Berikut adalah perhitungan gaya geser akibat beban gempa kanan.



Gambar 4.46 Momen Primer Balok B1 Akibat Gempa Ke Kanan

Akibat beban gempa ke kanan di ujung balok kiri dihasilkan M_{pr}^+ sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Tulangan terpasang } 5\text{Ø}25 = A_s &= 5 \times 0.25\pi \text{Ø}^2 \\ &= 5 \times (0.25 \pi 25^2) \\ &= 2454.369 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_s(1,25 \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{2454.369(1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 103.125 \text{ mm}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s (1,25 \cdot f_y)(d-a/2) \\ &= 2454.369 (1,25 \cdot 400)(787.5 - (103.125/2)) \\ &= \mathbf{903131336.836 \text{ Nmm}} \end{aligned}$$

Akibat beban gempa ke kanan di ujung balok kanan dihasilkan M_{pr}^- sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Tulangan terpasang } 8\text{Ø}25 = A_s &= 8 \times 0.25\pi \text{Ø}^2 \\ &= 8 \times (0.25 \pi 25^2) \\ &= 3926.991 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

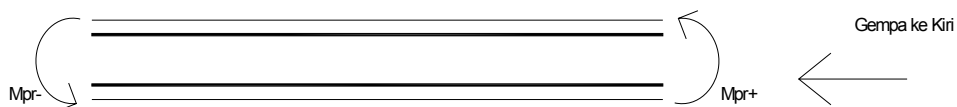
$$a = \frac{A_s(1,25 \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{3926.991(1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 165.000 \text{ mm}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= A_s (1,25 \cdot f_y)(d-a/2) \\ &= 3926.991 (1,25 \cdot 400)(762.5 - (165/2)) \\ &= \mathbf{1335177256.574 \text{ Nmm}} \end{aligned}$$

Tabel 4.44 Perhitungan M_{pr} Balok Akibat Beban Gempa ke Kanan

No.	Balok	b	h	Akibat Beban Gempa Ke Kanan											
				Ujung Kiri Balok					Ujung Kanan Balok						
				n	Jml baris tul. Trk.	d (mm)	As (mm ²)	a	M_{pr}^+	n	Jml baris tul. Trk.	d (mm)	As (mm ²)	a	M_{pr}^-
1	B1	400	850	5	1	787.5	2454.369	103.125	903131336.836	8	2	762.5	3926.991	165.000	1335177256.574
2	B2	400	850	4	1	787.5	1963.495	82.500	732629318.994	8	2	762.5	3926.991	165.000	1335177256.574
3	B3	400	750	3	1	687.5	1472.622	61.875	483434098.571	6	1	687.5	2945.243	123.750	921309074.278
4	B4	400	750	4	1	687.5	1963.495	82.500	634454548.569	6	2	662.5	2945.243	123.750	884493535.369
5	B5	350	650	3	1	587.5	1472.622	70.714	406548797.691	6	1	587.5	2945.243	141.428	761030026.395
6	B6	400	750	3	1	687.5	1472.622	61.875	483434098.571	6	2	662.5	2945.243	123.750	884493535.369
7	B7	400	750	3	1	687.5	1472.622	61.875	483434098.571	4	1	687.5	1963.495	82.500	634454548.569
8	B8	400	750	3	1	687.5	1472.622	61.875	483434098.571	5	1	687.5	2454.369	103.125	780412873.805
9	BA1	350	750	3	1	687.5	1472.622	70.714	480179875.509	3	1	687.5	1472.622	70.714	480179875.509
10	BA1A	300	650	3	1	587.5	1472.622	82.500	402209833.608	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756
11	BA2	300	650	3	1	587.5	1472.622	82.500	402209833.608	5	1	587.5	2454.369	137.500	636602224.263
12	BA3	300	650	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756	4	1	587.5	1963.495	110.000	522780778.778
13	BA4	300	650	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756	3	1	587.5	1472.622	82.500	402209833.608
14	BA5	300	650	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756
15	BA6	300	650	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756	3	1	587.5	1472.622	82.500	402209833.608
16	BA7	350	750	2	1	687.5	981.748	47.143	325905202.449	3	1	687.5	1472.622	70.714	480179875.509
17	BA8	300	650	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756	3	1	587.5	1472.622	82.500	402209833.608
18	BA9	350	750	2	1	687.5	981.748	47.143	325905202.449	4	1	687.5	1963.495	94.285	628669263.126
19	BL	200	650	2	1	587.5	981.748	82.500	268139889.072	2	1	587.5	981.748	82.500	268139889.072



Gambar 4.47 Momen Primer Balok B1 Akibat Gempa Ke Kiri

Sedangkan beban gempa ke kiri akan menghasilkan M_{pr}^+ di ujung kanan balok dan M_{pr}^- di ujung kiri balok. Di ujung kanan balok tulangan terpasang 5Ø25, maka,

$$\begin{aligned}
 A_s &= 5 \times 0.25\pi \varnothing^2 \\
 &= 5 \times (0.25 \pi 25^2)
 \end{aligned}$$

$$= 2454.369 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As(1,25 \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{2454.369(1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 103.125 \text{ mm}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= As (1,25 \cdot f_y)(d-a/2) \\ &= 2454.369 (1,25 \cdot 400)(787.5 - (103.125/2)) \\ &= \mathbf{903131336.836 \text{ Nmm}} \end{aligned}$$

Akibat gempa ke kiri di ujung kiri balok tulangan terpasang 9Ø25, maka

$$\begin{aligned} As &= 9 \times 0.25\pi \varnothing^2 \\ &= 9 \times (0.25 \pi 25^2) = 4417.865 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$a = \frac{As(1,25 \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{4417.865(1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 185.625 \text{ mm}$$

Sehingga,

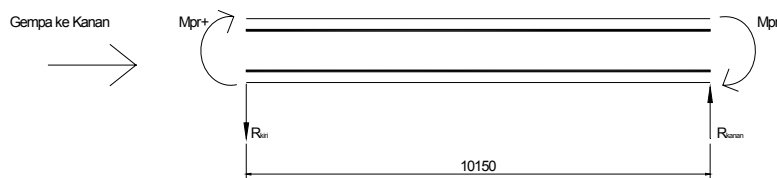
$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= As (1,25 \cdot f_y)(d-a/2) \\ &= 4417.865 (1,25 \cdot 400)(762.5 - (185.625/2)) \\ &= \mathbf{1479294852.214 \text{ Nmm}} \end{aligned}$$

Tabel 4.45 Perhitungan M_{pr} Balok Akibat Beban Gempa ke Kiri

No.	Balok	b	h	Akibat Beban Gempa Ke Kiri											
				Ujung Kiri Balok						Ujung Kanan Balok					
				n	Jml baris tul. Tarik	d (mm)	As (mm ²)	a	M_{pr}^-	n	Jml baris tul. Tarik	d (mm)	As (mm ²)	a	M_{pr}^+
1	B1	400	850	9	2	762.5	4417.865	185.625	1479294852.214	5	1	787.5	2454.369	103.125	903131336.836
2	B2	400	850	8	2	762.5	3926.991	165.000	1335177256.574	4	1	787.5	1963.495	82.500	732629318.994
3	B3	400	750	6	2	662.5	2945.243	123.750	884493535.369	3	1	687.5	1472.622	61.875	483434098.571
4	B4	400	750	2	1	687.5	981.748	41.250	327351523.810	3	1	687.5	1472.622	61.875	483434098.571
5	B5	350	650	6	1	587.5	2945.243	141.428	761030026.395	3	1	587.5	1472.622	70.714	406548797.691
6	B6	400	750	6	2	662.5	2945.243	123.750	884493535.369	3	1	687.5	1472.622	61.875	483434098.571
7	B7	400	750	5	1	687.5	2454.369	103.125	780412873.805	2	1	687.5	981.748	41.250	327351523.810

8	B8	400	750	6	1	687.5	2945.243	123.750	921309074.278	3	1	687.5	1472.622	61.875	483434098.571
9	BA1	350	750	2	1	687.5	981.748	47.143	325905202.449	2	1	687.5	981.748	47.143	325905202.449
10	BA1A	300	650	5	1	587.5	2454.369	137.500	636602224.263	3	1	587.5	1472.622	82.500	402209833.608
11	BA2	300	650	5	1	587.5	2454.369	137.500	636602224.263	3	1	587.5	1472.622	82.500	402209833.608
12	BA3	300	650	4	1	587.5	1963.495	110.000	522780778.778	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756
13	BA4	300	650	3	1	587.5	1472.622	82.500	402209833.608	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756
14	BA5	300	650	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756
15	BA6	300	650	3	1	587.5	1472.622	82.500	402209833.608	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756
16	BA7	350	750	3	1	687.5	1472.622	70.714	480179875.509	2	1	687.5	981.748	47.143	325905202.449
17	BA8	300	650	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756	2	1	587.5	981.748	55.000	274889388.756
18	BA9	350	750	4	1	687.5	1963.495	94.285	628669263.126	2	1	687.5	981.748	47.143	325905202.449
19	BL	200	650	2	1	587.5	981.748	82.500	268139889.072	2	1	587.5	981.748	82.500	268139889.072

Setelah didapatkan Mpr pada setiap ujung balok akibat beban gempa kiri dan kanan selanjutnya dilakukan peninjauan gaya statik, dalam hal ini adalah reaksi gaya yang ditimbulkan akibat beban gempa kiri dan kanan pada setiap ujung balok. Berikut adalah peninjauan gaya statik balok B1 dengan cara kesetimbangan momen pada balok sederhana akibat beban gempa ke kanan dan ke kiri.



Gambar 4.48 Reaksi Perletakan Akibat M_{pr} Gempa ke Kanan

$$\Sigma M_{kiri} = 0$$

$$+M_{pr}^{+} + M_{pr}^{-} - R_{Kanan}(10150) = 0$$

$$903131336.836 + 1335177256.574 - R_{Kanan}(10150) = 0$$

$$R_{Kanan} = + 2238308593.41 / 10150$$

$$= + 220523.014 \text{ N (}\uparrow\text{)}$$

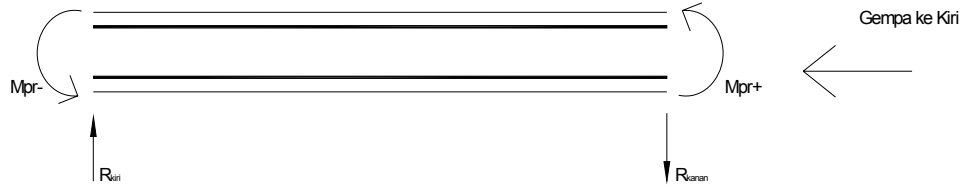
$$\Sigma M_{kanan} = 0$$

$$+M_{pr}^{+} + M_{pr}^{-} + R_{Kiri}(10150) = 0$$

$$903131336.836 + 1335177256.574 + R_{Kiri}(10150) = 0$$

$$R_{Kiri} = - 2238308593.41 / 10150$$

$$= - 220523.014 \text{ N (} \downarrow \text{)}$$



Gambar 4.49 Reaksi Perletakan Akibat M_{pr} Gempa ke Kiri

$$\Sigma M_{kiri} = 0$$

$$-M_{pr}^+ - M_{pr}^- - R_{Kanan}(10150) = 0 \text{ (asumsi arah gaya } R_{Kanan} \text{ ke atas)}$$

$$-903131336.836 - 1479294852.214 - R_{Kanan}(10150) = 0$$

$$R_{Kanan} = - 2382426189.05 / 10150$$

$$= - 234721.792 \text{ N (} \downarrow \text{)}$$

$$\Sigma M_{kanan} = 0$$

$$-M_{pr}^+ - M_{pr}^- + R_{Kiri}(10150) = 0 \text{ (asumsi arah gaya } R_{Kiri} \text{ ke atas)}$$

$$-903131336.836 - 1479294852.214 + R_{Kiri}(10150) = 0$$

$$R_{Kiri} = + 2382426189.05 / 10150$$

$$= + 234721.792 \text{ N (} \uparrow \text{)}$$

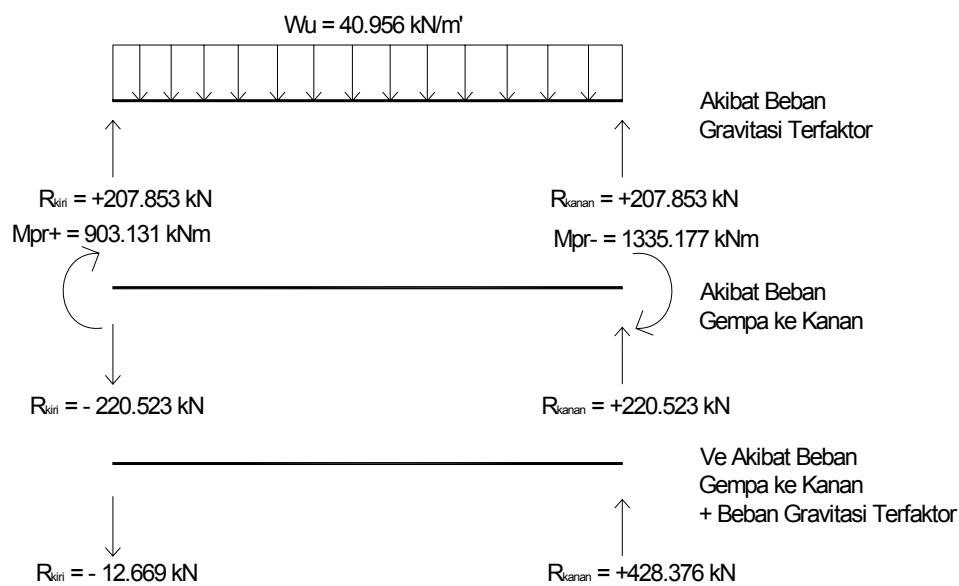
Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan pada tipe balok lainnya disajikan dalam bentuk tabel berikut :

Tabel 4.46 Perhitungan Reaksi Perletakan Balok Akibat Gempa Kiri dan Kanan

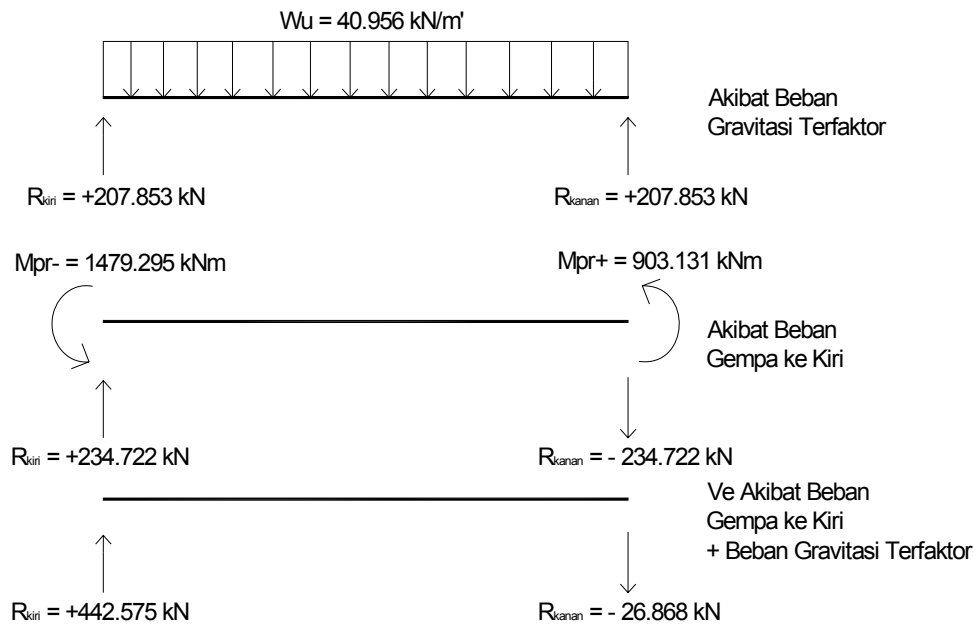
No.	Balok	Bentang Bersih	Beban Gempa ke Kanan		Beban Gempa ke Kiri	
			Reaksi Perletakan / Gaya Geser Ujung Balok (V _{Mpr})		Reaksi Perletakan / Gaya Geser Ujung Balok (V _{Mpr})	
		L _n (mm)	R _{kiri}	R _{kanan}	R _{kiri}	R _{kanan}
1	B1	10,150	-220523.014	220523.014	234721.792	-234721.792
2	B2	10,100	-204733.324	204733.324	204733.324	-204733.324
3	B3	8,737	-160780.951	160780.951	156567.201	-156567.201
4	B4	7,769	-195513.977	195513.977	104361.645	-104361.645

5	B5	7,213	-161871.458	161871.458	161871.458	-161871.458
6	B6	8,450	-161884.927	161884.927	161884.927	-161884.927
7	B7	8,155	-137080.153	137080.153	135838.675	-135838.675
8	B8	9,024	-140053.964	140053.964	155667.462	-155667.462
9	BA1	6,075	-158083.910	158083.910	107293.894	-107293.894
10	BA1A	4,375	-154765.537	154765.537	237442.756	-237442.756
11	BA2	5,175	-200736.630	200736.630	200736.630	-200736.630
12	BA3	4,519	-176514.753	176514.753	176514.753	-176514.753
13	BA4	4,375	-154765.537	154765.537	154765.537	-154765.537
14	BA5	4,885	-112544.274	112544.274	112544.274	-112544.274
15	BA6	3,757	-180223.376	180223.376	180223.376	-180223.376
16	BA7	6,637	-121453.229	121453.229	121453.229	-121453.229
17	BA8	5,378	-125901.678	125901.678	102227.367	-102227.367
18	BA9	2,400	-397739.361	397739.361	397739.361	-397739.361
19	BL	6,895	-77778.068	77778.068	77778.068	-77778.068

Gaya geser rencana V_e dihitung akibat beban gravitasi terfaktor dan akibat beban gempa baik gempa arah kiri maupun arah kanan. V_e yang diperhitungkan untuk perencanaan tulangan geser diambil dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kiri dan kanan. Gambar 4.48 berikut menggambarkan ilustrasi perhitungan V_e untuk balok B1.



Gambar 4.50 Perhitungan Reaksi Perletakan Akibat M_{pr} Gempa ke Kanan dan Beban Gravitasi



Gambar 4.51 Perhitungan Reaksi Perletakan Akibat M_{pr} Gempa ke Kiri dan Beban Gravitasi

Pada gambar 4.50 dan 4.51 ditunjukkan pengaruh beban gravitasi terfaktor dan ditunjukkan pula besarnya M_{pr}^+ dan M_{pr}^- dari gempa arah kiri dan kanan pada balok B1. Perhitungan gaya geser rencana (V_e) pada tipe balok lainnya disajikan dalam bentuk tabel 4.47 berikut ini.

Tabel 4.47 Perhitungan Gaya Geser Rencana (V_e) Akibat Gempa Arah Kiri dan Kanan pada Balok B1

No. Balok	Bentang Bersih L_n (mm)	Beban Gravitasi		Beban Gempa ke Kanan		Beban Gempa ke Kiri		Gaya Geser Ujung Balok Akibat Gempa ke Kanan $V_e = V_G + V_{Mpr}$		Gaya Geser Ujung Balok Akibat Gempa ke Kiri $V_e = V_G + V_{Mpr}$	
		Reaksi Perletakan (N)	V_G	Reaksi Perletakan / Gaya Geser Ujung Balok (V_{Mpr})	R_{kiri}	R_{kanan}	Reaksi Perletakan / Gaya Geser Ujung Balok (V_{Mpr})	R_{kiri}	R_{kanan}	R_{kiri}	R_{kanan}
1	B1	207853.400	207853.400	-220523.014	220523.014	234721.792	-234721.792	-12669.614	428376.414	442575.192	-26868.392
2	B2	206829.492	206829.492	-204733.324	204733.324	204733.324	-204733.324	2096.167	411562.816	411562.816	2096.167
3	B3	180823.675	180823.675	-160780.951	160780.951	156567.201	-156567.201	20042.724	341604.627	337390.876	24256.474
4	B4	160789.645	160789.645	-195513.977	195513.977	104361.645	-104361.645	-34724.331	356303.622	265151.291	56428.000
5	B5	126554.631	126554.631	-161871.458	161871.458	161871.458	-161871.458	-35316.827	288426.089	288426.089	-35316.827
6	B6	174883.834	174883.834	-161884.927	161884.927	161884.927	-161884.927	12998.907	336768.761	336768.761	12998.907
7	B7	168778.422	168778.422	-137080.153	137080.153	135838.675	-135838.675	31698.269	305858.575	304617.097	32939.746
8	B8	186763.517	186763.517	-140053.964	140053.964	155667.462	-155667.462	46709.552	326817.481	342430.978	31096.055
9	BA1	210785.748	210785.748	-158083.910	158083.910	107293.894	-107293.894	52701.838	368869.658	318079.642	103491.854
10	BA1A	126455.138	126455.138	-154765.537	154765.537	237442.756	-237442.756	-28310.398	281220.675	363897.894	-110987.618
11	BA2	149578.364	149578.364	-200736.630	200736.630	200736.630	-200736.630	-51158.266	350314.993	350314.993	-51158.266
12	BA3	130617.319	130617.319	-176514.753	176514.753	176514.753	-176514.753	-45897.434	307132.072	307132.072	-45897.434
13	BA4	126455.138	126455.138	-154765.537	154765.537	154765.537	-154765.537	-28310.398	281220.675	281220.675	-28310.398
14	BA5	141196.194	141196.194	-112544.274	112544.274	112544.274	-112544.274	28651.921	253740.468	253740.468	28651.921
15	BA6	108592.447	108592.447	-180223.376	180223.376	180223.376	-180223.376	-71630.929	288815.822	288815.822	-71630.929
16	BA7	230285.598	230285.598	-121453.229	121453.229	121453.229	-121453.229	108832.370	351738.827	351738.827	108832.370
17	BA8	155445.882	155445.882	-125901.678	125901.678	102227.367	-102227.367	29544.204	281347.560	257673.249	53218.515
18	BA9	83273.382	83273.382	-397739.361	397739.361	397739.361	-397739.361	-314465.979	481012.743	481012.743	-314465.979
19	BL	27502.737	27502.737	-77778.068	77778.068	77778.068	-77778.068	-50275.330	105280.805	105280.805	-50275.330

Dalam SNI 03 – 2847 – 2002 berlaku ketentuan bahwa kuat geser nominal beton yang disumbangkan pada elemen struktur balok dianggap tidak ada ($V_c = 0$) jika kondisi berikut terpenuhi :

- Gaya geser akibat beban gempa kiri dan kanan (V_{Mpr}) sama dengan atau lebih besar dari 50% gaya geser rencana (V_e)

Gempa arah kiri :

$$V_{Mpr} \geq 0.5V_e$$

$$234721.792 \geq 0.5(442575.192)$$

$$234721.792 > 221287.596 \dots (V_c = 0)$$

Gempa arah kanan :

$$V_{Mpr} \geq 0.5V_e$$

$$220523.014 \geq 0.5(428376.414)$$

$$220523.014 > 214188.207 \dots (V_c = 0)$$

- Gaya tekan aksial balok lebih kecil dari $(A_g \cdot f_c')/20$

Gaya geser pada balok jauh lebih dominan dari pada gaya aksial yang terjadi, karena beban yang ada hanya beban vertikal dan beban gempa saja. Gaya aksial yang terjadi pada balok kecil sekali bahkan sama dengan nol (0). Sehingga,

$$P < (A_g \cdot f_c')/20$$

$$0 < (400 \times 850 \times 35) / 20$$

$$0 < 595000 \dots (V_c = 0)$$

Jika salah satu ketentuan di atas tidak terpenuhi maka pada kuat geser nominal selain terdapat kuat geser tulangan sengkang terdapat pula kontribusi kuat geser beton ($V_n = V_s + V_c$).

Tabel 4.48 Kontrol Gaya Geser Akibat M_{pr} Terhadap Gaya Geser Rencana (V_e)

No. Balok	Bentang Bersih L_n (mm)	Tinggi Efektif Balok		Syarat SRPMK				
		b (mm)	h (mm)	Gempa ke Kanan		Gempa ke kiri		
				Ujung Kiri Balok $V_{Mpr} > 50\%V_e$	Ujung Kanan Balok $V_{Mpr} > 50\%V_e$	Ujung Kiri Balok $V_{Mpr} > 50\%V_e$	Ujung Kanan Balok $V_{Mpr} > 50\%V_e$	
1	B1	10,150	400	850	220523.014 > 6334.807 (Vc = 0)	220523.014 > 214188.207 (Vc = 0)	234721.792 > 221287.596 (Vc = 0)	234721.792 > 13434.196 (Vc = 0)
2	B2	10,100	400	850	204733.324 > 1048.084 (Vc = 0)	204733.324 < 205781.408 (Vc ≠ 0)	204733.324 < 205781.408 (Vc ≠ 0)	204733.324 > 1048.084 (Vc = 0)
3	B3	8,737	400	750	160780.951 > 10021.362 (Vc = 0)	160780.951 < 170802.313 (Vc ≠ 0)	156567.201 < 168695.438 (Vc ≠ 0)	156567.201 > 12128.237 (Vc = 0)
4	B4	7,769	400	750	195513.977 > 17362.166 (Vc = 0)	195513.977 > 178151.811 (Vc = 0)	104361.645 < 132575.645 (Vc ≠ 0)	104361.645 > 28214.000 (Vc = 0)
5	B5	7,213	350	650	161871.458 > 17658.413 (Vc = 0)	161871.458 > 144213.044 (Vc = 0)	161871.458 > 144213.044 (Vc = 0)	161871.458 > 17658.413 (Vc = 0)
6	B6	8,450	400	750	161884.927 > 6499.453 (Vc = 0)	161884.927 < 168384.380 (Vc ≠ 0)	161884.927 < 168384.380 (Vc ≠ 0)	161884.927 > 6499.453 (Vc = 0)
7	B7	8,155	400	750	137080.153 > 15849.134 (Vc = 0)	137080.153 < 152929.287 (Vc ≠ 0)	135838.675 < 152308.549 (Vc ≠ 0)	135838.675 > 16469.873 (Vc = 0)
8	B8	9,024	400	750	140053.964 > 23354.776 (Vc = 0)	140053.964 < 163408.740 (Vc ≠ 0)	155667.462 < 171215.489 (Vc ≠ 0)	155667.462 > 15548.028 (Vc = 0)
9	BA1	6,075	350	750	158083.910 > 26350.919 (Vc = 0)	158083.910 < 184434.829 (Vc ≠ 0)	107293.894 < 159039.821 (Vc ≠ 0)	107293.894 > 51745.927 (Vc = 0)
10	BA1A	4,375	300	650	154765.537 > 14155.199 (Vc = 0)	154765.537 > 140610.337 (Vc = 0)	237442.756 > 181948.947 (Vc = 0)	237442.756 > 55493.809 (Vc = 0)
11	BA2	5,175	300	650	200736.630 > 25579.133 (Vc = 0)	200736.630 > 175157.497 (Vc = 0)	200736.630 > 175157.497 (Vc = 0)	200736.630 > 25579.133 (Vc = 0)
12	BA3	4,519	300	650	176514.753 > 22948.717 (Vc = 0)	176514.753 > 153566.036 (Vc = 0)	176514.753 > 153566.036 (Vc = 0)	176514.753 > 22948.717 (Vc = 0)
13	BA4	4,375	300	650	154765.537 > 14155.199 (Vc = 0)	154765.537 > 140610.337 (Vc = 0)	154765.537 > 140610.337 (Vc = 0)	154765.537 > 14155.199 (Vc = 0)
14	BA5	4,885	300	650	112544.274 > 14325.960 (Vc = 0)	112544.274 < 126870.234 (Vc ≠ 0)	112544.274 < 126870.234 (Vc ≠ 0)	112544.274 > 14325.960 (Vc = 0)
15	BA6	3,757	300	650	180223.376 > 35815.464 (Vc = 0)	180223.376 > 144407.911 (Vc = 0)	180223.376 > 144407.911 (Vc = 0)	180223.376 > 35815.464 (Vc = 0)
16	BA7	6,637	350	750	121453.229 > 54416.185 (Vc = 0)	121453.229 < 175869.413 (Vc ≠ 0)	121453.229 < 175869.413 (Vc ≠ 0)	121453.229 > 54416.185 (Vc = 0)
17	BA8	5,378	300	650	125901.678 > 14772.102 (Vc = 0)	125901.678 < 140673.780 (Vc ≠ 0)	102227.367 < 128836.624 (Vc ≠ 0)	102227.367 > 26609.258 (Vc = 0)
18	BA9	2,400	350	750	397739.361 > 157232.989 (Vc = 0)	397739.361 > 240506.371 (Vc = 0)	397739.361 > 240506.371 (Vc = 0)	397739.361 > 157232.989 (Vc = 0)
19	BL	6,895	200	650	77778.068 > 25137.665 (Vc = 0)	77778.068 > 52640.403 (Vc = 0)	77778.068 > 52640.403 (Vc = 0)	77778.068 > 25137.665 (Vc = 0)

Berikut perhitungan gaya geser rencana tulangan sengkang akibat gempa kiri dan kanan pada balok B1 dimana $V_c = 0$:

$$\begin{aligned} V_{s \text{ kiri}} &= \frac{V_n}{\phi} - V_c \\ &= \frac{442575.192}{0.75} - 0 = 590100.256 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ kanan}} &= \frac{V_n}{\phi} - V_c \\ &= \frac{428376.414}{0.75} = 571168.552 \text{ N} \end{aligned}$$

SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.5(6(9)) membatasi kuat geser rencana tuangan sengkang (V_s) tidak melampaui $V_{s \text{ max}}$ sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_{s \text{ max.}} &= \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{2}{3} \sqrt{35} \cdot 400 \cdot 762,5 \\ &= 1202936.222 \text{ N} > V_{s \text{ kiri}} = 590100.256 \text{ N} \dots(\text{OK}) \\ &= 1202936.222 \text{ N} > V_{s \text{ kanan}} = 571168.552 \text{ N} \dots(\text{OK}) \end{aligned}$$

Asumsi balok B1 memakai tulangan geser 4 kaki Ø10mm maka jarak antar tulangan geser adalah :

- Area Tumpuan Kiri Balok B1

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{3(0,25 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 400 \cdot 762,5}{590100,256} \\ &= 121.78 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Area Tumpuan Kanan Balok B1

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

$$= \frac{3(0,25 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 400 \cdot 762,5}{571168,552}$$

$$= 125.82 \text{ mm}$$

Dari kedua hasil s_i yang didapat maka diambil $s_i = 120 \text{ mm}$.

Untuk memenuhi syarat SRPMK sepanjang jarak batas sendi plastis balok (2h) jarak antar tulangan sengkang berlaku ketentuan sebagai berikut :

- $s_i \leq d/4$
 $120 \leq 762.5 / 4$
 $120 < 190.625 \dots$ (OK)
- $s_i \leq 8 \varnothing_{\text{tul. lentur}}$
 $120 \leq 8(25)$
 $120 < 200 \text{ mm} \dots$ (OK)
- $s_i \leq 24 \varnothing_{\text{sengkang}}$
 $120 \leq 24(10)$
 $120 < 240 \text{ mm} \dots$ (OK)
- $s_i \leq 300 \text{ mm}$
 $120 < 300 \text{ mm} \dots$ (OK)

Karena hasil kontrol s_i memenuhi syarat maka sepanjang daerah sendi plastis tulangan sengkang dipasang dengan jarak antar sengkang $s = 120 \text{ mm}$, dan sengkang pertama dipasang pada jarak 50 mm dari muka tumpuan kolom.

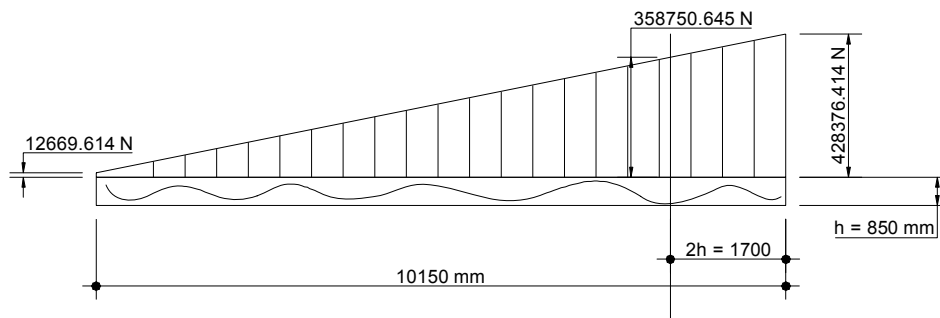
Tabel 4.49 Perhitungan Gaya Geser Sengkang Area Sendi Plastis Akibat Gempa Kiri ($V_{c\ kiri}$) dan Gempa Kanan ($V_{c\ kanan}$)

No. Balok	Bentang Bersih L_n (mm)	Tinggi Efektif Balok			Gaya Geser Akibat Gempa + Beban Gravitasi ($V_e\ max$)						$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w d$		$V_{s\ kiri}$		$V_{s\ kanan}$		$V_{s1} = \frac{V_e - V_c}{\phi}$
		b (mm)	h (mm)	d (mm)	G. Kanan + B. Gravitasi			G. Kiri + B. Gravitasi			$V_{c\ kiri}$	$V_{c\ kanan}$	$V_{s\ kiri}$	$V_{s\ kanan}$			
					$V_{e\ kiri\ max}$	$V_{e\ kanan\ min}$	$V_{e\ kiri\ min}$	$V_{e\ kanan\ max}$									
1 B1	10,150	400	850	762.5	442575.192	-26868.392	-12669.614	428376.414	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	590100.26	(Butuh tulangan sengkang)	571168.6	(Butuh tulangan sengkang)
2 B2	10,100	400	850	762.5	411562.816	2096.167	2096.167	411562.816	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	548750.42	(Butuh tulangan sengkang)	-90309.4	(Pakai Tul. Min.)
3 B3	8,737	400	750	662.5	337390.876	24256.474	20042.724	341604.627	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	449854.5	(Butuh tulangan sengkang)	-52940.3	(Pakai Tul. Min.)
4 B4	7,769	400	750	687.5	265151.291	56428.000	-34724.331	356303.622	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	353535.05	(Butuh tulangan sengkang)	475071.5	(Butuh tulangan sengkang)
5 B5	7,213	350	650	587.5	288426.089	-35316.827	-35316.827	288426.089	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	384568.12	(Butuh tulangan sengkang)	384568.1	(Butuh tulangan sengkang)
6 B6	8,450	400	750	662.5	336768.761	12998.907	12998.907	336768.761	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	449025.01	(Butuh tulangan sengkang)	-40900.3	(Pakai Tul. Min.)
7 B7	8,155	400	750	687.5	304617.097	32939.746	31698.269	305858.575	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	406156.13	(Butuh tulangan sengkang)	-100602	(Pakai Tul. Min.)
8 B8	9,024	400	750	687.5	342430.978	31096.055	46709.552	326817.481	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	456574.64	(Butuh tulangan sengkang)	-72656.5	(Pakai Tul. Min.)
9 BA1	6,075	350	750	687.5	318079.642	103491.854	52701.838	368869.658	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	424106.19	(Butuh tulangan sengkang)	-16586.9	(Pakai Tul. Min.)
10 BA1A	4,375	300	650	587.5	363897.894	-110987.618	-28310.398	281220.675	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	485197.19	(Butuh tulangan sengkang)	374960.9	(Butuh tulangan sengkang)
11 BA2	5,175	300	650	587.5	350314.993	-51158.266	-51158.266	350314.993	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	467086.66	(Butuh tulangan sengkang)	467086.7	(Butuh tulangan sengkang)
12 BA3	4,519	300	650	587.5	307132.072	-45897.434	-45897.434	307132.072	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	409509.43	(Butuh tulangan sengkang)	409509.4	(Butuh tulangan sengkang)
13 BA4	4,375	300	650	587.5	281220.675	-28310.398	-28310.398	281220.675	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	374960.9	(Butuh tulangan sengkang)	374960.9	(Butuh tulangan sengkang)
14 BA5	4,885	300	650	587.5	253740.468	28651.921	28651.921	253740.468	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	338320.62	(Butuh tulangan sengkang)	-38213.2	(Pakai Tul. Min.)
15 BA6	3,757	300	650	587.5	288815.822	-71630.929	-71630.929	288815.822	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	385087.76	(Butuh tulangan sengkang)	385087.8	(Butuh tulangan sengkang)
16 BA7	6,637	350	750	687.5	351738.827	108832.370	108832.370	351738.827	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	468985.1	(Butuh tulangan sengkang)	-39428	(Pakai Tul. Min.)
17 BA8	5,378	300	650	587.5	257673.249	53218.515	29544.204	281347.560	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	343564.33	(Butuh tulangan sengkang)	-1403.75	(Pakai Tul. Min.)
18 BA9	2,400	350	750	687.5	481012.743	-314465.979	-314465.979	481012.743	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	641350.32	(Butuh tulangan sengkang)	641350.3	(Butuh tulangan sengkang)
19 BL	6,895	200	650	587.5	105280.805	-50275.330	-50275.330	105280.805	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8	140374.41	(Butuh tulangan sengkang)	140374.4	(Butuh tulangan sengkang)

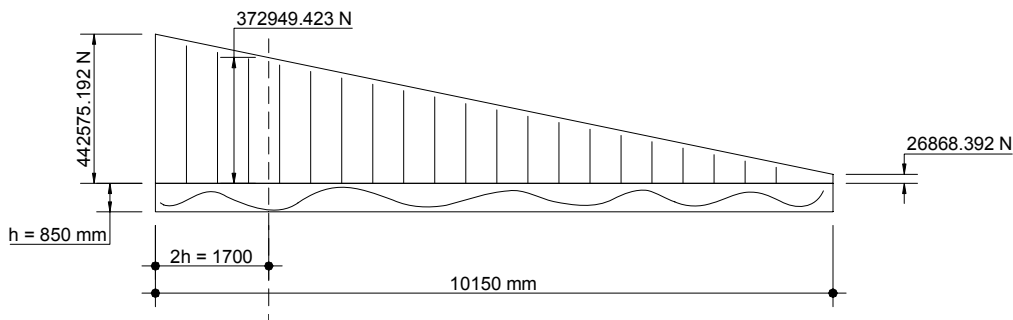
Tabel 4.50 Perhitungan Jarak Sengkang Area Sendi Plastis (s)

No. Balok	Bentang Bersih L _n (mm)	Dimensi Balok		Kontrol V _{s1}		Kontrol V _{s1} terhadap V _{s,max} $V_{s,max} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b d$	Panjang Area Sendi Plastis (2h)	Jml. kaki sengkang	Av (mm ²)	Area Sendi Plastis					
		b (mm)	h (mm)	d (mm)	V _{s, kiri}					V _{s, kanan}	S _{1, kiri} (mm)	S _{1, kanan} (mm)	S _{1, kiri embil} (mm)	S _{1, kanan embil} (mm)	
1	B1	10,150	400	850	762.5	590100.26 (Butuh tulangan sengkang)	571168.6 (Butuh tulangan sengkang)	1202936.223 (OK)	1700	3	235.62	121	125	120	120
2	B2	10,100	400	850	762.5	548750.42 (Butuh tulangan sengkang)	-90309.45 (Pakai Tul. Min.)	1202936.223 (OK)	1700	3	235.62	130	Pakai Tul. Min.	130	Pakai Tul. Min.
3	B3	8,737	400	750	662.5	449854.5 (Butuh tulangan sengkang)	-52940.27 (Pakai Tul. Min.)	1045174.095 (OK)	1500	3	235.62	138	Pakai Tul. Min.	130	Pakai Tul. Min.
4	B4	7,769	400	750	687.5	353535.05 (Butuh tulangan sengkang)	475071.5 (Butuh tulangan sengkang)	1084614.627 (OK)	1500	3	235.62	183	136	180	130
5	B5	7,213	350	650	587.5	384568.12 (Butuh tulangan sengkang)	384568.1 (Butuh tulangan sengkang)	810995.9369 (OK)	1300	3	235.62	143	143	140	140
6	B6	8,450	400	750	662.5	449025.01 (Butuh tulangan sengkang)	-40900.34 (Pakai Tul. Min.)	1045174.095 (OK)	1500	3	235.62	139	Pakai Tul. Min.	130	Pakai Tul. Min.
7	B7	8,155	400	750	687.5	406156.13 (Butuh tulangan sengkang)	-100601.7 (Pakai Tul. Min.)	1084614.627 (OK)	1500	3	235.62	159	Pakai Tul. Min.	150	Pakai Tul. Min.
8	B8	9,024	400	750	687.5	456574.64 (Butuh tulangan sengkang)	-72656.47 (Pakai Tul. Min.)	1084614.627 (OK)	1500	3	235.62	141	Pakai Tul. Min.	140	Pakai Tul. Min.
9	BA1	6,075	350	750	687.5	424106.19 (Butuh tulangan sengkang)	-16586.9 (Pakai Tul. Min.)	949037.7985 (OK)	1500	2	157.08	101	Pakai Tul. Min.	100	Pakai Tul. Min.
10	BA1A	4,375	300	650	587.5	485197.19 (Butuh tulangan sengkang)	374960.9 (Butuh tulangan sengkang)	695139.3745 (OK)	1300	3	235.62	114	147	110	140
11	BA2	5,175	300	650	587.5	467086.66 (Butuh tulangan sengkang)	467086.7 (Butuh tulangan sengkang)	695139.3745 (OK)	1300	3	235.62	118	118	110	110
12	BA3	4,519	300	650	587.5	409509.43 (Butuh tulangan sengkang)	409509.4 (Butuh tulangan sengkang)	695139.3745 (OK)	1300	3	235.62	135	135	130	130
13	BA4	4,375	300	650	587.5	374960.9 (Butuh tulangan sengkang)	374960.9 (Butuh tulangan sengkang)	695139.3745 (OK)	1300	3	235.62	147	147	140	140
14	BA5	4,885	300	650	587.5	338320.62 (Butuh tulangan sengkang)	-38213.2 (Pakai Tul. Min.)	695139.3745 (OK)	1300	2	157.08	109	Pakai Tul. Min.	100	Pakai Tul. Min.
15	BA6	3,757	300	650	587.5	385087.76 (Butuh tulangan sengkang)	385087.8 (Butuh tulangan sengkang)	695139.3745 (OK)	1300	3	235.62	143	143	140	140
16	BA7	6,637	350	750	687.5	468985.1 (Butuh tulangan sengkang)	-39428 (Pakai Tul. Min.)	949037.7985 (OK)	1500	3	235.62	138	Pakai Tul. Min.	130	Pakai Tul. Min.
17	BA8	5,378	300	650	587.5	343564.33 (Butuh tulangan sengkang)	-1403.748 (Pakai Tul. Min.)	695139.3745 (OK)	1300	2	157.08	107	Pakai Tul. Min.	100	Pakai Tul. Min.
18	BA9	2,400	350	750	687.5	641350.32 (Butuh tulangan sengkang)	641350.3 (Butuh tulangan sengkang)	949037.7985 (OK)	1500	3	235.62	101	101	100	100
19	BL	6,895	200	650	587.5	140374.41 (Butuh tulangan sengkang)	140374.4 (Butuh tulangan sengkang)	463426.2497 (OK)	1300	2	157.08	262	262	260	260

Gambar 4.50 dan 4.51 berikut memberikan ilustrasi bidang gaya geser rencana (V_e) yang terjadi akibat gempa + beban merata, pada gambar tampak batas sendi plastis balok yaitu sepanjang $2h = 2(850\text{mm}) = 1700\text{ mm}$.



Gambar 4.52 Bidang Gaya Geser (V_e) Akibat Gempa ke Kanan dan Beban Gravitasi



Gambar 4.53 Bidang Gaya Geser (V_e) Akibat Gempa ke Kiri dan Beban Gravitasi

Di luar area sendi plastis yaitu area lapangan, tulangan geser dipasang berdasarkan nilai gaya geser rencana pada jarak $2h$, di luar area sendi plastis ini kontribusi kuat geser beton (V_c) diperhitungkan. Sehingga,

$$\begin{aligned}
 V_{s2\text{ kiri}} &= \frac{V_u}{\phi} - V_c & V_{s2\text{ kanan}} &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{372949.423}{0.75} - \frac{1}{6}\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d & &= \frac{358750.645}{0.75} - \frac{1}{6}\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{372949.423}{0.75} - \frac{1}{6}\sqrt{35} \cdot 400 \cdot 762,5 & &= \frac{358750.645}{0.75} - \frac{1}{6}\sqrt{35} \cdot 400 \cdot 762,5 \\
 &= 196531.842\text{ N} & &= 177600.138\text{ N}
 \end{aligned}$$

Asumsi balok B1 di area luar sendi plastis memakai tulangan geser 4 kaki Ø10mm sehingga jarak antar tulangan geser,

$$s_{2 \text{ kiri}} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2(0,25 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 400 \cdot 762,5}{196531,842} = 243.77 \text{ mm}$$

$$s_{2 \text{ kanan}} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2(0,25 \cdot \pi \cdot 10^2) \cdot 400 \cdot 762,5}{177600,138} = 269.76 \text{ mm}$$

Berdasarkan gaya geser rencana terbesar pada jarak 2h maka jarak antar sengkang untuk area luar sendi plastis diambil $s_2 = 240 \text{ mm}$. Adapun syarat untuk jarak antar sengkang pada area luar sendi plastis adalah :

$$s_2 \leq d/2$$

$$240 \leq 762.5/2$$

$$240 < 381.25 \text{ mm} \dots (\text{Ok})$$

Karena nilai s_2 yang telah dihitung memenuhi syarat ketentuan SRPMK maka jarak tulangan geser yaitu $s_2 = 240 \text{ mm}$. Perhitungan penulangan sengkang untuk tipe balok lainnya disajikan pada tabel 4.46 berikut :

Tabel 4.52 Perhitungan Jarak Antar Sengkang Area Luar Sendi Plastik (s₂) dan Kontrol s₂ Terhadap Syarat SRPMK

No. Balok	Bentang Bersih			Dimensi Balok			Gaya Geser Akibat Gempa + Beban Gravitasi (V _{g,max})				V _{g, kiri} pada jarak 2h	V _{g, kanan} pada jarak 2h	V _{g, kiri} - V _{g, kanan} / φ	V _{g, kiri} pada jarak 2h	V _{g, kanan} pada jarak 2h	V _{g, kiri} - V _{g, kanan} / φ	Area Luar Sendi Plastik				Syarat SRPMK Kontrol si di Area Luar Sendi Plastik		
	L _n (mm)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	G. Kanan + B. Gravitasi		G. Kiri + B. Gravitasi		Jml. sengkang	A _v (mm ²)							s = $\frac{A_v \cdot \phi \cdot d}{V}$		s _{2, kiri} (mm)	s _{2, kanan} (mm)	s _{2, ambil} (mm)	s ₁ ≤ s/2	s ₂ jawa
					V _{g, kiri} max	V _{g, kiri} min	V _{g, kanan} max	V _{g, kanan} min									s _{2, kiri}	s _{2, kanan}					
1 B1	10,150	400	850	762.5	-26868.392	-12669.614	428376.414	373949.423	196531.841	358750.645	177600.137	2	157.08	243	269	240	240 < 381.25 (OK)	240					
2 B2	10,100	400	850	762.5	411562.816	2096.167	411562.816	341937.047	155182.006	341937.047	155182.006	2	157.08	308	308	300	300 < 381.25 (OK)	300					
3 B3	8,737	400	750	662.5	337390.876	24256.474	341604.627	275301.941	105775.731	275301.941	111394.065	2	157.08	393	373	370	370 > 331.25 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	330					
4 B4	7,769	400	750	687.5	265151.291	56428.000	-34724.331	356303.622	203062.356	-403.849	294214.687	2	157.08	-106962	356	350	350 > 343.75 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	340					
5 B5	7,213	350	650	587.5	288426.089	-35316.827	288426.089	242808.171	120995.244	242808.171	120995.244	2	157.08	305	305	300	300 > 293.75 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	290					
6 B6	8,450	400	750	662.5	336768.761	12998.907	336768.761	274679.826	104946.244	274679.826	104946.244	2	157.08	396	396	390	390 > 331.25 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	330					
7 B7	8,155	400	750	687.5	304617.097	32939.746	31698.269	305858.575	52217.226	243769.640	53872.529	2	157.08	827	801	800	800 > 343.75 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	340					
8 B8	9,024	400	750	687.5	342430.978	31096.055	46709.552	326617.481	280342.043	102635.734	264728.546	2	157.08	420	527	420	420 > 343.75 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	340					
9 BA1	6,075	350	750	687.5	318079.642	103491.854	57201.838	368869.658	213987.914	48057.770	264777.930	2	157.08	898	373	370	370 > 343.75 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	340					
10 BA1A	4,375	300	650	587.5	363897.894	-110987.618	-28310.398	281220.675	288747.412	211211.706	206070.193	2	157.08	174	365	170	170 < 293.75 (OK)	170					
11 BA2	5,175	300	650	587.5	350314.993	-51158.266	-51158.266	350314.993	193101.171	193101.171	193101.171	2	157.08	191	191	190	190 < 293.75 (OK)	190					
12 BA3	4,519	300	650	587.5	307132.072	-45897.434	-45897.434	307132.072	135523.942	231981.589	135523.942	2	157.08	272	272	270	270 < 293.75 (OK)	270					
13 BA4	4,375	300	650	587.5	281220.675	-28310.398	-28310.398	281220.675	100975.413	206070.193	100975.413	2	157.08	365	365	360	360 > 293.75 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	290					
14 BA5	4,885	300	650	587.5	253740.468	28651.921	28651.921	253740.468	64335.138	178589.986	64335.138	2	157.08	573	573	570	570 > 293.75 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	290					
15 BA6	3,757	300	650	587.5	288815.822	-71630.929	-71630.929	288815.822	111102.277	213665.340	111102.277	2	157.08	332	332	330	330 > 293.75 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	290					
16 BA7	6,637	350	750	687.5	351738.827	108832.370	108832.370	351738.827	247647.099	92936.683	247647.099	2	157.08	464	464	460	460 > 343.75 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	340					
17 BA8	5,378	300	650	587.5	257673.249	53218.515	29544.204	281347.560	18252.766	69578.845	206197.077	2	157.08	530	364	360	360 > 293.75 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	290					
18 BA9	2,400	350	750	687.5	481012.743	-314465.979	-314465.979	481012.743	376921.015	265301.904	376921.015	2	157.08	162	162	160	160 < 343.75 (OK)	160					
19 BL	6,895	200	650	587.5	105280.805	-50275.330	-50275.330	105280.805	10690.024	94909.940	10690.024	2	157.08	3453	3453	3450	3450 > 293.75 (Not OK, Pakai Jarak Minimum)	290					

Dari seluruh tahapan perhitungan tulangan geser balok yang telah dilakukan maka diperoleh *summary* sebagai berikut :

Tabel 4.53 *Summary* Perhitungan Tulangan Geser Balok

No	Tipe Balok	Ln (mm)	Area Sendi Plastis (l_o)		Area Luar Sendi Plastis (l_1)	
			Panjang sendi plastis (l_o), mm	Tulangan Sengkang	Panjang luar sendi plastis (l_1), mm	Tulangan Sengkang
1	B1	10,150	1700	3 Ø 10 - 100	6750	2 Ø 10 - 200
2	B2	10,100	1700	3 Ø 10 - 150	6700	2 Ø 10 - 300
3	B3	8,737	1500	3 Ø 10 - 150	5737	2 Ø 10 - 300
4	B4	7,769	1500	3 Ø 10 - 100	4769	2 Ø 10 - 300
5	B5	7,213	1300	3 Ø 10 - 100	4613	2 Ø 10 - 250
6	B6	8,450	1500	3 Ø 10 - 150	5450	2 Ø 10 - 300
7	B7	8,155	1500	3 Ø 10 - 150	5155	2 Ø 10 - 300
8	B8	9,024	1500	3 Ø 10 - 150	6024	2 Ø 10 - 300
9	BA1	6,075	1500	2 Ø 10 - 150	3075	2 Ø 10 - 300
10	BA1A	4,375	1300	3 Ø 10 - 100	1775	2 Ø 10 - 150
11	BA2	5,175	1300	3 Ø 10 - 100	2575	2 Ø 10 - 150
12	BA3	4,519	1300	3 Ø 10 - 100	1919	2 Ø 10 - 250
13	BA4	4,375	1300	3 Ø 10 - 100	1775	2 Ø 10 - 250
14	BA5	4,885	1300	2 Ø 10 - 100	2285	2 Ø 10 - 250
15	BA6	3,757	1300	3 Ø 10 - 100	1157	2 Ø 10 - 250
16	BA7	6,637	1500	3 Ø 10 - 150	3637	2 Ø 10 - 300
17	BA8	5,378	1300	2 Ø 10 - 100	2778	2 Ø 10 - 250
18	BA9	2,400	1500	3 Ø 10 - 100	-	- - - - -
19	BL	6,895	1300	2 Ø 10 - 100	4295	2 Ø 10 - 250

4.3.4 Perencanaan Tulangan Kolom

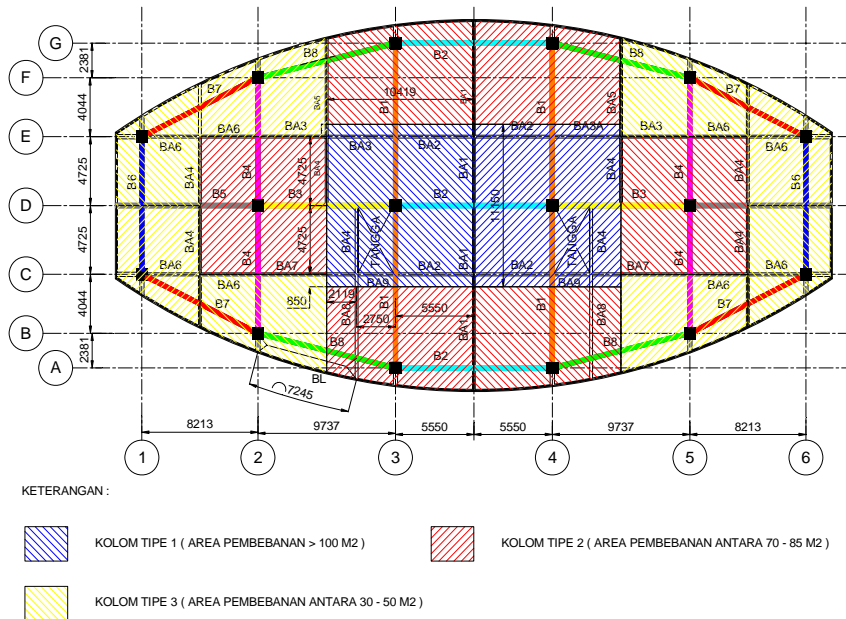
4.3.4.1 Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom

Berdasarkan preliminary desain kolom yang telah dilakukan sebelumnya diperoleh dimensi kolom sebagai berikut.

Tabel 4.54 Data Dimensi Kolom

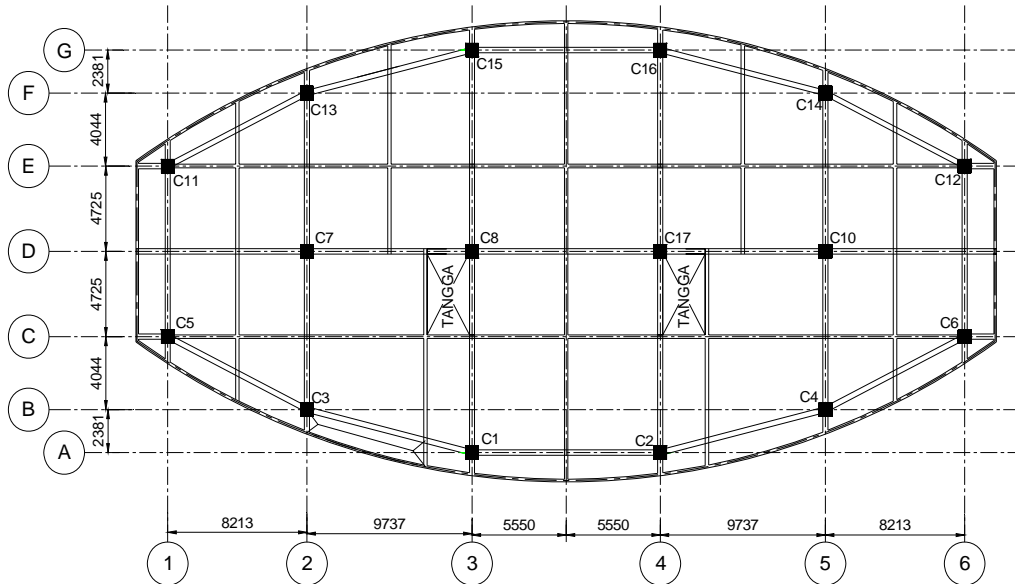
Lantai	b = h (mm)		
	Tipe 1	Tipe 2	Tipe 3
Lantai 10	400.00	350.00	300.00
Lantai 9	600.00	500.00	400.00
Lantai 8	700.00	600.00	500.00
Lantai 7	750.00	700.00	500.00
Lantai 6	850.00	700.00	550.00
Lantai 5	900.00	800.00	600.00
Lantai 4	900.00	800.00	600.00
Lantai 3	950.00	800.00	650.00
Lantai 2	1000.00	850.00	650.00
Lantai 1	1000.00	850.00	650.00

Dari tabel di atas tampak pada tiap lantai ukuran kolom dibedakan menjadi 3 tipe berdasarkan besaran area pembebanan yang ada. Berikut lokasi tipe-tipe kolom yang dimaksud :



Gambar 4.54 Denah Pengelompokan Tipe Kolom

Berdasarkan gambar 4.54 Maka penomoran kolom setiap lantai dibuat seperti gambar berikut :



Gambar 4.55 Denah Penomoran Kolom

Dari ketiga tipe kolom di atas perhitungan penulangan untuk setiap tipe kolom diwakili oleh 1 kolom yang memiliki area pembebanan paling dominan. Tipe kolom 1 diwakili oleh kolom C8 terletak pada portal as 3, tipe kolom 2 diwakili oleh kolom C7 yang terletak pada portal as 2, dan tipe kolom 3 diwakili oleh kolom C3 yang terletak pada portal as 2. Adapun tahap-tahap perhitungan tulangan memanjang kolom adalah sebagai berikut :

a. Input Data Perencanaan

Perhitungan tulangan dilakukan dengan bantuan software Etabs sehingga diperlukan data-data pendukung untuk mendapatkan hasil yang maksimal. Data yang menjadi input dalam perhitungan penulangan kolom adalah input dimensi kolom (lihat tabel 4.53), mutu beton $f_c' = 35$ MPa, mutu tulangan $f_y = 400$ MPa, dan data kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 sebagai berikut:

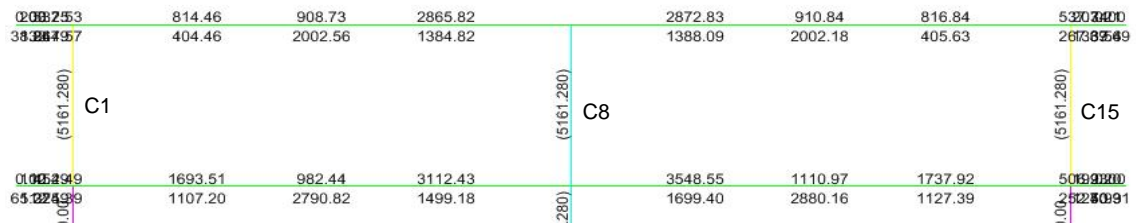
- 1.4DL
- 1.2DL + 1.6LL
- 0.9DL ±1.0E
- 1.2DL + L_R ± 1.0E

b. Menentukan Luas Tulangan Kolom

Menentukan luas Tulangan Kolom (As) dihitung dengan menggunakan bantuan software Etabs. Berdasarkan input kombinasi beban dan data struktur yang telah diinput pada software Etabs maka dilakukan running terhadap struktur sehingga menghasilkan output berupa luas tulangan sebagai berikut.

Kolom Tipe 1

Dalam hal ini kolom tipe 1 diwakili oleh kolom C8 pada portal as 3, berikut output perhitungan yang dihasilkan melalui software Etabs :



Gambar 4.56 Output Luas Penulangan Portal As 3 Lantai 10

Pada gambar 4.56 dihasilkan luas tulangan memanjang kolom C8 lantai 10 adalah sebesar 5161.280 mm². SNI 03 – 2847 – 2002 mengatur mengenai perencanaan tulangan memanjang kolom untuk SRPMK, dimana luas tulangan yang diijinkan pada penampang kolom adalah 1 % sampai dengan 6 %. Penampang kolom C8 lantai 10 memiliki dimensi 400 x 400 mm sehingga rasio tulangan kolom :

$$\begin{aligned} \rho &= 5161.280 \text{ mm}^2 / (400 \times 400) \text{ mm}^2 \\ &= 5161.280 / 160000 \\ &= 0.032258 (3.22 \%) \dots \text{Ok, memenuhi syarat} \end{aligned}$$

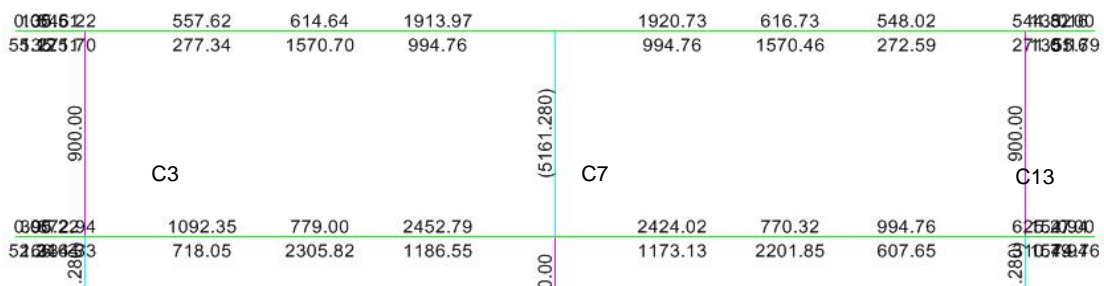
Pada tabel berikut disajikan perhitungan luas tulangan dan rasio penulangan kolom tipe 1 (kolom C8) pada tiap lantai gedung :

Tabel 4.55 Perhitungan Rasio Penulangan Kolom C8 (Tipe 1)

Lantai	Kolom Tipe 1 (C8)				
	b (mm)	A _{tul.} (mm ²) (Output Running ETABS)	ρ (%)	Syarat Rasio Tulangan	ρ _{perlu} (%)
10	400.00	5161.28	3.23%	1.00% < 3.23% < 6.00% (OK)	3.23%
9	600.00	5161.28	1.43%	1.00% < 1.43% < 6.00% (OK)	1.43%
8	700.00	5161.28	1.05%	1.00% < 1.05% < 6.00% (OK)	1.05%
7	750.00	5161.28	0.92%	1.00% > 0.92% < 6.00% (Not OK)	1.00%
6	850.00	5161.28	0.71%	1.00% > 0.71% < 6.00% (Not OK)	1.00%
5	900.00	5161.28	0.64%	1.00% > 0.64% < 6.00% (Not OK)	1.00%
4	900.00	5161.28	0.64%	1.00% > 0.64% < 6.00% (Not OK)	1.00%
3	950.00	5161.28	0.57%	1.00% > 0.57% < 6.00% (Not OK)	1.00%
2	1000.00	5161.28	0.52%	1.00% > 0.52% < 6.00% (Not OK)	1.00%
1	1000.00	5161.28	0.52%	1.00% > 0.52% < 6.00% (Not OK)	1.00%

Kolom Tipe 2

Dalam hal ini kolom tipe 2 diwakili oleh kolom C7 pada portal as 2, berikut output perhitungan yang dihasilkan melalui software Etabs :



Gambar 4.57 Output Luas Penulangan Portal As 2 Lantai 10

Pada gambar 4.57 dihasilkan luas tulangan memanjang kolom C7 lantai 10 adalah sebesar 5161.280 mm². Penampang kolom C7 lantai 10 memiliki dimensi 350 x

350 mm sehingga rasio tulangan kolom :

$$\begin{aligned} \rho &= 5161.280 \text{ mm}^2 / (350 \times 350) \text{ mm}^2 \\ &= 5161.280 / 122500 \\ &= 0.042133 (4.21 \%) \dots \text{Ok, memenuhi syarat} \end{aligned}$$

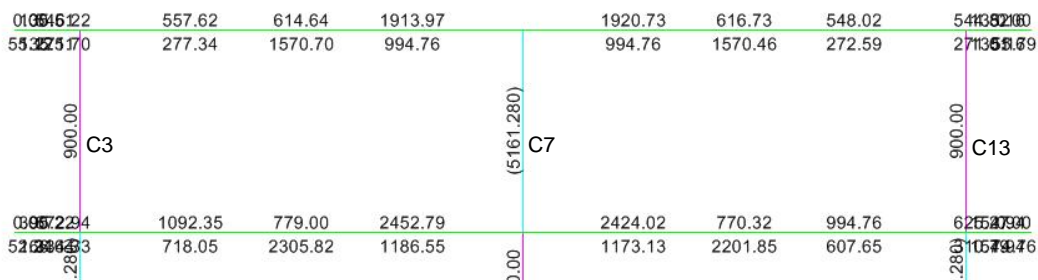
Pada tabel berikut disajikan perhitungan luas tulangan dan rasio penulangan kolom tipe 2 (kolom C7) pada tiap lantai gedung :

Tabel 4.56 Perhitungan Rasio Penulangan Kolom C7 (Tipe 2)

Lantai	Kolom Tipe 2 (C7)				
	b (mm)	A _{tul.} (mm ²) (Output Running ETABS)	ρ (%)	Syarat Rasio Tulangan	ρ _{perlu} (%)
10	350.00	5161.28	4.21%	1.00% < 4.21% < 6.00% (OK)	4.21%
9	500.00	2500.00	1.00%	1.00% ≤ 1.00% < 6.00% (OK)	1.00%
8	600.00	5161.28	1.43%	1.00% < 1.43% < 6.00% (OK)	1.43%
7	700.00	5161.28	1.05%	1.00% < 1.05% < 6.00% (OK)	1.05%
6	700.00	5161.28	1.05%	1.00% < 1.05% < 6.00% (OK)	1.05%
5	800.00	5161.28	0.81%	1.00% > 0.81% < 6.00% (Not OK)	1.00%
4	800.00	5161.28	0.81%	1.00% > 0.81% < 6.00% (Not OK)	1.00%
3	800.00	5161.28	0.81%	1.00% > 0.81% < 6.00% (Not OK)	1.00%
2	850.00	7225.00	1.00%	1.00% ≤ 1.00% < 6.00% (OK)	1.00%
1	850.00	7225.00	1.00%	1.00% ≤ 1.00% < 6.00% (OK)	1.00%

Kolom Tipe 3

Dalam hal ini kolom tipe 3 diwakili oleh kolom C3 pada portal as 2, berikut output perhitungan yang dihasilkan melalui software Etabs :



Gambar 4.58 Output Luas Penulangan Portal As 2 Lantai 10

Pada gambar 4.58 dihasilkan luas tulangan memanjang kolom C3 lantai 10 adalah sebesar 900 mm². Penampang kolom C3 lantai 10 memiliki dimensi 300 x 300 mm sehingga rasio tulangan kolom :

$$\begin{aligned}\rho &= 900 \text{ mm}^2 / (300 \times 300) \text{ mm}^2 \\ &= 900 / 90000 \\ &= 0.01 (1 \%) \dots \text{Ok, memenuhi syarat}\end{aligned}$$

Pada tabel berikut disajikan perhitungan luas tulangan dan rasio penulangan kolom tipe 3 (kolom C3) pada tiap lantai gedung :

Tabel 4.57 Perhitungan Rasio Penulangan Kolom C3 (Tipe 3)

Lantai	Kolom Tipe 3 (C3)				
	b (mm)	A _{tul.} (mm ²) (Output Running ETABS)	ρ (%)	Syarat Rasio Tulangan	P _{perlu} (%)
10	300.00	900.00	1.00%	1.00% ≤ 1.00% < 6.00% (OK)	1.00%
9	400.00	5161.28	3.23%	1.00% < 3.23% < 6.00% (OK)	3.23%
8	500.00	5161.28	2.06%	1.00% < 2.06% < 6.00% (OK)	2.06%
7	500.00	5161.28	2.06%	1.00% < 2.06% < 6.00% (OK)	2.06%
6	550.00	5161.28	1.71%	1.00% < 1.71% < 6.00% (OK)	1.71%
5	600.00	5161.28	1.43%	1.00% < 1.43% < 6.00% (OK)	1.43%
4	600.00	5161.28	1.43%	1.00% < 1.43% < 6.00% (OK)	1.43%
3	650.00	5161.28	1.22%	1.00% < 1.22% < 6.00% (OK)	1.22%
2	650.00	5161.28	1.22%	1.00% < 1.22% < 6.00% (OK)	1.22%
1	650.00	5161.28	1.22%	1.00% < 1.22% < 6.00% (OK)	1.22%

c. Menentukan Pu Terendah Akibat Kombinasi Beban Gempa

Perhitungan Pu untuk setiap kolom pada setiap lantai dihitung dengan menggunakan bantuan software Etabs. Output hasil perhitungan terlampir, berikut ini adalah kesimpulan yang didapat mengenai Pu terendah untuk setiap tipe kolom pada masing-masing kombinasi beban gempa arah X dan Y di setiap lantainya.

Kolom Tipe 1 Lantai 10 (Kolom C8)

Tabel 4.58 Summary Perhitungan Pu Kolom C8 (Tipe 1) Lantai 10 untuk Berbagai Kombinasi Pembebanan

Story	Column	Load	Loc	P (N)
STORY10	C8	1.2DL+1.6LL	3149.999	-1192006
STORY10	C8	1.4DL	3149.999	-1155919
STORY10	C8	0.9DL + 1.0FX + 0.3FX	3149.999	-743155
STORY10	C8	0.9DL + 1.0FX – 0.3FX	3149.999	-743271
STORY10	C8	0.9DL – 1.0FX + 0.3FX	3149.999	-742910
STORY10	C8	0.9DL – 1.0FX – 0.3FX	3149.999	-743027
STORY10	C8	0.9DL + 1.0FY + 0.3FY	3149.999	-742949
STORY10	C8	0.9DL + 1.0FY – 0.3FY	3149.999	-742883
STORY10	C8	0.9DL – 1.0FY + 0.3FY	3149.999	-743299
STORY10	C8	0.9DL – 1.0FY – 0.3FY	3149.999	-743233
STORY10	C8	1.2DL + 1.0LL + 1.0FX + 0.3FX	3149.999	-1116613
STORY10	C8	1.2DL + 1.0LL + 1.0FX – 0.3FX	3149.999	-1116730
STORY10	C8	1.2DL + 1.0LL – 1.0FX + 0.3FX	3149.999	-1116369
STORY10	C8	1.2DL + 1.0LL – 1.0FX + 0.3FX	3149.999	-1116485
STORY10	C8	1.2DL + 1.0LL + 1.0FY + 0.3FY	3149.999	-1116407
STORY10	C8	1.2DL + 1.0LL + 1.0FY – 0.3FY	3149.999	-1116341
STORY10	C8	1.2DL + 1.0LL – 1.0FY + 0.3FY	3149.999	-1116757
STORY10	C8	1.2DL + 1.0LL – 1.0FY + 0.3FY	3149.999	-1116691

Berdasarkan table 4.57 didapat kesimpulan P_u terendah ($P_{u \min}$) untuk masing-masing arah gempa adalah :

$$P_{u \min x} = 742910 \text{ N (akibat kombinasi } 0.9DL - 1.0FX + 0.3FX)$$

$$P_{u \min y} = 742883 \text{ N (akibat kombinasi } 0.9DL + 1.0FY - 0.3FY)$$

Kolom Tipe 2 Lantai 10 (Kolom C7)

Tabel 4.59 Summary Perhitungan Pu Kolom C7 (Tipe 2) Lantai 10 untuk Berbagai Kombinasi Pembebanan

Story	Column	Load	Loc	P (N)
STORY10	C7	1.2DL+1.6LL	3249.999	-832595
STORY10	C7	1.4DL	3249.999	-809193
STORY10	C7	0.9DL + 1.0FX + 0.3FX	3249.999	-525389
STORY10	C7	0.9DL + 1.0FX – 0.3FX	3249.999	-525250
STORY10	C7	0.9DL – 1.0FX + 0.3FX	3249.999	-515141
STORY10	C7	0.9DL – 1.0FX – 0.3FX	3249.999	-515002
STORY10	C7	0.9DL + 1.0FY + 0.3FY	3249.999	-521789

STORY10	C7	0.9DL + 1.0FY – 0.3FY	3249.999	-519020
STORY10	C7	0.9DL – 1.0FY + 0.3FY	3249.999	-521371
STORY10	C7	0.9DL – 1.0FY – 0.3FY	3249.999	-518601
STORY10	C7	1.2DL + 1.0LL + 1.0FX + 0.3FX	3249.999	-785663
STORY10	C7	1.2DL + 1.0LL + 1.0FX – 0.3FX	3249.999	-785524
STORY10	C7	1.2DL + 1.0LL – 1.0FX + 0.3FX	3249.999	-775415
STORY10	C7	1.2DL + 1.0LL – 1.0FX + 0.3FX	3249.999	-775276
STORY10	C7	1.2DL + 1.0LL + 1.0FY + 0.3FY	3249.999	-782063
STORY10	C7	1.2DL + 1.0LL + 1.0FY – 0.3FY	3249.999	-779294
STORY10	C7	1.2DL + 1.0LL – 1.0FY + 0.3FY	3249.999	-781645
STORY10	C7	1.2DL + 1.0LL – 1.0FY + 0.3FY	3249.999	-778875

Berdasarkan table 4.58 didapat kesimpulan P_u terendah ($P_{u \text{ min}}$) untuk masing-masing arah gempa adalah :

$$P_{u \text{ min } x} = 515002 \text{ N (akibat kombinasi } 0.9DL - 1.0FX + 0.3FX)$$

$$P_{u \text{ min } y} = 518601 \text{ N (akibat kombinasi } 0.9DL - 1.0FY - 0.3FY)$$

Kolom Tipe 3 Lantai 10 (Kolom C3)

Tabel 4.60 Summary Perhitungan P_u Kolom C3 (Tipe 3) Lantai 10 untuk Berbagai Kombinasi Pembebanan

Story	Column	Load	Loc	P (N)
STORY10	C3	1.2DL+1.6LL	3249.999	-534546
STORY10	C3	1.4DL	3249.999	-533173
STORY10	C3	0.9DL + 1.0FX + 0.3FX	3249.999	-338804
STORY10	C3	0.9DL + 1.0FX – 0.3FX	3249.999	-343094
STORY10	C3	0.9DL – 1.0FX + 0.3FX	3249.999	-342413
STORY10	C3	0.9DL – 1.0FX – 0.3FX	3249.999	-346704
STORY10	C3	0.9DL + 1.0FY + 0.3FY	3249.999	-335824
STORY10	C3	0.9DL + 1.0FY – 0.3FY	3249.999	-336799
STORY10	C3	0.9DL – 1.0FY + 0.3FY	3249.999	-348708
STORY10	C3	0.9DL – 1.0FY – 0.3FY	3249.999	-349684
STORY10	C3	1.2DL + 1.0LL + 1.0FX + 0.3FX	3249.999	-501518
STORY10	C3	1.2DL + 1.0LL + 1.0FX – 0.3FX	3249.999	-505809
STORY10	C3	1.2DL + 1.0LL – 1.0FX + 0.3FX	3249.999	-505127
STORY10	C3	1.2DL + 1.0LL – 1.0FX + 0.3FX	3249.999	-509418
STORY10	C3	1.2DL + 1.0LL + 1.0FY + 0.3FY	3249.999	-498538
STORY10	C3	1.2DL + 1.0LL + 1.0FY – 0.3FY	3249.999	-499513
STORY10	C3	1.2DL + 1.0LL – 1.0FY + 0.3FY	3249.999	-511423
STORY10	C3	1.2DL + 1.0LL – 1.0FY + 0.3FY	3249.999	-512398

Berdasarkan tabel 4.59 didapat kesimpulan P_u terendah ($P_{u \text{ min}}$) untuk masing-masing arah gempa adalah :

$$P_{u \text{ min } x} = 338804 \text{ N (akibat kombinasi } 0.9DL + 1.0FX + 0.3FX)$$

$$P_{u \text{ min } y} = 335824 \text{ N (akibat kombinasi } 0.9DL + 1.0FY + 0.3FY)$$

Pada tabel berikut disajikan kesimpulan perhitungan P_u terendah tipe kolom 1, 2, dan 3 untuk masing-masing arah gempa pada tiap lantai gedung adalah sebagai berikut :

Tabel 4.61 Summary Perhitungan P_u Terendah Kolom

Lantai	Kolom Tipe 1 (C8)		Kolom Tipe 2 (C7)		Kolom Tipe 3 (C3)	
	$P_{u \text{ min } X} \text{ (N)}$	$P_{u \text{ min } Y} \text{ (N)}$	$P_{u \text{ min } X} \text{ (N)}$	$P_{u \text{ min } Y} \text{ (N)}$	$P_{u \text{ min } X} \text{ (N)}$	$P_{u \text{ min } Y} \text{ (N)}$
10	742910.26	742882.92	515001.54	518601.34	338803.55	335823.52
9	1542312.76	1544003.40	1050252.45	1054362.09	738801.19	723847.16
8	2352873.03	2360940.93	1582480.80	1585439.32	1156508.61	1120976.01
7	3170896.88	3186078.29	2108061.98	2119382.81	1581212.33	1517250.28
6	3992672.11	4016467.17	2634724.00	2657043.25	2011176.82	1911128.60
5	4825143.91	4858081.42	3169693.35	3204587.78	2451285.38	2309490.41
4	5665979.04	5737488.33	3772808.75	3709074.23	2915844.15	2707927.03
3	6512419.02	6602426.89	4331422.23	4249057.88	3358677.46	3105300.77
2	7371878.09	7479412.58	4897294.38	4797194.74	3809564.67	3515207.06
1	8241509.79	8363234.08	5473822.61	5360538.36	4271084.26	3947716.75

d. Menghitung M_e dan M_g

Menghitung M_e (momen kapasitas kolom pada muka pertemuan kolom balok) dilakukan dengan cara memplot P_u terendah tipe kolom pada diagram interaksi. Untuk mempermudah dan mempercepat proses perhitungan penulis menggunakan bantuan software PCACol dalam membuat diagram interaksi.

Kolom Tipe 1 Lantai 10 (Kolom C8)

Input data :

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

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

$\beta_1 = 0.814$

Rasio penulangan (ρ) = 3.22 %

$E_C = 27806 \text{ MPa}$

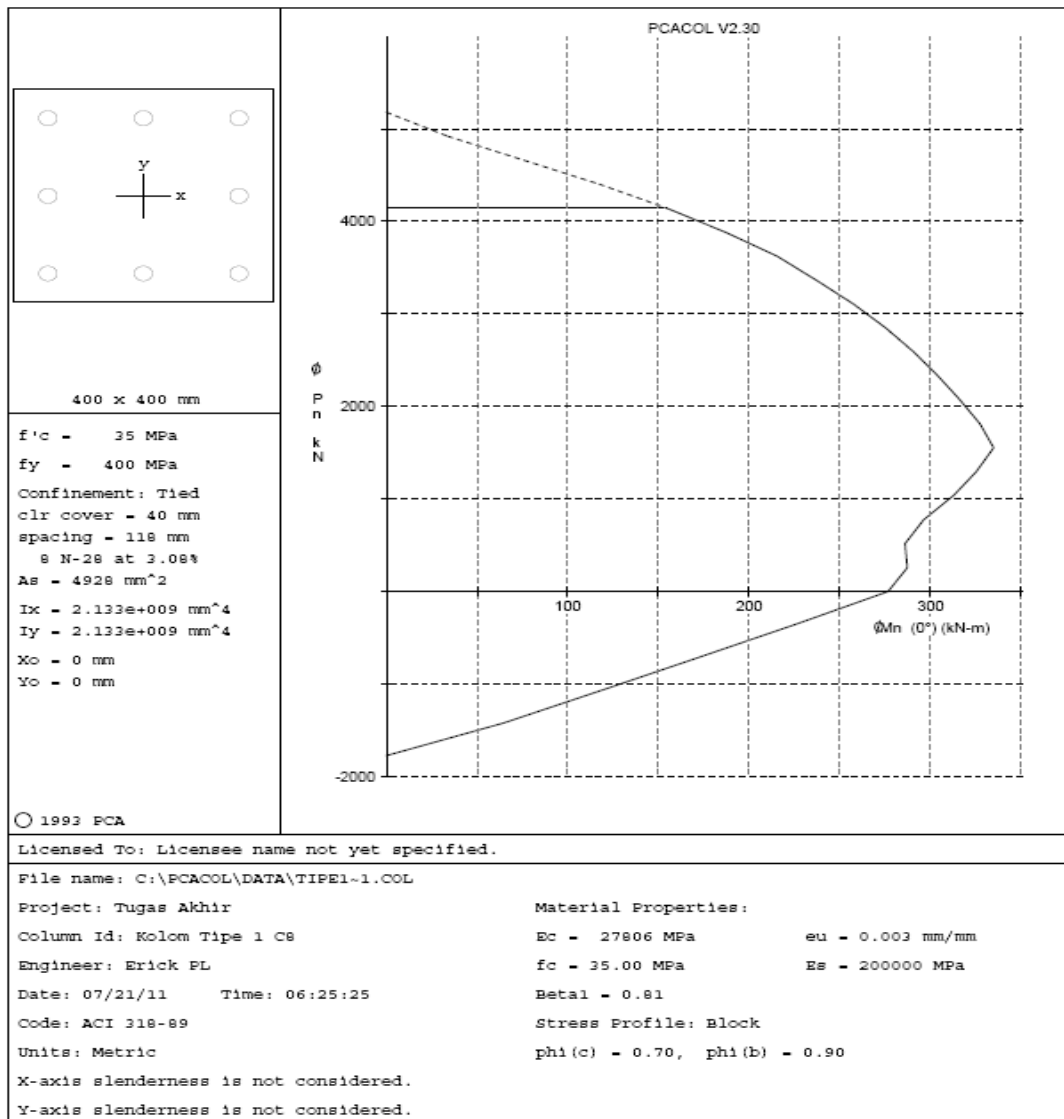
$P_{u \text{ min } x} = 742910 \text{ N} = 742.910 \text{ kN}$

$E_S = 200000 \text{ MPa}$

$P_{u \text{ min } y} = 742883 \text{ N} = 742.883 \text{ kN}$

Dimensi kolom = 400 x 400 mm

Diagram Interaksi :



Gambar 4.59 Diagram Interaksi Kolom C8 (Tipe 1) Lantai 10

Berdasarkan diagram interaksi di atas dengan $P_{u \text{ min } x} = 742910 \text{ N}$ didapat nilai

$M_{e x} = 297.61 \text{ kNm}$ dan $P_{u \text{ min } y} = 742883 \text{ N}$ didapat nilai $M_{e y} = 297.61 \text{ kNm}$.

Kolom Tipe 2 Lantai 10 (Kolom C7)

Input data :

$f'_c = 35 \text{ MPa}$

Dimensi kolom = 350 x 350 mm

$f_y = 400 \text{ MPa}$

Rasio penulangan (ρ) = 4.21 %

$\beta_1 = 0.814$

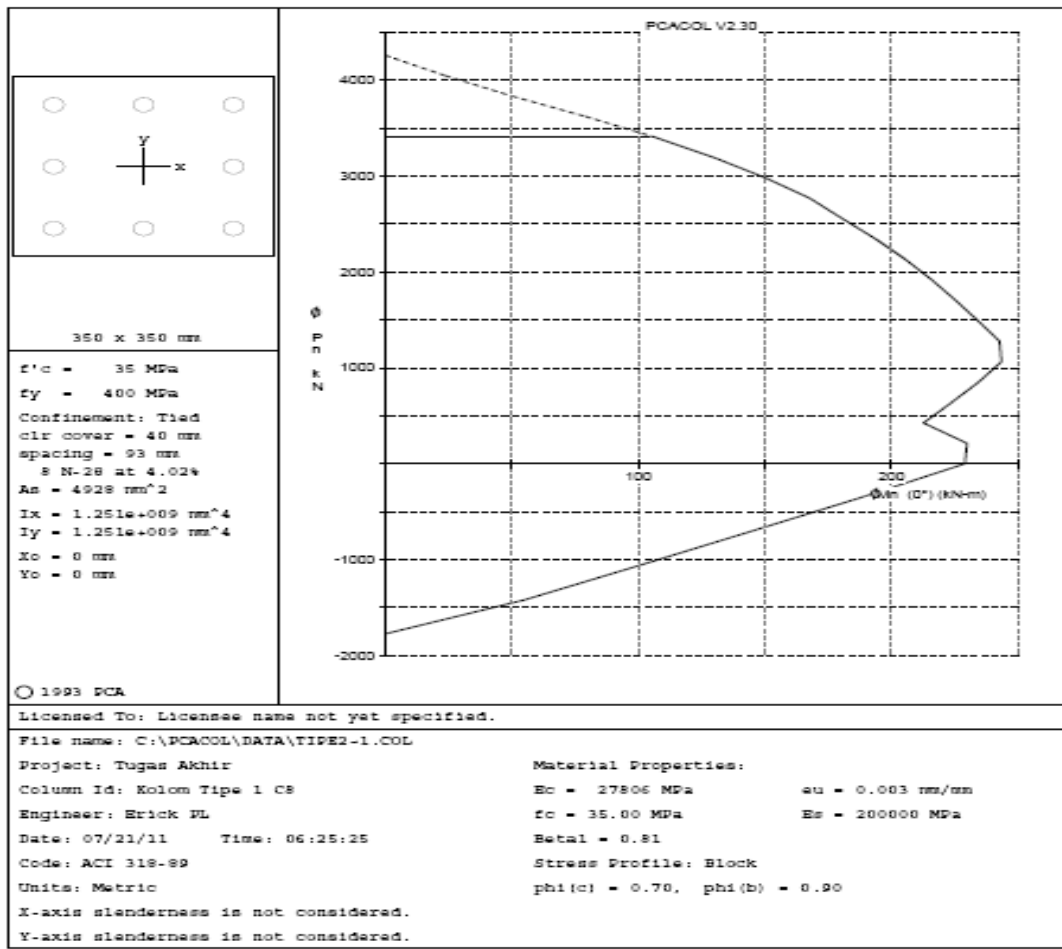
$P_{u \text{ min } x} = 515002 \text{ N} = 515.002 \text{ kN}$

$E_C = 27806 \text{ MPa}$

$P_{u \text{ min } y} = 518601 \text{ N} = 518.601 \text{ kN}$

$E_S = 200000 \text{ MPa}$

Diagram Interaksi :



Gambar 4.60 Diagram Interaksi Kolom C7 (Tipe 2) Lantai 10

Berdasarkan diagram interaksi di atas dengan $P_{u \text{ min } x} = 515002 \text{ N}$ didapat nilai

$M_{e \text{ x}} = 217.86 \text{ kNm}$ dan $P_{u \text{ min } y} = 518601 \text{ N}$ didapat nilai $M_{e \text{ y}} = 218.38 \text{ kNm}$.

Kolom Tipe 3 Lantai 10 (Kolom C3)

Input data :

$f'_c = 35 \text{ MPa}$

Dimensi kolom = 300 x 300 mm

$f_y = 400 \text{ MPa}$

Rasio penulangan (ρ) = 1 %

$\beta_1 = 0.814$

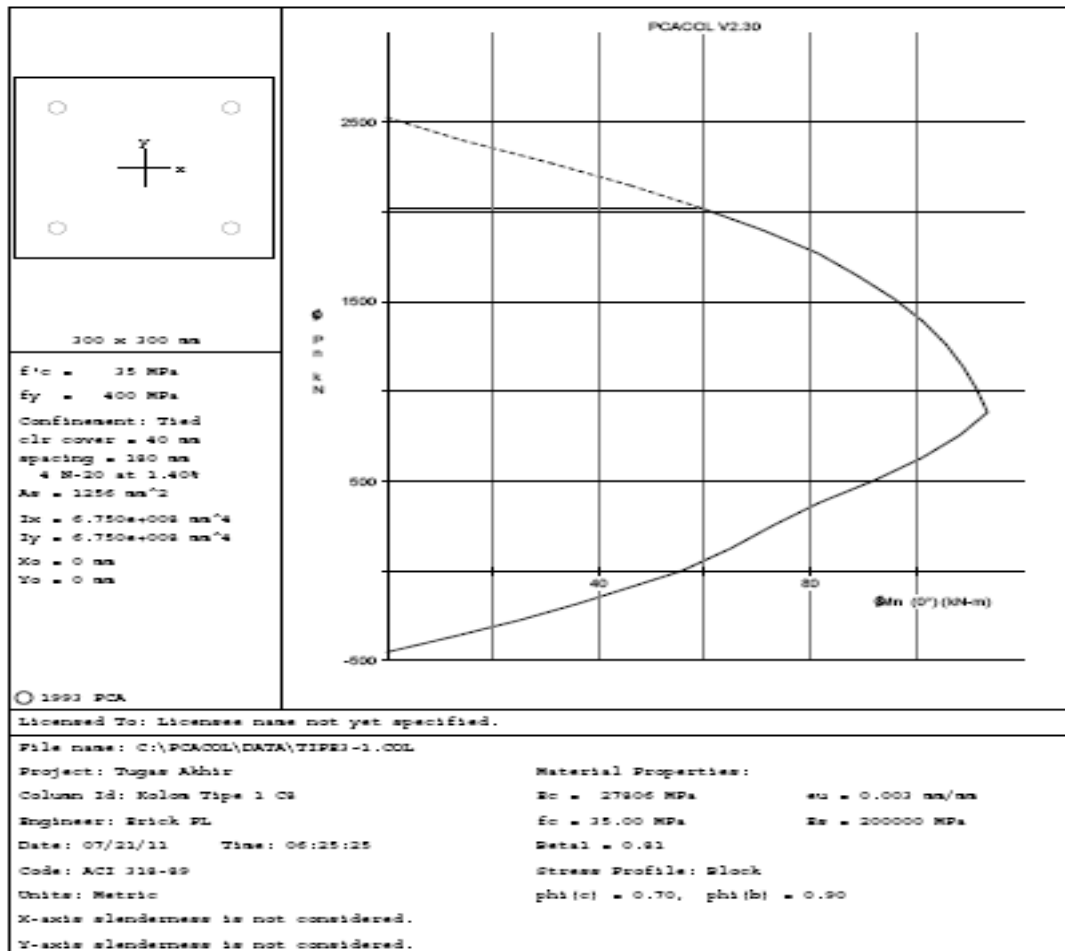
$P_{u \text{ min } x} = 338804 \text{ N} = 338.804 \text{ N}$

$E_C = 27806 \text{ MPa}$

$P_{u \text{ min } y} = 335824 \text{ N} = 335.824 \text{ kN}$

$E_S = 200000 \text{ MPa}$

Diagram Interaksi :



Gambar 4.61 Diagram Interaksi Kolom C3 (Tipe 3) Lantai 10

Berdasarkan diagram interaksi di atas dengan $P_{u \text{ min } x} = 338804 \text{ N}$ didapat nilai

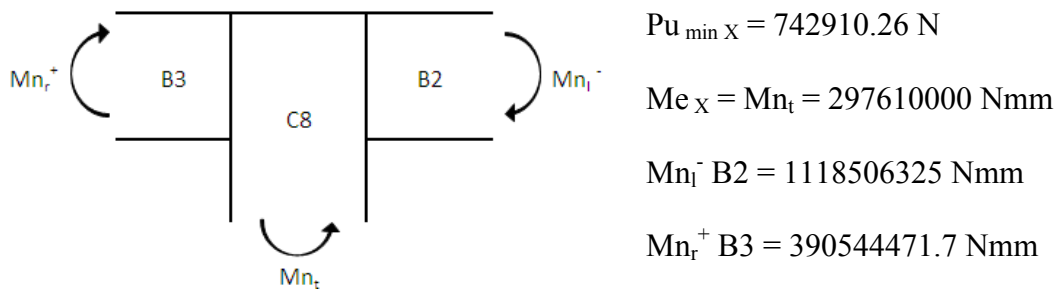
$M_{e \text{ x}} = 78.63 \text{ kNm}$ dan $P_{u \text{ min } y} = 335824 \text{ N}$ didapat nilai $M_{e \text{ y}} = 78.30 \text{ kNm}$.

e. Kontrol Syarat SRPMK

Dengan data-data yang dihasilkan dari point a) sampai dengan point d) maka dapat dilakukan kontrol terhadap persyaratan SRPMK yang tersebut di atas. Berikut adalah perhitungan yang dilakukan pada kolom lantai 10 tipe 1, tipe 2, dan tipe 3. Sedangkan perhitungan untuk kolom di lantai 9 sampai dengan lantai 1 disajikan dalam bentuk tabel.

Kolom Lantai 10 tipe 1 (C8)

1. Sketsa HB Kolom tipe 1 (C8) lantai 10 (arah X) :



$$Pu_{\min X} = 742910.26 \text{ N}$$

$$Me_x = Mn_t = 297610000 \text{ Nmm}$$

$$Mn_l^- B2 = 1118506325 \text{ Nmm}$$

$$Mn_r^+ B3 = 390544471.7 \text{ Nmm}$$

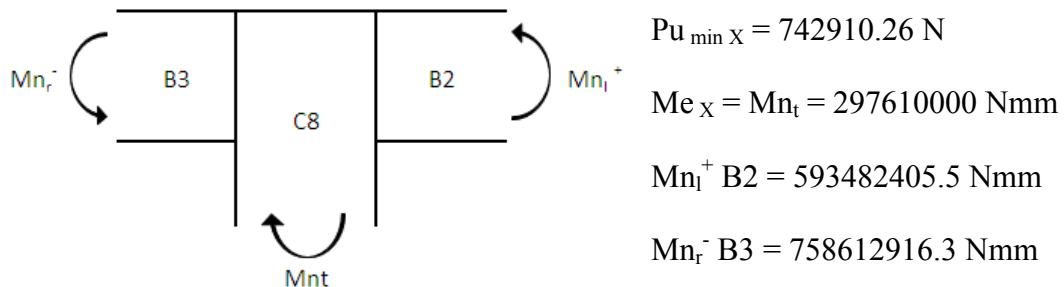
$$(Mn_t + Mn_b) \geq 6/5 (Mn_r^+ + Mn_l^-)$$

$$(297610000+0) \geq 6/5 (390544471.7 + 1118506325)$$

$$297610000 < 1810860956..(\text{Not Ok})$$

Agar persyaratan terpenuhi maka kolom harus memiliki momen nominal minimal

$$Mn_{t \min} = 1810860956 \text{ Nmm}$$



$$Pu_{\min X} = 742910.26 \text{ N}$$

$$Me_x = Mn_t = 297610000 \text{ Nmm}$$

$$Mn_l^+ B2 = 593482405.5 \text{ Nmm}$$

$$Mn_r^- B3 = 758612916.3 \text{ Nmm}$$

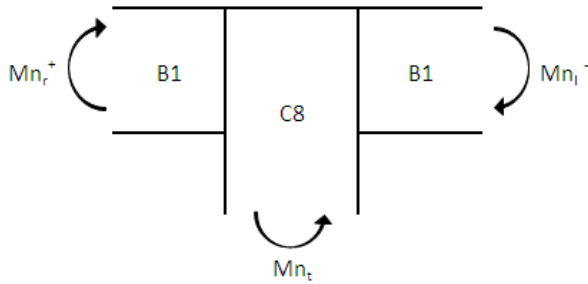
$$(Mn_t + Mn_b) \geq 6/5 (Mn_r^- + Mn_l^+)$$

$$(297610000+0) \geq 6/5 (758612916.3 + 593482405.5)$$

$$297610000 < 1622514386..(\text{Not Ok})$$

Agar persyaratan di atas terpenuhi maka kolom harus memiliki momen nominal minimal $Mn_{t\ min} = 1622514386$ Nmm.

2. Sketsa HB Kolom tipe 1 (C8) lantai 10 (arah Y) :



$$Pu_{\min Y} = 742882.92 \text{ N}$$

$$Me_Y = Mn_t = 297610000 \text{ Nmm}$$

$$Mn_l^- \text{ B1} = 1254824822 \text{ Nmm}$$

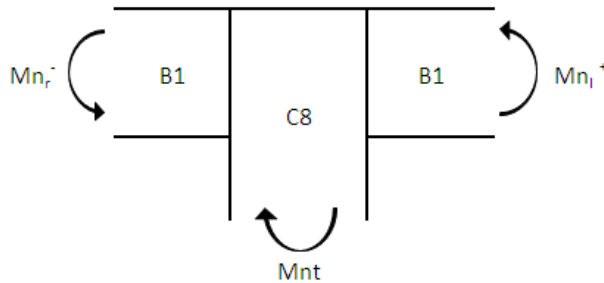
$$Mn_r^+ \text{ B1} = 731741588.6 \text{ Nmm}$$

$$(Mnt + Mnb) \geq 6/5 (Mn_r^+ + Mn_l^-)$$

$$(297610000+0) \geq 6/5 (731741588.6 + 1254824822)$$

$$297610000 < 2383879693..(\text{Not Ok})$$

Agar persyaratan terpenuhi maka kolom harus memiliki momen nominal minimal $Mn_{t\ min} = 2383879693$ Nmm



$$Pu_{\min Y} = 742882.92 \text{ N}$$

$$Me_Y = Mn_t = 297610000 \text{ Nmm}$$

$$Mn_l^+ \text{ B1} = 731699734.1 \text{ Nmm}$$

$$Mn_r^- \text{ B1} = 1120156136 \text{ Nmm}$$

$$(Mnt + Mnb) \geq 6/5 (Mn_r^- + Mn_l^+)$$

$$(297610000+0) \geq 6/5 (1120156136 + 731699734.1)$$

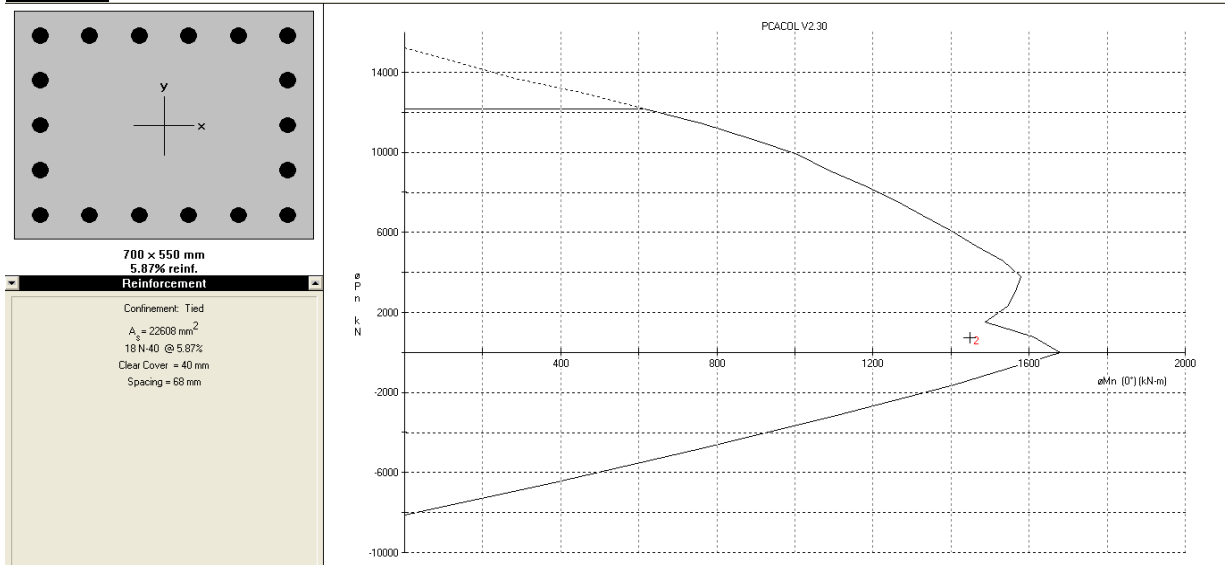
$$297610000 < 2222227044..(\text{Not Ok})$$

Agar persyaratan di atas terpenuhi maka kolom harus memiliki momen nominal minimal $Mn_{t\ min} = 2222227044$ Nmm.

Karena dalam perhitungan point a) dan b) di atas tidak memenuhi syarat SRPMK maka agar didapat dimensi kolom dan tulangan kolom yang optimum dilakukan

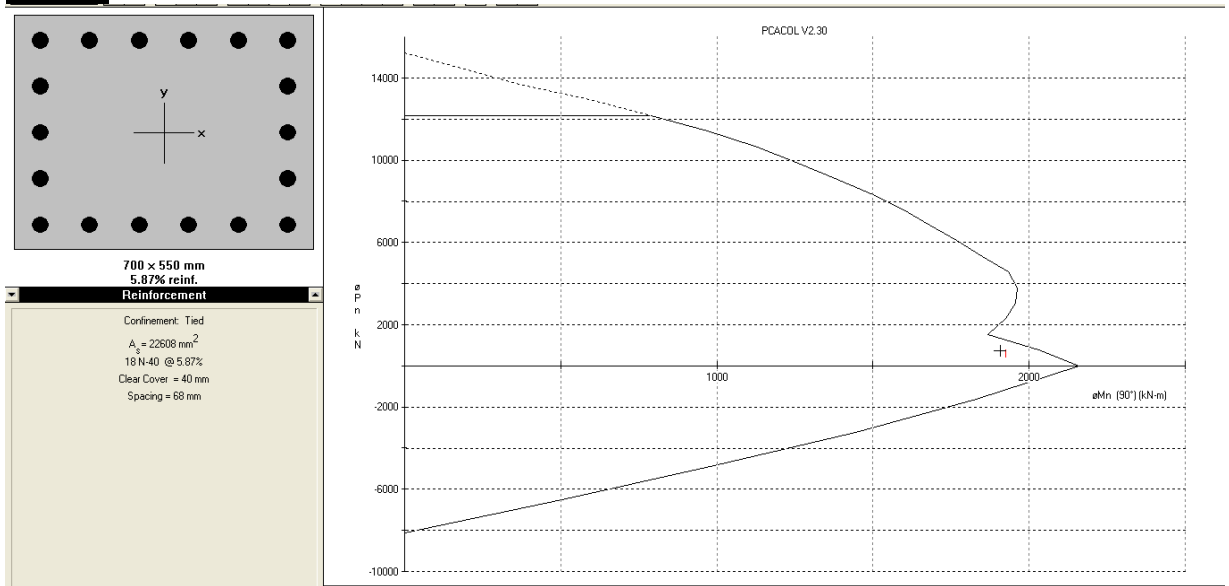
cara trial & error. Trial & error dilakukan dengan bantuan software PCACol yaitu dengan melakukan penambahan tulangan atau perbesaran dimensi kolom yang kemudian kapasitas Mn_{kolom} dihitung berdasarkan plot $Pu_{minimum}$ di dalam diagram interaksi software PCACol. Berikut adalah hasil trial & error yang telah dilakukan.

Arah X



Gambar 4.62 Output Diagram Interaksi PCACol Kolom C8 (Tipe 1) Arah X

Arah Y



Gambar 4.63 Output Diagram Interaksi PCACol Kolom C8 (Tipe 1) Arah Y

Dalam perhitungan di atas didapatkan hasil berikut :

Dimensi kolom = 700 x 550 mm

Jumlah tulangan = 18D40 mm

Selimut beton = 40 mm

Dengan cara memplot nilai $Pu_{min X} = 742910.26$ N didapat :

$\phi Mn = 1613.253066$ kNm; atau

$Me_X = Mn_t = 1613.253066/0.8 = 2016.5663325$ kNm = 2016566332.5 N; dan

Nilai $Pu_{min Y} = 742882.92$ N didapat :

$\phi Mn = 2036.815697$ kNm; atau

$Me_Y = Mn_t = 2036.815697/0.8 = 2546.019621$ kNm = 2546019621 N

Sehingga kontrol syarat SRPMK adalah sebagai berikut :

Tabel 4.62 Kontrol Syarat SRPMK pada HB Kolom Tipe 1 Arah X dan Y Lantai 10

HB Kolom Tipe 1 Arah Gempa X				
Sketsa Gambar HBK	Mn Balok	Mn Kolom	Syarat SRPMK	Keterangan
			$\Sigma Mn_{kolom} \geq 6/5 \Sigma Mn_{balok}$	
	$Mn_{1+} = 390544471.7$ $Mn_{1-} = 1118506325$	$Mn_2 = 2016566333$ $Mn_3 = 0$	$2016566333 > 1810860956$ Agar memenuhi syarat, maka : $\Sigma Mn_{kolom\ min.} = 1810860956$ $Mn_{t\ min} = 1810860956$ $\phi Mn_{t\ min} = 1448688765$	OK $(6/5 \Sigma Mn_{balok})$ $(\Sigma Mn_{kolom\ min} - Mn_3)$
	$Mn_{1+} = 593482405.5$ $Mn_{1-} = 758612916.3$	$Mn_2 = 2016566333$ $Mn_3 = 0$	$2016566333 > 1622514386$ Agar memenuhi syarat, maka : $\Sigma Mn_{kolom\ min.} = 1622514386$ $Mn_{t\ min} = 1622514386$ $\phi Mn_{t\ min} = 1298011509$	OK $(6/5 \Sigma Mn_{balok})$ $(\Sigma Mn_{kolom\ min} - Mn_3)$

Arah Gempa Y

Sketsa Gambar HBK	Mn Balok	Mn Kolom	Syarat SRPMK		Keterangan
			$\Sigma Mn_{kolom} \geq 6/5 \Sigma Mn_{Balok}$		
	$Mn_1^+ = 731741588.6$ $Mn_1^- = 1254824822$	$Mn_2 = 2546019621$ $Mn_3 = 0$	$2546019621 > 2383879693$ Agar memenuhi syarat, maka : $\Sigma Mn_{kolom\ min.} = 2383879693$ $Mn_{t\ min} = 2383879693$ $\phi Mn_{t\ min} = 1907103755$	$(6/5 \Sigma Mn_{Balok})$ $(\Sigma Mn_{kolom\ min} - Mn_2)$	OK
	$Mn_1^+ = 731699734.1$ $Mn_1^- = 1120156136$	$Mn_2 = 2546019621$ $Mn_3 = 0$	$2546019621 > 2222227044$ Agar memenuhi syarat, maka : $\Sigma Mn_{kolom\ min.} = 2222227044$ $Mn_{t\ min} = 2222227044$ $\phi Mn_{t\ min} = 1777781635$	$(6/5 \Sigma Mn_{Balok})$ $(\Sigma Mn_{kolom\ min} - Mn_2)$	OK

Terlampir perhitungan penulangan kolom memanjang lantai 10 tipe 2 dan tipe 3, dan kolom lainnya pada lantai 9 sampai dengan lantai 1 untuk tipe 1, 2, dan 3 pada masing-masing lantai. Berikut kesimpulan yang didapat dari perhitungan penulangan kolom dengan metode SRPMK.

Tabel 4.63 Summary Perhitungan Tulangan Memanjang Kolom C8 (Tipe 1)

Kolom tipe 1 (C8)

Lantai	Dimensi (mm)		Jumlah Tulangan	ρ (%)	Syarat Penulangan ($1\% < \rho < 6\%$)
	B (Y)	H (X)			
10	550	700	18 D 40	5.88%	OK
9	550	700	8 D 25	1.02%	OK
8	700	700	16 D 25	1.60%	OK
7	750	750	12 D 25	1.05%	OK
6	850	850	16 D 25	1.09%	OK
5	900	900	18 D 25	1.09%	OK
4	900	900	18 D 25	1.09%	OK
3	950	950	20 D 25	1.09%	OK
2	1000	1000	22 D 25	1.08%	OK
1	1000	1000	22 D 25	1.08%	OK

Tabel 4.64 Summary Perhitungan Tulangan Memanjang Kolom C7 (Tipe 2)

Kolom tipe 2 (C7)

Lantai	Dimensi (mm)		Jumlah Tulangan	ρ (%)	Syarat Penulangan (1% < ρ < 6%)
	B (Y)	H (X)			
10	500	650	12 D 40	4.64%	OK
9	500	650	8 D 25	1.21%	OK
8	650	650	12 D 25	1.39%	OK
7	700	700	12 D 25	1.20%	OK
6	700	700	12 D 25	1.20%	OK
5	800	800	16 D 25	1.23%	OK
4	800	800	16 D 25	1.23%	OK
3	800	800	16 D 25	1.23%	OK
2	850	850	16 D 25	1.09%	OK
1	850	850	16 D 25	1.09%	OK

Tabel 4.65 Summary Perhitungan Tulangan Memanjang Kolom C3 (Tipe 3)

Kolom tipe 3 (C3)

Lantai	Dimensi (mm)		Jumlah Tulangan	ρ (%)	Syarat Penulangan (1% < ρ < 6%)
	B (Y)	H (X)			
10	500	650	14 D 40	5.41%	OK
9	500	650	8 D 25	1.21%	OK
8	500	650	18 D 28	3.41%	OK
7	500	650	18 D 28	3.41%	OK
6	500	650	12 D 28	2.27%	OK
5	600	650	8 D 25	1.01%	OK
4	600	650	8 D 25	1.01%	OK
3	650	650	12 D 25	1.39%	OK
2	650	650	12 D 25	1.39%	OK
1	650	650	12 D 25	1.39%	OK

f. Sambungan Lewatan Tulangan Memanjang Kolom

Sambungan lewatan yang diizinkan SNI adalah di lokasi tengah bentang struktur kolom, sambungan direncanakan sebagai sambungan tarik. Sambungan lewatan tulangan memanjang kolom C8 lantai 10 ditentukan berdasarkan SNI 02-2847-2002 pasal 14.2 (3).

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9f_y}{10\sqrt{f_c'}} \left(\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{c + K_{tr}} \right) \frac{1}{d_b}, \text{ dimana}$$

l_d = Panjang lewatan

d_b = Diameter tulangan utama = 40 mm

α = faktor lokasi tulangan = 1.0

β = faktor pelapis = tulangan tanpa pelapis = 1.0

λ = faktor beton agregat ringan = beton normal = 1.0

γ = faktor ukuran batang tulangan = tulangan D40 = 1.0

c = selimut beton = 40 cm

$$\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right) = \text{diambil maksimum} = 2.5$$

maka,
$$\frac{l_d}{40} = \frac{9(400) 1.0}{10\sqrt{35} 2.5}$$

$$\frac{l_d}{40} = \frac{9(400) 1.0}{10\sqrt{35} 2.5}$$

$$\frac{l_d}{40} = 24.34$$

$$l_d = 973.618 \text{ mm} \approx 1000 \text{ mm}$$

Tabel 4.66 Perhitungan Panjang Sambungan Lewatan Tulangan Memanjang Kolom C8 (Tipe 1)

Lantai	Jumlah Tulangan	fc' (Mpa)	fy (Mpa)	α	β	λ	γ	$\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)$	l_d (mm)
10	18 D 40	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	973.62 \approx 1000
9	8 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
8	16 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
7	12 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
6	16 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
5	18 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
4	18 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
3	20 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
2	22 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
1	22 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650

Tabel 4.67 Perhitungan Panjang Sambungan Lewatan Tulangan Memanjang Kolom C7 (Tipe 2)

Lantai	Jumlah Tulangan	fc' (Mpa)	fy (Mpa)	α	β	λ	γ	$\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)$	ld (mm)
10	12 D 40	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	973.62 \approx 1000
9	8 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
8	12 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
7	12 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
6	12 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
5	16 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
4	16 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
3	16 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
2	16 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
1	16 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650

Tabel 4.68 Perhitungan Panjang Sambungan Lewatan Tulangan Memanjang Kolom C3 (Tipe 3)

Lantai	Jumlah Tulangan	fc' (Mpa)	fy (Mpa)	α	β	λ	γ	$\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)$	ld (mm)
10	14 D 40	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	973.62 \approx 1000
9	8 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
8	18 D 28	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	681.53 \approx 700
7	18 D 28	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	681.53 \approx 700
6	12 D 28	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	681.53 \approx 700
5	8 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
4	8 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
3	12 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
2	12 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650
1	12 D 25	35	400	1.0	1.0	1.0	1.0	2.5	608.51 \approx 650

4.3.4.2 Perencanaan Tulangan Geser Kolom

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 perencanaan tulangan geser dengan metode SRPMK, gaya geser rencana V_e untuk menentukan tulangan geser kolom harus ditentukan dari kuat momen maximum, M_{pr} , dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu di HBK. M_{pr} diambil sama dengan momen nominal dalam kondisi seimbang (M_{nb}) pada diagram interaksi dari kolom yang bersangkutan namun memakai $f_s = 1.25f_y$. Untuk mempermudah perhitungan pembuatan diagram interaksi kolom untuk menentukan M_{pr} digunakan software PCACol. Untuk kolom dengan bentuk penampang persegi panjang maka diagram interaksi perlu ditinjau pada masing-masing arah baik arah X maupun arah Y.

a. Pembuatan Diagram Interaksi Kolom

Adapun data-data kolom C8 (tipe 1) lantai 10 untuk kebutuhan perhitungan dan pembuatan diagram interaksi adalah :

$h = 700 \text{ mm}$

$b = 550 \text{ mm}$

Tulangan utama = 18D40

Selimut beton = 40 mm

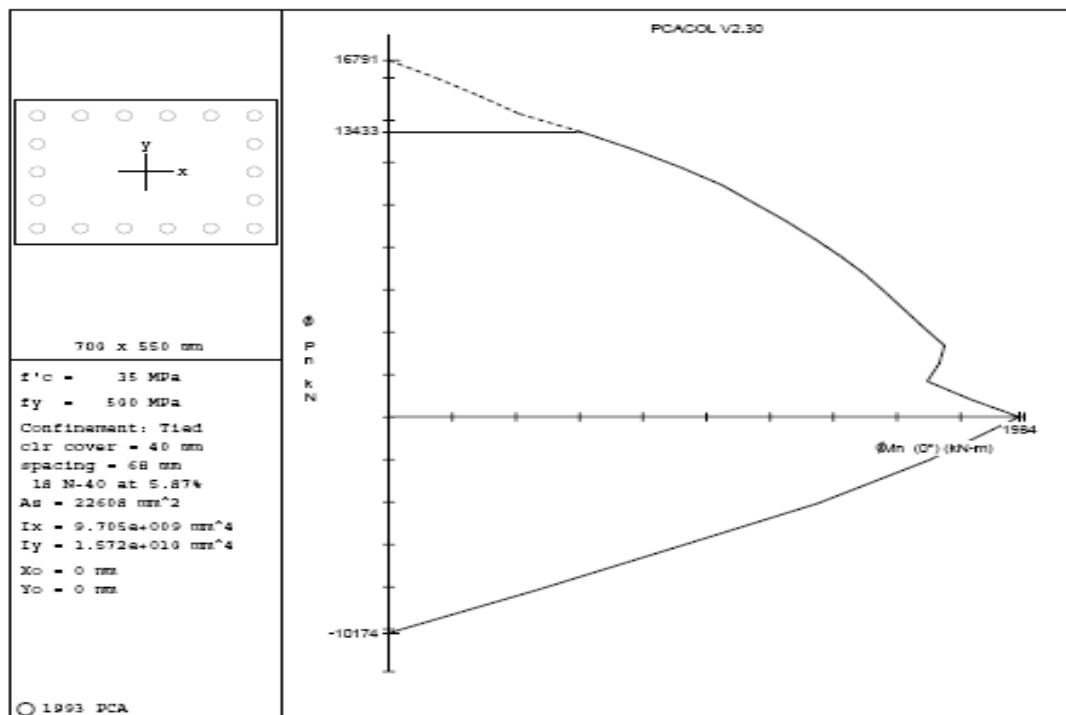
$E_c = 27806 \text{ MPa}$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

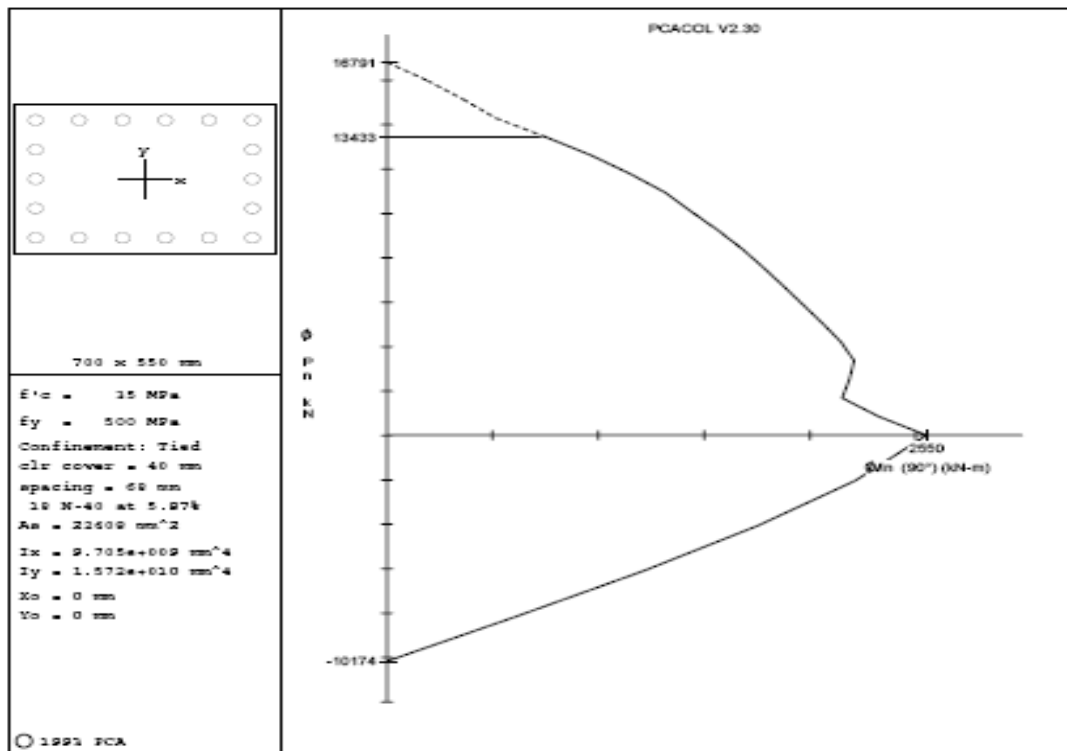
$f_c' = 35 \text{ MPa}$

$f_s = 1.25f_y = 1.25(400) = 500 \text{ MPa}$

Dengan menggunakan program PCACol didapatkan sketsa diagram interaksi untuk arah sumbu X dan Y beserta informasi input data sebagai berikut :



Gambar 4.64 Output Diagram Interaksi PCACol Kolom C8 (Tipe 1)



Gambar 4.65 Output Diagram Interaksi PCACol Kolom C8 (Tipe 1) Arah Y dengan Kondisi $f_s = 1.25f_y$

b. Menentukan Momen Nominal Kondisi Balance

Selain diagram interaksi kolom, program PCACol secara otomatis menghitung momen nominal dalam kondisi balance (M_{nb}) sebagai berikut :

Tabel 4.69 Summary PCACol Output Perhitungan Momen Nominal Kondisi Balance

08/19/11 PCACOL(tm)V2.30 Proprietary Software of PORTLAND CEMENT ASSN. Page 3
14:13:08 Licensed to: Personal, Cilegon, Indonesia

Bending about	Load, P (kN)	X-Mom. (kN-m)	Y-Mom. (kN-m)	N.A. depth (mm)
X Pure Comp.	16791	0	-0	2940.00
Balanced	3210	1760	-0	267.27
Pure Bend.	0	1984	-0	169.40
Y Pure Comp.	16791	0	-0	3840.00
Balanced	3527	0	2211	349.09
Pure Bend.	0	0	2550	218.97
-X Pure Comp.	16791	0	-0	2940.00
Balanced	3210	-1760	0	267.27
Pure Bend.	0	-1984	0	169.40
-Y Pure Comp.	16791	0	-0	3840.00
Balanced	3527	-0	-2211	349.09
Pure Bend.	0	-0	-2550	218.97

Program completed as requested!

Dengan bantuan gambar dan hasil output di atas tampak momen primer, M_{pr} , untuk arah X adalah $M_{pr} = M_{nb} = 1760$ kNm, dan arah Y $M_{pr} = M_{nb} = 2211$ kNm.

c. Menentukan Gaya Geser Rencana V_e

Jumlah tulangan utama sepanjang kolom yang bersangkutan adalah sama maka M_{pr} pada masing-masing ujung kolom nilainya adalah sama. Dengan menggunakan persamaan 2.81 (Bab II Tinjauan Pustaka) maka perhitungan gaya geser rencana V_e arah X dan Y dilakukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_e \ x &= \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{H} & V_e \ y &= \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{H} \\
 &= \frac{1760 + 1760}{3.150} & &= \frac{2211 + 2211}{3.150} \\
 &= 1117.460 \text{ kN} & &= 1403.809 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Menentukan Gaya Geser Analisa Struktur (V_u) dan Kontrol Terhadap V_e

SNI membatasi bahwa gaya geser rencana V_e tidak boleh kurang dari gaya geser maksimum yang ditentukan berdasarkan analisa struktur V_u . V_u dihitung berdasarkan analisa struktur akibat kombinasi beban gempa. Terlampir output perhitungan analisa struktur dengan Etabs, berikut summary perhitungan V_u maksimum kolom yang dihasilkan dari analisa struktur yang dimaksud :

Tabel 4.70 Summary Perhitungan Gaya Geser V_u maksimum

Lantai	Kolom C8 (Tipe 1)		Kolom C7 (Tipe 2)		Kolom C3 (Tipe 3)	
	$V_{u_{maks}}$ kN		$V_{u_{maks}}$ kN		$V_{u_{maks}}$ kN	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
10	50.449	25.113	48.326	95.404	55.446	64.926
9	120.866	77.183	108.962	234.896	116.349	149.691
8	156.760	107.750	150.069	252.570	149.617	162.274
7	155.831	131.716	153.836	260.671	151.876	176.228

6	189.520	160.873	188.740	294.783	185.265	200.183
5	201.456	179.611	203.543	303.960	199.115	211.694
4	205.074	188.641	209.968	299.647	204.671	216.069
3	219.134	198.030	220.519	309.894	214.284	225.970
2	230.292	199.062	230.299	336.967	222.988	244.264
1	184.627	168.301	192.756	247.365	187.637	202.157

Pada tabel 4.69 tampak nilai Vu_{max} arah X dan Y untuk kolom lantai C8 tipe 1 lantai 10 adalah :

$$Vu_x = 50.449 \text{ kN}$$

$$Vu_y = 25.113 \text{ kN}$$

Sehingga,

$$Ve_x = 1117.460 \text{ kN} > Vu_x = 50.449 \text{ kN} \text{ (Ok, Memenuhi persyaratan)}$$

$$Ve_y = 1403.809 \text{ kN} > Vu_y = 25.113 \text{ kN} \text{ (Ok, Memenuhi persyaratan)}$$

Perhitungan gaya geser untuk kolom-kolom lainnya disajikan dalam bentuk tabel berikut ini :

Tabel 4.71 Kontrol Syarat SRPMK Gaya Geser Rencana Ve Terhadap Gaya Geser Maksimum Vu Kolom Tipe 1 (C8)

Lantai	H (m)	Mpr (Mnb), kNm		Ve (akibat Mnb), kN		Vu_{max} , kN		Kontrol SRPMK (Arah X)		Kontrol SRPMK (Arah Y)	
		Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Ve ≥ Vu	Ve ≥ Vu		
10	3.150	1760	2211	1117.460	1403.810	50.449	25.113	1117.460 > 50.449 (OK)	1403.810 > 25.113 (OK)		
9	3.150	841	1095	533.968	695.238	120.866	77.183	533.968 > 120.866 (OK)	695.238 > 77.183 (OK)		
8	3.150	1558	1558	989.206	989.206	156.760	107.750	989.206 > 156.760 (OK)	989.206 > 107.750 (OK)		
7	3.150	1730	1730	1098.413	1098.413	155.831	131.716	1098.413 > 155.831 (OK)	1098.413 > 131.716 (OK)		
6	3.150	2507	2507	1591.746	1591.746	189.520	160.873	1591.746 > 189.520 (OK)	1591.746 > 160.873 (OK)		
5	3.150	3029	2937	1923.175	1864.762	201.456	179.611	1923.175 > 201.456 (OK)	1864.762 > 179.611 (OK)		
4	3.150	3029	2937	1923.175	1864.762	205.074	188.641	1923.175 > 205.074 (OK)	1864.762 > 188.641 (OK)		
3	3.150	3511	3511	2229.206	2229.206	219.134	198.030	2229.206 > 219.134 (OK)	2229.206 > 198.030 (OK)		
2	3.150	4144	4043	2631.111	2566.984	230.292	199.062	2631.111 > 230.292 (OK)	2566.984 > 199.062 (OK)		
1	3.150	4144	4043	2631.111	2566.984	184.627	168.301	2631.111 > 184.627 (OK)	2566.984 > 168.301 (OK)		

Tabel 4.72 Kontrol Syarat SRPMK Gaya Geser Rencana V_e Terhadap Gaya Geser Maksimum V_u Kolom Tipe 2 (C7)

Lantai	H (m)	Mpr (Mnb), kNm		Ve (akibat Mnb), kN		Vu _{max} , kN		Kontrol SRPMK (Arah X)		Kontrol SRPMK (Arah Y)	
		Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Ve ≥ Vu	Ve ≥ Vu		
10	3.250	1238	1396	761.846	859.077	48.326	95.404	761.846 > 48.326 (OK)	859.077 > 95.404 (OK)		
9	3.250	667	896	410.462	551.385	108.962	234.896	410.462 > 108.962 (OK)	551.385 > 234.896 (OK)		
8	3.250	1193	1193	734.154	734.154	150.069	252.570	734.154 > 150.069 (OK)	734.154 > 252.570 (OK)		
7	3.250	1432	1432	881.231	881.231	153.836	260.671	881.231 > 153.836 (OK)	881.231 > 260.671 (OK)		
6	3.250	1432	1432	881.231	881.231	188.740	294.783	881.231 > 188.740 (OK)	881.231 > 294.783 (OK)		
5	3.250	2156	2156	1326.769	1326.769	203.543	303.960	1326.769 > 203.543 (OK)	1326.769 > 303.960 (OK)		
4	3.250	2156	2156	1326.769	1326.769	209.968	299.647	1326.769 > 209.968 (OK)	1326.769 > 299.647 (OK)		
3	3.250	2156	2156	1326.769	1326.769	220.519	309.894	1326.769 > 220.519 (OK)	1326.769 > 309.894 (OK)		
2	3.250	2507	2507	1542.769	1542.769	230.299	336.967	1542.769 > 230.299 (OK)	1542.769 > 336.967 (OK)		
1	3.250	2507	2507	1542.769	1542.769	192.756	247.365	1542.769 > 192.756 (OK)	1542.769 > 247.365 (OK)		

Tabel 4.73 Kontrol Syarat SRPMK Gaya Geser Rencana V_e Terhadap Gaya Geser Maksimum V_u Kolom Tipe 3 (C3)

Lantai	H (m)	Mpr (Mnb), kNm		Ve (akibat Mnb), kN		Vu _{max} , kN		Kontrol SRPMK (Arah X)		Kontrol SRPMK (Arah Y)	
		Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Ve ≥ Vu	Ve ≥ Vu		
10	3.250	1159	1779	713.231	1094.769	55.446	64.926	713.231 > 55.446 (OK)	1094.769 > 64.926 (OK)		
9	3.250	667	896	410.462	551.385	116.349	149.691	410.462 > 116.349 (OK)	551.385 > 149.691 (OK)		
8	3.250	987	1275	607.385	784.615	149.617	162.274	607.385 > 149.617 (OK)	784.615 > 162.274 (OK)		
7	3.250	987	1275	607.385	784.615	151.876	176.228	607.385 > 151.876 (OK)	784.615 > 176.228 (OK)		
6	3.250	750	1188	461.538	731.077	185.265	200.183	461.538 > 185.265 (OK)	731.077 > 200.183 (OK)		
5	3.250	936	1021	576.000	628.308	199.115	211.694	576.000 > 199.115 (OK)	628.308 > 211.694 (OK)		
4	3.250	936	1021	576.000	628.308	204.671	216.069	576.000 > 204.671 (OK)	628.308 > 216.069 (OK)		
3	3.250	1193	1193	734.154	734.154	214.284	225.970	734.154 > 214.284 (OK)	734.154 > 225.970 (OK)		
2	3.250	1193	1193	734.154	734.154	222.988	244.264	734.154 > 222.988 (OK)	734.154 > 244.264 (OK)		
1	3.250	1193	1193	734.154	734.154	187.637	202.157	734.154 > 187.637 (OK)	734.154 > 202.157 (OK)		

e. Perhitungan Tulangan Geser di Area Sendi Plastis (l_o)

Penulangan geser / transversal harus dipasang sepanjang area sendi plastis (l_o) dari setiap muka hubungan balok-kolom dan juga kedua sisi pada setiap penampang yang berpotensi membentuk leleh lentur akibat deformasi lateral inelastis struktur rangka.

Kolom C8 (Tipe 1) Lantai 10

- $l_o \geq h$

$l_o = 700 \text{ mm}$

- $l_o \geq 1/6 H$

$$l_o = 1/6 (3150 \text{ mm})$$

$$= 525 \text{ mm}$$

- $l_o \geq 500 \text{ mm}$

Dari ketiga l_o di atas maka diambil $l_o = 700 \text{ mm}$

Tabel 4.74 Perhitungan Panjang Area Sendi Plastis l_o Kolom Tipe 1 (C8)

Lantai	Dimensi (mm)		H (mm)	Jumlah Tulangan	Batas Area Sendi Plastis l_o			
	b (Y)	h (X)			$l_o \geq h$	$l_o \geq 1/6 H$	$l_o \geq 500$	$l_{o \text{ pakai}}$
10	550	700	3150	18 D 40	700	525	500	700
9	550	700	3150	8 D 25	700	525	500	700
8	700	700	3150	16 D 25	700	525	500	700
7	750	750	3150	12 D 25	750	525	500	750
6	850	850	3150	16 D 25	850	525	500	850
5	900	900	3150	18 D 25	900	525	500	900
4	900	900	3150	18 D 25	900	525	500	900
3	950	950	3150	20 D 25	950	525	500	950
2	1000	1000	3150	22 D 25	1000	525	500	1000
1	1000	1000	3150	22 D 25	1000	525	500	1000

Kolom C7 (Tipe 2) Lantai 10

- $l_o \geq h$

$$l_o = 650 \text{ mm}$$

- $l_o \geq 1/6 H$

$$l_o = 1/6 (3250 \text{ mm})$$

$$= 541.6 \text{ mm}$$

- $l_o \geq 500 \text{ mm}$

Dari ketiga l_o di atas maka diambil $l_o = 650 \text{ mm}$

Tabel 4.75 Perhitungan Panjang Area Sendi Plastis l_o Kolom Tipe 2 (C7)

Lantai	Dimensi (mm)		H (mm)	Jumlah Tulangan	Batas Area Sendi Plastis l_o			
	b (Y)	h (X)			$l_o \geq h$	$l_o \geq 1/6 H$	$l_o \geq 500$	$l_{o_{pakai}}$
10	500	650	3250	12 D 40	650	541.66667	500	650
9	500	650	3250	8 D 25	650	541.66667	500	650
8	650	650	3250	12 D 25	650	541.66667	500	650
7	700	700	3250	12 D 25	700	541.66667	500	700
6	700	700	3250	12 D 25	700	541.66667	500	700
5	800	800	3250	16 D 25	800	541.66667	500	800
4	800	800	3250	16 D 25	800	541.66667	500	800
3	800	800	3250	16 D 25	800	541.66667	500	800
2	850	850	3250	16 D 25	850	541.66667	500	850
1	850	850	3250	16 D 25	850	541.66667	500	850

Kolom C3 (Tipe 3) Lantai 10

- $l_o \geq h$

$$l_o = 650 \text{ mm}$$

- $l_o \geq 1/6 H$

$$l_o = 1/6 (3250 \text{ mm})$$

$$= 541.6 \text{ mm}$$

- $l_o \geq 500 \text{ mm}$

Dari ketiga l_o di atas maka diambil $l_o = 650 \text{ mm}$

Tabel 4.76 Perhitungan Panjang Area Sendi Plastis l_o Kolom Tipe 3 (C3)

Lantai	Dimensi (mm)		H (mm)	Jumlah Tulangan	Batas Area Sendi Plastis l_o			
	b (Y)	h (X)			$l_o \geq h$	$l_o \geq 1/6 H$	$l_o \geq 500$	$l_{o_{pakai}}$
10	500	650	3250	14 D 40	650	541.66667	500	650
9	500	650	3250	8 D 25	650	541.66667	500	650
8	500	650	3250	18 D 28	650	541.66667	500	650
7	500	650	3250	18 D 28	650	541.66667	500	650
6	500	650	3250	12 D 28	650	541.66667	500	650
5	600	650	3250	8 D 25	650	541.66667	500	650
4	600	650	3250	8 D 25	650	541.66667	500	650
3	650	650	3250	12 D 25	650	541.66667	500	650

2	650	650	3250	12	D	25	650	541.66667	500	650
1	650	650	3250	12	D	25	650	541.66667	500	650

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 tulangan transversal kolom sepanjang lo harus direncanakan memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila gaya geser rencana (V_e) mewakili 50 % atau lebih dari kuat geser perlu maksimum (V_n) pada bagian sepanjang lo tersebut dan gaya tekan aksial terfaktor (P_u) termasuk akibat pengaruh gempa tidak melampaui $A_g \cdot f_c' / 20$.

Kolom C8 (Tipe 1) Lantai 10

- $V_e \geq 50\%V_n$

$$1117.460 \text{ kN} > 50\% (V_u/0.55)$$

$$1117.460 \text{ kN} > 50\% (50.449/0.55)$$

$$1117.460 \text{ kN} > 45.863 \text{ kN}$$

- $P_u < A_g \cdot f_c' / 20$

$$1192006 \text{ N} < (550 \times 700)(35)/20$$

$$1192006 \text{ N} > 673750 \text{ N}$$

Tabel 4.77 Kontrol Syarat Gaya Geser Rencana V_e dan Gaya Aksial Maksimum P_u Kolom C8 (Tipe 1)

Lantai	Dimensi (mm)		H (mm)	Arah X		Arah Y		$P_u < A_g \cdot f_c' / 20$
	b (Y)	h (X)		$V_e \geq 50\%V_n$	$V_e \geq 50\%V_n$			
10	550	700	3150	1117460.317 > 45862.6364 (OK)	1403809.524 > 22829.873 (OK)	1192006 > 673750 ($V_c \neq 0$)		
9	550	700	3150	533968.254 > 109877.8 (OK)	695238.0952 > 70166.355 (OK)	2738242.4 > 673750 ($V_c \neq 0$)		
8	700	700	3150	989206.3492 > 142509.3 (OK)	989206.3492 > 97954.336 (OK)	4319830.6 > 857500 ($V_c \neq 0$)		
7	750	750	3150	1098412.698 > 141664.291 (OK)	1098412.698 > 119741.67 (OK)	5913838.2 > 984375 ($V_c \neq 0$)		
6	850	850	3150	1591746.032 > 172290.909 (OK)	1591746.032 > 146248.06 (OK)	7515749.1 > 1264375 ($V_c \neq 0$)		
5	900	900	3150	1923174.603 > 183141.464 (OK)	1864761.905 > 163283.01 (OK)	9133366.6 > 1417500 ($V_c \neq 0$)		
4	900	900	3150	1923174.603 > 186430.482 (OK)	1864761.905 > 171491.95 (OK)	10766992 > 1417500 ($V_c \neq 0$)		
3	950	950	3150	2229206.349 > 199212.336 (OK)	2229206.349 > 180027.25 (OK)	12412529 > 1579375 ($V_c \neq 0$)		
2	1000	1000	3150	2631111.111 > 209356.273 (OK)	2566984.127 > 180965.78 (OK)	14076271 > 1750000 ($V_c \neq 0$)		
1	1000	1000	3150	2631111.111 > 167842.318 (OK)	2566984.127 > 153001.31 (OK)	15748163 > 1750000 ($V_c \neq 0$)		

Karena salah satu syarat tidak terpenuhi, $P_u > A_g \cdot f_c' / 20$, maka kontribusi kuat geser beton diperhitungkan ($V_c \neq 0$), sehingga :

$$V_c = \left(1 + \frac{P_u}{14A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) \times b \times d$$

$$= \left(1 + \frac{1192006}{14(700 \times 550)}\right) \times \left(\frac{\sqrt{35}}{6}\right) \times 550 \times (700 - 40 - (\frac{1}{2}40))$$

$$= 423833.172 \text{ N}$$

Tulangan transversal harus dapat memikul gaya geser rencana, V_e , sehingga,

$$V_{s_i} = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{1117460}{0.55} - 423833.172$$

$$= 1607912.283 \text{ N}$$

Perhitungan kuat geser sengkang V_s dan kuat geser V_c untuk lantai 9 sampai dengan lantai 1 disajikan pada tabel berikut :

Tabel 4.78 Perhitungan Kuat Geser Tulangan Transversal Kolom C8 (Tipe 1)

Lantai	Dimensi (mm)			f _c ' (Mpa)	H (mm)	Jumlah Tulangan	Arah X	Arah Y	P _u	V _c	V _{s_ix}	V _{s_iy}
	b (Y)	h (X)	d				V _e	V _e				
10	550	700	640	35	3150	18 D 40	1117460.32	1403809.52	1192006.00	423833.17	1607912.86	944468.09
9	550	700	647.5	35	3150	8 D 25	533968.25	695238.10	2738242.39	529533.10	441318.27	822751.00
8	700	700	647.5	35	3150	16 D 25	989206.35	989206.35	4319830.58	728335.86	1070221.14	728335.86
7	750	750	697.5	35	3150	12 D 25	1098412.70	1098412.70	5913838.24	903161.39	1093952.61	903161.39
6	850	850	797.5	35	3150	16 D 25	1591746.03	1591746.03	7515749.14	1165030.43	1729053.27	1165030.43
5	900	900	847.5	35	3150	18 D 25	1923174.60	1864761.90	9133366.59	1357816.86	2138864.24	1251611.95
4	900	900	847.5	35	3150	18 D 25	1923174.60	1864761.90	10766992.00	1466160.75	2030520.35	1359955.84
3	950	950	897.5	35	3150	20 D 25	2229206.35	2229206.35	12412529.00	1666596.54	2386505.91	1666596.54
2	1000	1000	947.5	35	3150	22 D 25	2631111.11	2566984.13	14076271.00	1873584.91	2910253.47	1756990.40
1	1000	1000	947.5	35	3150	22 D 25	2631111.11	2566984.13	15748163.00	1985153.56	2798684.82	1868559.04

Asumsi sengkang kolom memakai 4 kaki Ø12mm, sehingga jarak penulangan sengkang,

$$s_i = \frac{A_{v_i} \times f_y \times d}{V_{s_i}}$$

$$= \frac{(4 \times 0.25 \times \pi \times 12^2) \times 400 \times 640}{1607912.286}$$

$$= 72.026 \text{ mm}$$

SNI mensyaratkan jarak s_i sebagai berikut :

- $s_i \leq \frac{1}{4} b$
 $s_i \leq \frac{1}{4} 550 \text{ mm}$
 $s_i \leq 137.5 \text{ mm}$
- $s_i \leq 6 \phi_{utama}$
 $s_i \leq 6 (40)$
 $s_i \leq 240 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm} > s_i > 100 \text{ mm}$

Karena jarak yang didapat pada perhitungan $s = 72.026 \text{ mm}$ kurang dari jarak s minimum maka jarak penulangan sengkang, s , pada area sepanjang lo diambil jarak minimum $s = 100 \text{ mm}$.

Tabel 4.79 Perhitungan Jarak Penulangan Transversal Kolom C8 (Tipe 1)

Lantai	d (mm)	fy' (Mpa)	Vs _{ix}	Vs _{iy}	Ø _{sengkang}	Kaki sengkang	Av _i	S _{ix}	S _{iy}	Syarat s _i (mm)			S _{perlu} (mm)	S _{pakai} (mm)
										s _i ≤ 1/4 b	s _i ≤ 6Ø _{utama}	s _i = 100		
10	640	400	1607912.86	944468.09	12	4	452.39	72.03	122.62	137.5	240	100	72.03	100
9	647.5	400	441318.27	822751.00	12	4	452.39	265.50	142.41	137.5	150	100	100	100
8	647.5	400	1070221.14	728335.86	12	4	452.39	109.48	160.87	175	150	100	100	100
7	697.5	400	1093952.61	903161.39	12	4	452.39	115.38	139.75	187.5	150	100	100	100
6	797.5	400	1729053.27	1165030.43	12	4	452.39	83.46	123.87	212.5	150	100	83.46	100
5	847.5	400	2138864.24	1251611.95	12	4	452.39	71.70	122.53	225	150	100	71.7	100

4	847.5	400	2030520.35	1359955.84	12	4	452.39	75.53	112.77	225	150	100	75.53	100
3	897.5	400	2386505.91	1666596.54	12	4	452.39	68.05	97.45	237.5	150	100	68.05	100
2	947.5	400	2910253.47	1756990.40	12	4	452.39	58.91	97.58	250	150	100	58.91	100
1	947.5	400	2798684.82	1868559.04	12	4	452.39	61.26	91.76	250	150	100	61.26	100

SNI membatasi luas total penampang sengkang tertutup persegi, tidak boleh kurang dari pada persamaan berikut :

- $$A_{sh} = 0,3 (s h_c f_c' / f_{yh}) [(A_g / A_{ch}) - 1]$$

$$= 0,3 (100 \times (700 - 40 - 40 + \frac{1}{2}12 + \frac{1}{2}12) \times 35 / 400) [((700 \times 550) / (700 - 40 - 40 + 12 + 12)) (550 - 40 - 40 + 12 + 12)) - 1]$$

$$= 348.68 \text{ mm}^2$$
- $$A_{sh} = 0,09 (s h_c f_c' / f_{yh})$$

$$= 0,09 (100 \times (700 - 40 - 40 + \frac{1}{2}12 + \frac{1}{2}12) \times 35 / 400)$$

$$= 497.70 \text{ mm}^2$$

Asumsi sengkang dipasang 4 Ø12mm, maka

$$A_{v_i} = 4 \times \frac{1}{4} \pi \phi_s^2$$

$$= 4 \times \frac{1}{4} (3.14) \times 12^2$$

$$= 452.39 \text{ mm}^2 < A_{sh} = 497.7 \text{ mm}^2 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

Sehingga diambil $A_{sh} = 497.7 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah kaki yang dipakai} = \frac{A_{sh}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi_s^2}$$

$$= \frac{497.7}{\frac{1}{4} \times \pi \times 12^2}$$

$$= 4.401 \approx 5 \text{ kaki sengkang } \phi 12 \text{ mm}$$

Jadi pada kolom C8 (tipe 1) lantai 10 sepanjang area sendi palstis, lo, dipasang tulangan sengkang 5Ø12mm dengan jarak antar sengkang $s = 100 \text{ mm}$. Berikut perhitungan untuk kolom C8 lantai 9 sampai dengan lantai 1.

Tabel 4.80 Kontrol Penulangan Transversal Terhadap Luas Penampang (A_{sh})

Lantai	h (X)	d (mm)	fc' (Mpa)	fy' (Mpa)	hc	Cover beton (mm)	Ach	Kontrol Luas Penampang Sengkang				Av pakai	Kaki sengkang pakai	Sengkang Pakai	
								Ash 1	Ash 2	Avi	≥ Ash				
10	700	640	35	400	636	40	318136	348.68	497.70	452.39	<	497.70	497.70	5	5 Ø 12 - 100
9	700	647.5	35	400	632	40	318136	348.68	497.70	452.39	<	497.70	497.70	5	5 Ø 12 - 100
8	700	647.5	35	400	632	40	414736	301.07	497.70	452.39	<	497.70	497.70	5	5 Ø 12 - 100
7	750	697.5	35	400	682	40	481636	300.57	537.08	452.39	<	537.08	537.08	5	5 Ø 12 - 100
6	850	797.5	35	400	786	40	630436	299.77	615.83	452.39	<	615.83	615.83	6	6 Ø 12 - 100
5	900	847.5	35	400	836	40	712336	299.43	655.20	452.39	<	655.20	655.20	6	6 Ø 12 - 100
4	900	847.5	35	400	836	40	712336	299.43	655.20	452.39	<	655.20	655.20	6	6 Ø 12 - 100
3	950	897.5	35	400	886	40	799236	299.14	694.58	452.39	<	694.58	694.58	7	7 Ø 12 - 100
2	1000	947.5	35	400	936	40	891136	298.87	733.95	452.39	<	733.95	733.95	7	7 Ø 12 - 100
1	1000	947.5	35	400	936	40	891136	298.87	733.95	452.39	<	733.95	733.95	7	7 Ø 12 - 100

Kolom C7 (Tipe 2) Lantai 10

- $V_e \geq 50\%V_u$

$$761.846 \text{ kN} > 50\% (V_u/0.55)$$

$$761.846 \text{ kN} > 50\% (48.326/0.55)$$

$$761.846 \text{ kN} > 43.933 \text{ kN}$$

- $P_u < A_g \cdot f_c' / 20$

$$832594.780 \text{ N} < (500 \times 650)(35)/20$$

$$832594.780 \text{ N} > 568750 \text{ N}$$

Tabel 4.81 Kontrol Syarat Gaya Geser Rencana V_e dan Gaya Aksial Maksimum P_u Kolom C7 (Tipe 2)

Lantai	Dimensi (mm)		H (mm)	Arah X		Arah Y		Pu < Ag.fc'/20
	b (Y)	h (X)		Ve ≥ 50%Vn	Ve ≥ 50%Vn			
10	500	650	3250	761846.15 > 43932.42 (OK)	859076.92 > 86730.47 (OK)	832594.78 > 568750.00 (Vc≠0)		
9	500	650	3250	410461.54 > 99056.48 (OK)	551384.62 > 213541.50 (OK)	1859576.23 > 568750.00 (Vc≠0)		
8	650	650	3250	734153.85 > 136426.79 (OK)	734153.85 > 229609.30 (OK)	2867764.03 > 739375.00 (Vc≠0)		
7	700	700	3250	881230.77 > 139851.01 (OK)	881230.77 > 236973.46 (OK)	3883110.06 > 857500.00 (Vc≠0)		
6	700	700	3250	881230.77 > 171581.52 (OK)	881230.77 > 267984.83 (OK)	4904002.63 > 857500.00 (Vc≠0)		
5	800	800	3250	1326769.23 > 185039.04 (OK)	1326769.23 > 276327.11 (OK)	5938560.38 > 1120000.00 (Vc≠0)		
4	800	800	3250	1326769.23 > 190879.79 (OK)	1326769.23 > 272406.08 (OK)	6981659.63 > 1120000.00 (Vc≠0)		
3	800	800	3250	1326769.23 > 200472.09 (OK)	1326769.23 > 281722.17 (OK)	8027446.85 > 1120000.00 (Vc≠0)		

2	850	850	3250	1542769.23 > 209362.50 (OK)	1542769.23 > 306333.45 (OK)	9082612.63 > 1264375.00(Vc≠0)
1	850	850	3250	1542769.23 > 175232.95 (OK)	1542769.23 > 224876.88 (OK)	10152981.00 > 1264375.00(Vc≠0)

Karena salah satu syarat tidak terpenuhi, $P_u > A_g \cdot f_c' / 20$, maka kontribusi geser beton diperhitungkan ($V_c \neq 0$), sehingga :

$$V_c = \left(1 + \frac{P_u}{14A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) \times b \times d$$

$$= \left(1 + \frac{832594.780}{14(650 \times 500)}\right) \times \left(\frac{\sqrt{35}}{6}\right) \times 500 \times (650 - 40 - (\frac{1}{2}40))$$

$$= 344100.320 \text{ N}$$

Tulangan transversal harus dapat memikul gaya geser rencana, V_e , sehingga,

$$V_{s_i} = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{761846}{0.55} - 344100.320$$

$$= 1041074.225 \text{ N}$$

Perhitungan kuat geser sengkang V_s dan kuat geser V_c untuk lantai 9 sampai dengan lantai 1 disajikan pada tabel berikut :

Tabel 4.82 Perhitungan Kuat Geser Tulangan Transversal Kolom C7 (Tipe 2)

Lantai	Dimensi (mm)		d (mm)	f _c ' (Mpa)	H (mm)	Jumlah Tulangan	Arah X	Arah Y	P _u	V _c	V _{s_ix}	V _{s_iy}
	b (Y)	h (X)					Ve	Ve				
10	500	650	590	35	3250	12 D 40	761846.15	859076.92	832594.78	344100.32	1041074.50	520883.54
9	500	650	597.5	35	3250	8 D 25	410461.54	551384.62	1859576.23	414962.27	331331.44	671186.04
8	650	650	597.5	35	3250	12 D 25	734153.85	734153.85	2867764.03	568604.78	766220.40	568604.78
7	700	700	647.5	35	3250	12 D 25	881230.77	881230.77	3883110.06	699884.69	902353.07	699884.69
6	700	700	647.5	35	3250	12 D 25	881230.77	881230.77	4904002.63	766393.09	835844.67	766393.09
5	800	800	747.5	35	3250	16 D 25	1326769.23	1326769.23	5938560.38	980438.26	1431869.43	980438.26
4	800	800	747.5	35	3250	16 D 25	1326769.23	1326769.23	6981659.63	1049082.10	1363225.59	1049082.10
3	800	800	747.5	35	3250	16 D 25	1326769.23	1326769.23	8027446.85	1117902.83	1294404.86	1117902.83
2	850	850	797.5	35	3250	16 D 25	1542769.23	1542769.23	9082612.63	1268567.93	1536467.04	1268567.93
1	850	850	797.5	35	3250	16 D 25	1542769.23	1542769.23	10152981.00	1339297.29	1465737.67	1339297.29

Asumsi sengkang kolom memakai 4 kaki Ø12mm, sehingga jarak penulangan sengkang,

$$s_i = \frac{A_{v_i} \times f_y \times d}{V_{s_i}}$$

$$= \frac{(4 \times 0.25 \times \pi \times 12^2) \times 400 \times 590}{1041074.225}$$

$$= 102.552 \text{ mm}$$

SNI mensyaratkan jarak s_i sebagai berikut :

- $s_i \leq \frac{1}{4} b$
 $s_i \leq \frac{1}{4} (500)$
 $s_i \leq 125 \text{ mm}$
- $s_i \leq 6 \phi_{utama}$
 $s_i \leq 6 (40)$
 $s_i \leq 240 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm} > s_i > 100 \text{ mm}$

Maka jarak penulangan sengkang, s , pada area sepanjang l_0 diambil $s = 100 \text{ mm}$

Tabel 4.83 Perhitungan Jarak Penulangan Transversal Kolom C7 (Tipe 2)

Lantai	d (mm)	fy' (Mpa)	Vs _x	Vs _y	Ø _{Sengkang}	Kaki sengkang	Av _i	s _x	s _y	Syarat s _i (mm)			S _{perlu}	S _{pakai}
										s _i ≤ 1/4 b	s _i ≤ 6Ø _{utama}	150 > s _x > 100		
10	590	400	1041074.50	520883.54	12	4	452.39	102.55	204.97	125	240	100	100	100
9	597.5	400	331331.44	671186.04	12	4	452.39	326.32	161.09	125	150	100	100	100
8	597.5	400	766220.40	568604.78	12	4	452.39	141.11	190.15	162.5	150	100	100	100
7	647.5	400	902353.07	699884.69	12	4	452.39	129.85	167.41	175	150	100	100	100
6	647.5	400	835844.67	766393.09	12	4	452.39	140.18	152.88	175	150	100	100	100
5	747.5	400	1431869.43	980438.26	12	4	452.39	94.47	137.96	200	150	100	94.47	100
4	747.5	400	1363225.59	1049082.10	12	4	452.39	99.22	128.94	200	150	100	99.22	100
3	747.5	400	1294404.86	1117902.83	12	4	452.39	104.50	121.00	200	150	100	100	100
2	797.5	400	1536467.04	1268567.93	12	4	452.39	93.92	113.76	212.5	150	100	93.92	100
1	797.5	400	1465737.67	1339297.29	12	4	452.39	98.46	107.75	212.5	150	100	98.46	100

SNI membatasi luas total penampang sengkang tertutup persegi, tidak boleh kurang dari pada persamaan berikut :

- $A_{sh} = 0,3 (s h_c f_c' / f_{yh}) [(A_g / A_{ch}) - 1]$

$$= 0,3 (100 \times (650 - 40 - 40 + \frac{1}{2}12 + \frac{1}{2}12) \times 35 / 400) [((650 \times 500) / (650 - 40 - 40 + 12 + 12)) (500 - 40 - 40 + 12 + 12)) - 1]$$

$$= 354.885 \text{ mm}^2$$
- $A_{sh} = 0,09 (s h_c f_c' / f_{yh})$

$$= 0,09 (100 \times (650 - 40 - 40 + \frac{1}{2}12 + \frac{1}{2}12) \times 35 / 400)$$

$$= 458.325 \text{ mm}^2$$

Asumsi sengkang dipasang 4 Ø12mm, maka

$$A_{v_i} = 4 \times \frac{1}{4} \pi \phi_s^2$$

$$= 4 \times \frac{1}{4} (3.14) \times 12^2$$

$$= 452.389 \text{ mm}^2 < A_{sh} = 458.325 \text{ mm}^2 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

Sehingga diambil $A_{sh} = 458.325 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah kaki yang dipakai} = \frac{A_{sh}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi_s^2}$$

$$= \frac{458.325}{\frac{1}{4} \times \pi \times 12^2}$$

$$= 4.052 \approx 5$$

Jadi pada kolom C7 (tipe 2) lantai 10 sepanjang area sendi palstis, lo, dipasang tulangan sengkang 5Ø12mm dengan jarak antar sengkang $s = 100 \text{ mm}$. Berikut perhitungan untuk kolom C7 lantai 9 sampai dengan lantai 1.

Tabel 4.84 Kontrol Penulangan Transversal Terhadap Luas Penampang (A_{sh})

Lantai	h (X)	d (mm)	fc' (Mpa)	fy' (Mpa)	hc	Cover beton (mm)	A _{ch}	Kontrol Luas Penampang Sengkang				A _{v pakai}	Kaki sengkang pakai	Sengkang Pakai
								A _{sh 1}	A _{sh 2}	A _{vi}	≥ A _{sh}			
10	650	590	35	400	582	40	263736	354.89	458.33	452.39 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12 - 100	
9	650	597.5	35	400	582	40	263736	354.89	458.33	452.39 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12 - 100	
8	650	597.5	35	400	582	40	352836	301.64	458.33	452.39 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12 - 100	
7	700	647.5	35	400	632	40	414736	301.07	497.70	452.39 < 497.70	497.70	5	5 Ø 12 - 100	
6	700	647.5	35	400	632	40	414736	301.07	497.70	452.39 < 497.70	497.70	5	5 Ø 12 - 100	
5	800	747.5	35	400	732	40	553536	300.14	576.45	452.39 < 576.45	576.45	6	6 Ø 12 - 100	
4	800	747.5	35	400	732	40	553536	300.14	576.45	452.39 < 576.45	576.45	6	6 Ø 12 - 100	
3	800	747.5	35	400	732	40	553536	300.14	576.45	452.39 < 576.45	576.45	6	6 Ø 12 - 100	
2	850	797.5	35	400	782	40	630436	299.77	615.83	452.39 < 615.83	615.83	6	6 Ø 12 - 100	
1	850	797.5	35	400	782	40	630436	299.77	615.83	452.39 < 615.83	615.83	6	6 Ø 12 - 100	

Kolom C3 (Tipe 3) Lantai 10

- $V_e \geq 50\%V_u$

$$713.231 \text{ kN} > 50\% (V_u/0.55)$$

$$713.231 \text{ kN} > 50\% (55.446/0.55)$$

$$713.231 \text{ kN} > 50.405 \text{ kN}$$

- $P_u < A_g \cdot f_c' / 20$

$$534545.820 \text{ N} < (500 \times 650)(35)/20$$

$$534545.820 \text{ N} < 568750 \text{ N}$$

Tabel 4.85 Kontrol Syarat Gaya Geser Rencana V_e dan Gaya Aksial Maksimum P_u Kolom C3 (Tipe 3)

Lantai	Dimensi (mm)		H (mm)	Arah X		Arah Y		$P_u < A_g \cdot f_c' / 20$
	b (Y)	h (X)		$V_e \geq 50\%V_n$	(OK)	$V_e \geq 50\%V_n$	(OK)	
10	500	650	3250	713230.77 > 50405.09 (OK)		1094769.23 > 59023.69 (OK)		534545.82 < 568750.00 ($V_c=0$)
9	500	650	3250	410461.54 > 105772.03 (OK)		551384.62 > 136082.42 (OK)		1279130.76 > 568750.00 ($V_c \neq 0$)
8	500	650	3250	607384.62 > 136015.78 (OK)		784615.38 > 147521.55 (OK)		2059567.33 > 568750.00 ($V_c \neq 0$)
7	500	650	3250	607384.62 > 138068.72 (OK)		784615.38 > 160206.86 (OK)		2853832.49 > 568750.00 ($V_c \neq 0$)
6	500	650	3250	461538.46 > 168422.70 (OK)		731076.92 > 181984.23 (OK)		3658842.10 > 568750.00 ($V_c \neq 0$)
5	600	650	3250	576000.00 > 181013.44 (OK)		628307.69 > 192448.75 (OK)		4479768.49 > 682500.00 ($V_c \neq 0$)
4	600	650	3250	576000.00 > 186064.60 (OK)		628307.69 > 196426.06 (OK)		5306706.70 > 682500.00 ($V_c \neq 0$)
3	650	650	3250	734153.85 > 194803.66 (OK)		734153.85 > 205427.12 (OK)		6133152.39 > 739375.00 ($V_c \neq 0$)

2	650	650	3250	734153.85 > 202716.73 (OK)	734153.85 > 222057.73 (OK)	6967687.11 > 739375.00 (Vc≠0)
1	650	650	3250	734153.85 > 170578.88 (OK)	734153.85 > 183778.74 (OK)	7806846.51 > 739375.00 (Vc≠0)

Karena kedua syarat di atas terpenuhi maka kontribusi kuat geser beton dianggap tidak ada (Vc = 0). Sehingga,

$$\begin{aligned}
 V_{s_i} &= \frac{V_e}{\phi} \\
 &= \frac{713230.77}{0.55} \\
 &= 1296783.22 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kuat geser sengkang Vs dan kuat geser Vc untuk lantai 9 sampai dengan lantai 1 disajikan pada tabel berikut :

Tabel 4.86 Perhitungan Kuat Geser Tulangan Transversal Kolom C3 (Tipe3)

Lantai	Dimensi (mm)		d (mm)	fc' (Mpa)	H (mm)	Jumlah Tulangan	Arah X	Arah Y	Pu	Vc	Vs _x	Vs _y
	b (Y)	h (X)					Ve	Ve				
10	500	650	590	35	3250	14 D 40	713230.77	1094769.23	534545.82	0.00	1296783.22	693706.29
9	500	650	597.5	35	3250	8 D 25	410461.54	551384.62	1279130.76	377383.66	368910.05	633607.43
8	500	650	596	35	3250	18 D 28	607384.62	784615.38	2059567.33	426835.64	677500.03	749073.40
7	500	650	596	35	3250	18 D 28	607384.62	784615.38	2853832.49	478128.05	626207.61	800365.81
6	500	650	596	35	3250	12 D 28	461538.46	731076.92	3658842.10	530114.33	309046.51	1020184.26
5	600	650	597.5	35	3250	8 D 25	576000.00	628307.69	4479768.49	643510.38	403762.34	738615.28
4	600	650	597.5	35	3250	8 D 25	576000.00	628307.69	5306706.70	697047.18	350225.55	792152.07
3	650	650	597.5	35	3250	12 D 25	734153.85	734153.85	6133152.39	780009.23	554815.95	780009.23
2	650	650	597.5	35	3250	12 D 25	734153.85	734153.85	6967687.11	834037.83	500787.35	834037.83
1	650	650	597.5	35	3250	12 D 25	734153.85	734153.85	7806846.51	888365.83	446459.34	888365.83

Asumsi sengkang kolom memakai 4 kaki Ø12mm, sehingga jarak penulangan sengkang,

$$\begin{aligned}
 s_i &= \frac{A_{v_i} \times f_y \times d}{V_{s_i}} \\
 &= \frac{(4 \times 0.25 \times \pi \times 12^2) \times 400 \times 590}{1296783.636}
 \end{aligned}$$

= 82.330 mm

SNI mensyaratkan jarak s_i sebagai berikut :

- $s_i \leq \frac{1}{4} b$
 $s_i \leq \frac{1}{4} (500)$
 $s_i \leq 125 \text{ mm}$
- $s_i \leq 6 \phi_{utama}$
 $s_i \leq 6 (40)$
 $s_i \leq 240 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm} > s_i > 100 \text{ mm}$

Karena jarak yang didapat pada perhitungan $s = 82.330 \text{ mm}$ kurang dari jarak s minimum maka jarak penulangan sengkang, s , pada area sepanjang l_o diambil jarak minimum $s = 100 \text{ mm}$.

Tabel 4.87 Perhitungan Jarak Penulangan Transversal Kolom C3 (Tipe 2)

Lantai	d (mm)	fy' (Mpa)	Vs _x	Vs _y	Ø _{sengkang}	Kaki sengkang	Av _i	s _x	s _y	Syarat s _i (mm)			S _{perlu}	S _{pakai}
										s _i ≤ 1/4 b	s _i ≤ 6Ø _{utama}	150 > s _x > 100		
10	590	400	971736.67	1018752.84	12	3	339.29	82.40	78.60	125	240	100	78.6	100
9	597.5	400	368910.05	633607.43	12	3	339.29	219.81	127.98	125	150	100	100	100
8	596	400	677500.03	749073.40	12	3	339.29	119.39	107.98	125	168	100	100	100
7	596	400	626207.61	800365.81	12	3	339.29	129.17	101.06	125	168	100	100	100
6	596	400	309046.51	1020184.26	12	3	339.29	261.73	79.29	125	168	100	79.29	100
5	597.5	400	403762.34	738615.28	12	3	339.29	200.84	109.79	150	150	100	100	100
4	597.5	400	350225.55	792152.07	12	3	339.29	231.54	102.37	150	150	100	100	100
3	597.5	400	554815.95	780009.23	12	3	339.29	146.16	103.96	162.5	150	100	100	100
2	597.5	400	500787.35	834037.83	12	3	339.29	161.93	97.23	162.5	150	100	97.23	100
1	597.5	400	446459.34	888365.83	12	3	339.29	181.63	91.28	162.5	150	100	91.28	100

SNI membatasi luas total penampang sengkang tertutup persegi, tidak boleh kurang dari pada persamaan berikut :

- $A_{sh} = 0,3 (s h_c f_c' / f_{yh}) [(A_g / A_{ch}) - 1]$

$$= 0,3 (100 \times (650 - 40 - 40 + \frac{1}{2}12 + \frac{1}{2}12) \times 35 / 400) [(((650 \times 500) / (650 - 40 - 40 + 12 + 12)) (550 - 40 - 40 + 12 + 12)) - 1]$$

$$= 164.335 \text{ mm}^2$$

- $A_{sh} = 0,09 (s h_c f_c' / f_{yh})$

$$= 0,09 (100 \times (650 - 40 - 40 + \frac{1}{2}12 + \frac{1}{2}12) \times 35 / 400)$$

$$= 458.325 \text{ mm}^2$$

Asumsi sengkang dipasang 4 Ø12mm, maka

$$A_{v_i} = 4 \times \frac{1}{4} \pi \phi_s^2$$

$$= 4 \times \frac{1}{4} (3.14) \times 12^2$$

$$= 452.389 \text{ mm}^2 < A_{sh} = 458.325 \text{ mm}^2 \text{ (tidak memenuhi syarat)}$$

Sehingga diambil $A_{sh} = 458.325 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah kaki yang dipakai} = \frac{A_{sh}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi_s^2}$$

$$= \frac{458.325}{\frac{1}{4} \times \pi \times 12^2}$$

$$= 4.052 \approx 5$$

Jadi pada kolom C3 (tipe 3) lantai 10 sepanjang area sendi palstis, lo, dipasang tulangan sengkang 5Ø12mm dengan jarak antar sengkang $s = 100 \text{ mm}$. Berikut perhitungan untuk kolom C3 lantai 9 sampai dengan lantai 1.

Tabel 4.88 Kontrol Penulangan Transversal Terhadap Luas Penampang (A_{sh})

Lantai	h (X)	d (mm)	f _c ' (Mpa)	f _y ' (Mpa)	h _c	Cover beton (mm)	A _{ch}	Kontrol Luas Penampang Sengkang			A _{v pakai}	Kaki sengkang pakai	Sengkang Pakai
								A _{sh 1}	A _{sh 2}	A _{v i} ≥ A _{sh}			
10	650	590	35	400	582	40	263736	354.89	458.33	339.29 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12 - 100
9	650	597.5	35	400	582	40	263736	354.89	458.33	339.29 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12 - 100
8	650	596	35	400	582	40	263736	354.89	458.33	339.29 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12 - 100

7	650	596	35	400	582	40	263736	354.89	458.33	339.29 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12	- 100
6	650	596	35	400	582	40	263736	354.89	458.33	339.29 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12	- 100
5	650	597.5	35	400	582	40	323136	316.13	458.33	339.29 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12	- 100
4	650	597.5	35	400	582	40	323136	316.13	458.33	339.29 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12	- 100
3	650	597.5	35	400	582	40	352836	301.64	458.33	339.29 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12	- 100
2	650	597.5	35	400	582	40	352836	301.64	458.33	339.29 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12	- 100
1	650	597.5	35	400	582	40	352836	301.64	458.33	339.29 < 458.33	458.33	5	5 Ø 12	- 100

f. Perhitungan Tulangan Geser di Area Sambungan Lewatan (l_d)

Sambungan lewatan terletak di tengah bentang struktur kolom dan direncanakan sebagai sambungan lewatan tarik sehingga harus diikat dengan tulangan sengkang tertutup yang direncanakan sesuai dengan 23.4(4(2)) dan 23.4(4(3)).

Ketentuan yang dipersyaratkan SNI, jarak penulangan geser, s_x , di area sambungan lewatan tulangan longitudinal pada prinsipnya adalah sama dengan jarak penulangan geser s pada area sendi plastis sepanjang l_o . Berikut perhitungan jarak s untuk area sambungan lewatan tulangan memanjang kolom C8 (tipe 1) lantai 10 :

- $s_d \leq \frac{1}{4} b$
 $s_d \leq \frac{1}{4} 550 \text{ mm}$
 $s_d \leq 137.5 \text{ mm}$
- $s_d \leq 6 \varnothing_{utama}$
 $s_i \leq 6 (40) = 240 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm} > s_x > 100 \text{ mm}$, dimana

$$s_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$s_x = 100 + \frac{350 - 284}{3}$$

$$s_x = 122 \text{ mm}$$

Dari perhitungan di atas diambil $s_x = 100 \text{ mm}$.

Tabel 4.89 Perhitungan Jarak Penulangan Transversal s pada Area Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom C8 (Tipe 1)

Lantai	Dimensi (mm)		Jumlah Tulangan	Sengkang Pakai	h_x	Syarat s_d (mm)			s_{perlu}	s_{pakai}
	b (Y)	h (X)				$s_d \leq 1/4 b$	$s_d \leq 6\phi_{utama}$	$150 > s_x$		
10	550	700	18 D 40	5 \emptyset 12 - 100	284	137.5	240	122	122	100
9	550	700	8 D 25	5 \emptyset 12 - 100	334.5	137.5	150	105.17	105.17	100
8	700	700	16 D 25	5 \emptyset 12 - 100	334.5	175	150	105.17	105.17	100
7	750	750	12 D 25	5 \emptyset 12 - 100	252	187.5	150	132.67	132.67	100
6	850	850	16 D 25	6 \emptyset 12 - 100	350	212.5	150	100	100	100
5	900	900	18 D 25	6 \emptyset 12 - 100	350	225	150	100	100	100
4	900	900	18 D 25	6 \emptyset 12 - 100	350	225	150	100	100	100
3	950	950	20 D 25	7 \emptyset 12 - 100	338	237.5	150	104	104	100
2	1000	1000	22 D 25	7 \emptyset 12 - 100	350	250	150	100	100	100
1	1000	1000	22 D 25	7 \emptyset 12 - 100	350	250	150	100	100	100

Tabel 4.90 Perhitungan Jarak Penulangan Transversal s pada Area Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom C7 (Tipe 2)

Lantai	Dimensi (mm)		Jumlah Tulangan	Sengkang Pakai	h_x	Syarat s_d (mm)			s_{perlu}	s_{pakai}
	b (Y)	h (X)				$s_d \leq 1/4 b$	$s_d \leq 6\phi_{utama}$	$150 > s_x$		
10	500	650	12 D 40	5 \emptyset 12 - 100	317	125	240	111	111	100
9	500	650	8 D 25	5 \emptyset 12 - 100	309.5	125	150	113.5	113.5	100
8	650	650	12 D 25	5 \emptyset 12 - 100	218.7	162.5	150	143.77	143.77	100
7	700	700	12 D 25	5 \emptyset 12 - 100	253.3	175	150	132.23	132.23	100
6	700	700	12 D 25	5 \emptyset 12 - 100	253.3	175	150	132.23	132.23	100
5	800	800	16 D 25	6 \emptyset 12 - 100	338	200	150	104	104	100
4	800	800	16 D 25	6 \emptyset 12 - 100	338	200	150	104	104	100
3	800	800	16 D 25	6 \emptyset 12 - 100	338	200	150	104	104	100
2	850	850	16 D 25	6 \emptyset 12 - 100	350	212.5	150	100	100	100
1	850	850	16 D 25	6 \emptyset 12 - 100	350	212.5	150	100	100	100

Tabel 4.91 Perhitungan Jarak Penulangan Transversal s pada Area Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom C3 (Tipe 3)

Lantai	Dimensi (mm)		Jumlah Tulangan	Sengkang Pakai	h_x	Syarat s_d (mm)			s_{perlu}	s_{pakai}
	b (Y)	h (X)				$s_d \leq 1/4 b$	$s_d \leq 6\phi_{utama}$	$150 > s_x$		
10	500	650	14 D 40	5 \emptyset 12 - 100	242	125	240	136	125	100

9	500	650	8 D 25	5 Ø 12 - 100	309.5	125	150	113.5	113.5	100
8	500	650	18 D 28	5 Ø 12 - 100	256.8	125	168	131.07	125	100
7	500	650	18 D 28	5 Ø 12 - 100	256.8	125	168	131.07	125	100
6	500	650	12 D 28	5 Ø 12 - 100	271	125	168	126.33	125	100
5	600	650	8 D 25	5 Ø 12 - 100	309.5	150	150	113.5	113.5	100
4	600	650	8 D 25	5 Ø 12 - 100	309.5	150	150	113.5	113.5	100
3	650	650	12 D 25	5 Ø 12 - 100	218.7	162.5	150	143.78	143.78	100
2	650	650	12 D 25	5 Ø 12 - 100	218.7	162.5	150	143.78	143.78	100
1	650	650	12 D 25	5 Ø 12 - 100	218.7	162.5	150	143.78	143.78	100

g. Perhitungan Tulangan Geser di Sisa Area Sepanjang Kolom (l_1)

SNI mempersyaratkan jarak penulangan geser s di sisa area sepanjang kolom antara area sambungan lewatan tulangan longitudinal kolom dan area sendi plastis l_0 dengan ketentuan sebagai berikut :

- s_1 tidak boleh lebih dari enam kali diameter tulangan memanjang kolom atau
- s_1 tidak boleh lebih dari 150 mm

Dengan ketentuan di atas maka dapat dilakukan perhitungan s_1 untuk kolom C8 (tipe 1) lantai 10, yaitu sebagai berikut :

- $s_1 \leq 6\phi_{utama}$
 $s_1 \leq 6 (40) = 240 \text{ mm}$
- $s_1 \leq 150 \text{ mm}$

Dari perhitungan di atas maka jarak sengkang s_1 diambil $s_1 = 150 \text{ mm}$

Tabel 4.92 Perhitungan Jarak Penulangan Transversal s pada Sisa Area Sepanjang Kolom C8 (Tipe 1)

Lantai	Dimensi (mm)		H (mm)	Sambungan Lewatan, l_d (mm)	Jumlah Tulangan Utama	l_{opakai}	Sengkang Pakai	Panjang Sisa, l_1 (mm)	Syarat s_1 (mm)		s_{pakai}
	b (Y)	h (X)							$s_1 \leq 6\phi_{utama}$	$s_1 \leq 150$	
10	550	700	3150	1000	18 D 40	700	5 Ø 12 - 100	375	240	150	150
9	550	700	3150	650	8 D 25	700	5 Ø 12 - 100	550	150	150	150
8	700	700	3150	650	16 D 25	700	5 Ø 12 - 100	550	150	150	150
7	750	750	3150	650	12 D 25	750	5 Ø 12 - 100	500	150	150	150

6	850	850	3150	650	16 D 25	850	6 Ø 12 - 100	400	150	150	150
5	900	900	3150	650	18 D 25	900	6 Ø 12 - 100	350	150	150	150
4	900	900	3150	650	18 D 25	900	6 Ø 12 - 100	350	150	150	150
3	950	950	3150	650	20 D 25	950	7 Ø 12 - 100	300	150	150	150
2	1000	1000	3150	650	22 D 25	1000	7 Ø 12 - 100	250	150	150	150
1	1000	1000	3150	650	22 D 25	1000	7 Ø 12 - 100	250	150	150	150

Tabel 4.93 Perhitungan Jarak Penulangan Transversal s pada Sisa Area Sepanjang Kolom C7 (Tipe 2)

Lantai	Dimensi (mm)		H (mm)	Sambungan Lewatan, l_d (mm)	Jumlah Tulangan	l_{opakai}	Sengkang Pakai	Panjang Sisa, l_1 (mm)	Syarat s_1 (mm)		s_{pakai}
	b (Y)	h (X)							$s_1 \leq 6\phi_{utama}$	$s_1 \leq 150$	
10	500	650	3250	1000	12 D 40	650	5 Ø 12 - 100	475	240	150	150
9	500	650	3250	650	8 D 25	650	5 Ø 12 - 100	650	150	150	150
8	650	650	3250	650	12 D 25	650	5 Ø 12 - 100	650	150	150	150
7	700	700	3250	650	12 D 25	700	5 Ø 12 - 100	600	150	150	150
6	700	700	3250	650	12 D 25	700	5 Ø 12 - 100	600	150	150	150
5	800	800	3250	650	16 D 25	800	6 Ø 12 - 100	500	150	150	150
4	800	800	3250	650	16 D 25	800	6 Ø 12 - 100	500	150	150	150
3	800	800	3250	650	16 D 25	800	6 Ø 12 - 100	500	150	150	150
2	850	850	3250	650	16 D 25	850	6 Ø 12 - 100	450	150	150	150
1	850	850	3250	650	16 D 25	850	6 Ø 12 - 100	450	150	150	150

Tabel 4.94 Perhitungan Jarak Penulangan Transversal s pada Sisa Area Sepanjang Kolom C3 (Tipe 3)

Lantai	Dimensi (mm)		H (mm)	Sambungan Lewatan, l_d (mm)	Jumlah Tulangan	l_{opakai}	Sengkang Pakai	Panjang Sisa, l_1 (mm)	Syarat s_1 (mm)		s_{pakai}
	b (Y)	h (X)							$s_1 \leq 6\phi_{utama}$	$s_1 \leq 150$	
10	500	650	3250	1000	14 D 40	650	5 Ø 12 - 100	475	240	150	150
9	500	650	3250	650	8 D 25	650	5 Ø 12 - 100	650	150	150	150
8	500	650	3250	700	18 D 28	650	5 Ø 12 - 100	625	168	150	150
7	500	650	3250	700	18 D 28	650	5 Ø 12 - 100	625	168	150	150
6	500	650	3250	700	12 D 28	650	5 Ø 12 - 100	625	168	150	150
5	600	650	3250	650	8 D 25	650	5 Ø 12 - 100	650	150	150	150
4	600	650	3250	650	8 D 25	650	5 Ø 12 - 100	650	150	150	150
3	650	650	3250	650	12 D 25	650	5 Ø 12 - 100	650	150	150	150
2	650	650	3250	650	12 D 25	650	5 Ø 12 - 100	650	150	150	150
1	650	650	3250	650	12 D 25	650	5 Ø 12 - 100	650	150	150	150

Dari seluruh tahapan perhitungan perencanaan kolom yang telah dilakukan maka diperoleh *summary* sebagai berikut :

Tabel 4.95 Summary Perencanaan Kolom Tipe 1

Lantai	Dimensi		Tulangan Memanjang	Tulangan Geser		
	b (Y)	h (X)		Area Sepanjang I_o	Area Sepanjang I_1	Area Sepanjang I_d
10	550	700	18 D 40	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
9	550	700	8 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
8	700	700	16 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
7	750	750	12 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
6	850	850	16 D 25	6 \emptyset 12 - 100	6 \emptyset 12 - 150	6 \emptyset 12 - 100
5	900	900	18 D 25	6 \emptyset 12 - 100	6 \emptyset 12 - 150	6 \emptyset 12 - 100
4	900	900	18 D 25	6 \emptyset 12 - 100	6 \emptyset 12 - 150	6 \emptyset 12 - 100
3	950	950	20 D 25	7 \emptyset 12 - 100	7 \emptyset 12 - 150	7 \emptyset 12 - 100
2	1000	1000	22 D 25	7 \emptyset 12 - 100	7 \emptyset 12 - 150	7 \emptyset 12 - 100
1	1000	1000	22 D 25	7 \emptyset 12 - 100	7 \emptyset 12 - 150	7 \emptyset 12 - 100

Tabel 4.96 Summary Perencanaan Kolom Tipe 2

Lantai	Dimensi		Tulangan Memanjang	Tulangan Geser		
	b (Y)	h (X)		Area Sepanjang I_o	Area Sepanjang I_1	Area Sepanjang I_d
10	500	650	12 D 40	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
9	500	650	8 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
8	650	650	12 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
7	700	700	12 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
6	700	700	12 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
5	800	800	16 D 25	6 \emptyset 12 - 100	6 \emptyset 12 - 150	6 \emptyset 12 - 100
4	800	800	16 D 25	6 \emptyset 12 - 100	6 \emptyset 12 - 150	6 \emptyset 12 - 100
3	800	800	16 D 25	6 \emptyset 12 - 100	6 \emptyset 12 - 150	6 \emptyset 12 - 100
2	850	850	16 D 25	6 \emptyset 12 - 100	6 \emptyset 12 - 150	6 \emptyset 12 - 100
1	850	850	16 D 25	6 \emptyset 12 - 100	6 \emptyset 12 - 150	6 \emptyset 12 - 100

Tabel 4.97 Summary Perencanaan Kolom Tipe 3

Lantai	Dimensi		Tulangan Memanjang	Tulangan Geser		
	b (Y)	h (X)		Area Sepanjang I_o	Area Sepanjang I_1	Area Sepanjang I_d
10	500	650	14 D 40	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
9	500	650	8 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
8	500	650	18 D 28	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
7	500	650	18 D 28	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
6	500	650	12 D 28	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
5	600	650	8 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
4	600	650	8 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
3	650	650	12 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
2	650	650	12 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100
1	650	650	12 D 25	5 \emptyset 12 - 100	5 \emptyset 12 - 150	5 \emptyset 12 - 100