

BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Konfigurasi Gedung

Konfigurasi bangunan gedung yang digunakan pada penelitian ini merupakan bangunan dengan perletakan mundur (*set-back*). Tampak atas bangunan ini berbentuk persegi panjang dengan panjang 48 m dan lebar 30 m. Bangunan ini memiliki tinggi keseluruhan yaitu 91,70 m. Berikut merupakan detail elevasi gedung dapat dilihat pada tabel 5.1.

Tabel 5.1 Data Elevasi Gedung

Tingkat	Lantai	Elevasi Tiap Lantai (m)	Tinggi Tingkat (m)
27	Lantai Atap	91,7	3,9
26	Lantai 20	87,8	3,4
25	Lantai 19	84,4	3,4
24	Lantai 18	81,0	3,4
23	Lantai 17	77,6	3,4
22	Lantai 16	74,2	3,4
21	Lantai 15	70,8	3,4
20	Lantai 14	67,4	3,4
19	Lantai 13	64,0	3,4
18	Lantai 12	60,6	3,4
17	Lantai 11	57,2	3,4
16	Lantai 10	53,8	3,4
15	Lantai 9	50,4	3,4
14	Lantai 8	47,0	3,4
13	Lantai 7	43,6	3,4
12	Lantai 6	40,2	6

Lanjutan Tabel 5.1 Data Elevasi Gedung

Tingkat	Lantai	Elevasi Tiap Lantai (m)	Tinggi Tingkat (m)
11	Lantai 5	34,2	5
10	Lantai 4	29,2	5,2
9	Lantai 3	24,0	4
8	Lantai 2	20,0	3
7	Lantai mezz	17,0	5
6	Lantai Dasar	12	3,5
5	Semibasement A	8,5	1,5
4	Semibasement B	7	1,5
3	Basement 1A	5,5	1,5
2	Basement 1B	4	1,5
1	Basement 2A	2,5	2,5
0	Basement 2B	0	0

5.2 Spesifikasi Material

5.2.1. Mutu Beton

Mutu beton yang digunakan dalam bangunan ini adalah mutu beton $f'c = 30$ Mpa, namun khusus untuk *shearwall* mutu beton yang digunakan adalah mutu beton $f'c = 40$ MPa.

5.2.2. Mutu Baja Tulangan

Baja tulangan yang digunakan terdiri dari baja tulangan ulir (*deform*) dan baja tulangan polos. Mutu baja tulangan antara tulangan ulir dengan baja tulangan polos berbeda. Untuk baja tulangan ulir digunakan mutu $f_y = 400$ MPa dan untuk mutu baja tulangan polos $f_y = 240$ MPa. Kemudian untuk nilai modulus elastisitas baja $E_s = 200.000$ MPa.

5.3 Data Elemen Struktur

5.3.1. Pelat Lantai

Pelat lantai merupakan lantai tingkat pembatas antara tingkat yang satu dengan yang lainnya. Pada bangunan gedung ini menggunakan pelat lantai dengan ketebalan yang berbeda. Untuk tebal pelat lantai dan pelat atap yaitu 120 mm sedangkan untuk tebal pelat pada *basement* yaitu 150 mm.

5.3.2. Balok

Balok dalam bangunan gedung merupakan struktur yang berfungsi untuk meratakan dan meneruskan beban dari pelat atau dinding untuk selanjutnya diteruskan ke kolom. Balok yang digunakan pada bangunan gedung ini mempunyai tipe yang beragam. Untuk melihat lebih detail tipe dan ukuran balok dapat dilihat pada tabel 5.2.

Tabel 5.2 Tipe Balok

No.	Tipe	Dimensi (mm)
1.	B1	250 x 400
2.	B2	250 x 500
3.	B3	250 x 650
4.	B4	300 x 400
5.	B5	300 x 500
6.	B6	300 x 600
7.	B7	300 x 650
8.	B8	300 x 700
9.	B9	300 x 800
10.	B10	500 x 1500

5.3.3. Kolom

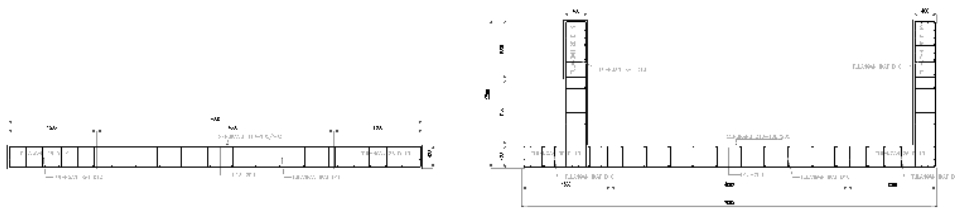
Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktur yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi. Pada bangunan gedung yang ini kolom yang digunakan berbentuk persegi. Untuk detail tipe kolom dapat dilihat pada tabel 5.3.

Tabel 5.3 Tipe Kolom

No.	Tipe Kolom	Dimensi	Tingkat
1.	K1	700 x 1500	1-5
		600 x 1500	6-10
		600 x 1200	11-27
2.	K2	600 x 1200	1-5
		500 x 1200	6-10
		500 x 1000	11-27
3.	K3	500 x 1000	1-5
		400 x 1000	6-10
		400 x 900	11-27
4.	K4	400 x 900	1-12
5.	K5	500 x 900	1-11
6.	K5a	500 x 900	1-12
7.	K6	400 x 900	1-9
8.	K6a	400 x 900	1-11
9.	K7	300 x 700	1-6
10.	KL	400 x 400	1-10
11.	K8	350 x 700	1-27

5.3.4. Struktur Dinding

Struktur dinding atau yang sering disebut dengan dinding geser (*shearwall*) adalah *slab* beton bertulang yang dipasang secara vertical pada sisi Gedung tertentu yang berfungsi untuk menambah atau meningkatkan kekakuan struktur dalam menahan gaya geser. Struktur dinding yang digunakan pada bangunan ini adalah struktur dinding tipe kantilever (*cantilever wall*) dengan panjang bentang 7 m dan tebal 45 cm. Berikut gambar struktur dinding yang dapat dilihat pada gambar 5.1.



Gambar 5.1 Bentuk Dinding Geser

(Sumber: PT CIPTA SUKSES, 2016)

5.4 Pembebanan

5.4.1. Beban Mati

Beban mati merupakan beban dari semua elemen gedung yang berifat permanen termasuk peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung. Berikut merupakan penjabaran perhitungan untuk beban mati.

1. Beban Mati Pelat Lantai

a. Pelat	=	0,120 m x 23,536 kN/m ³	=	2.824 kN/m ²
b. Spesi	=	0,025 m x 16,671 kN/m ³	=	0,417 kN/m ²
c. Pasir	=	0,04 m x 15,691 kN/m ³	=	0,628 kN/m ²
d. Tegel			=	0,172 kN/m ²
e. Ducting AC			=	0,172 kN/m ²
f. Eternit			=	0,180 kN/m ²
g. Pipa			=	0,098 kN/m ²
Total (Q _d lantai)			=	4,490 kN/m ²
Beban mati yang diinput ke dalam ETABS	=	Q _d – Beban sendiri pelat		
	=	4,490 kN/m ² – 2,824 kN/m ²		
	=	1,666 kN/m ²		

2. Beban Mati Pelat Atap

a. Pelat	=	0,120 m x 23,536 kN/m ³	=	2,824 kN/m ²
b. Spesi	=	0,025 m x 16,671 kN/m ³	=	0,417 kN/m ²
c. Kedap air	=	0,02 m x 0,02 kN/m ³	=	0,0004 kN/m ²
d. Ducting AC			=	0,172 kN/m ²
e. Eternit			=	0,180 kN/m ²
f. Pipa			=	0,098 kN/m ²

$$\begin{aligned}
 \text{Total (} Q_d \text{ lantai)} &= 3,691 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Beban mati yang diinput ke dalam ETABS} &= Q_d - \text{Beban sendiri pelat} \\
 &= 3,691 \text{ kN/m}^2 - 2,589 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 0,867 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3. Beban Mati Dinding

Berikut merupakan perhitungan beban dinding yang ada pada hotel Swissbeell dapat dilihat pada tabel 5.4.

Tabel 5.4 Perhitungan Beban Dinding

Tingkat	Tinggi (m)	Jenis Balok	Tinggi Balok (m)	Tinggi Efektif (m)	Tebal Dinding	BJ Dinding (kN/m ³)	Berat Dinding (kN/m)
27	3.9	B8	0.65	3.25	0.15	16.671	8.127
		B9	0.7	3.2	0.15	16.671	8.002
12-26	3.4	B8	0.65	2.75	0.15	16.671	6.877
		B9	0.7	2.7	0.15	16.671	6.752
11	6	B8	0.65	5.35	0.15	16.671	13.379
		B9	0.7	5.3	0.15	16.671	13.254
10	5	B11	0.8	5.2	0.15	16.671	13.004
		B8	0.65	4.35	0.15	16.671	10.878
9	5.2	B9	0.7	4.3	0.15	16.671	10.753
		B8	0.65	4.55	0.15	16.671	11.378
8	4	B9	0.7	4.5	0.15	16.671	11.253
		B8	0.65	3.35	0.15	16.671	8.377
		B9	0.7	3.3	0.15	16.671	8.252
7	3	B4	0.65	2.35	0.15	16.671	5.877
		B7	0.65	2.35	0.15	16.671	5.877
1-6	5	B8	0.65	4.35	0.15	16.671	10.878
		B9	0.7	4.3	0.15	16.671	10.753

5.4.2. Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan pada penelitian ini berdasarkan pada peraturan SNI 1727 tahun 2013. Beban hidup pada peraturan SNI 1727 tahun 2013 memiliki besaran yang berbeda-beda sesuai dengan fungsi lantai yang digunakan pada pelat. Nilai beban hidup yang digunakan perlu diperiksa luasannya sesuai persyaratan

yang ada pada SNI 1727 tahun 2013. Besar luasan yang disyaratkan pada pelat lantai adalah sebesar 400 ft² atau 37.16 m². Hotel Swissbell luasan pelat terbesarnya adalah sebesar 32 m² jadi tidak perlu adanya reduksi. Berikut merupakan nilai beban hidup yang digunakan dapat dilihat pada tabel 5.5.

Tabel 5.5 Beban Hidup pada Pelat Lantai

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata (kN/m ²)	Terpusat (kN)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Rumah tinggal		
Semua ruang kecuali tangga dan balkon	1,92	
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	1,92	
Ruang publik dan koridor yang melayani mereka	4,79	

Beban hidup pada pelat atap berdasarkan SNI 1727 tahun 2013 memiliki syarat luasan yang berbeda pada pelat lantai. Berikut merupakan perhitungan nilai beban hidup pada atap adalah sebagai berikut.

Diketahui :

$$L_0 = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

$$A_T = 32 \text{ m}^2$$

Penyelesaian :

$R_1 = 1,2 - 0,011A_T$, karena luasan terbesar pelat atap ($A_T = 32 \text{ m}^2$) diantara 18,58 m² dan 55,75 m² (sesuai pasal 4.8.1 SNI 1727 tahun 2013)

$F = 1$, Karena atap yang digunakan berupa atap datar atau tidak memiliki kemiringan sehingga nilai R_2 adalah satu.

$$L_r = L_0 \cdot R_1 \cdot R_2$$

$$L_r = 0,96 (1,2 - 0.011(32)) 1$$

$$L_r = 0,814 \text{ kN/m}^2$$

5.5 Beban Gempa

Penentuan prosedur analisis beban gempa sudah diatur pada SNI 1726 tahun 2013 melalui tabel 13. Pada penelitian ini metode analisis beban gempa yang digunakan adalah analisis respons spektrum dan analisis riwayat waktu.

5.5.1. Analisis Respons Spektrum

Perhitungan beban gempa respons spektrum mengacu pada peraturan SNI 1726-2012. Berikut merupakan prosedur perhitungan beban gempa respons spektrum.

1. Penentuan kategori desain seismik

Pada penelitian ini bangunan yang ditinjau berada di lokasi Solo, Jawa Tengah dengan jenis tanah dibawahnya adalah tanah sedang. Berdasarkan tabel 3.5, maka klasifikasi situs bangunan adalah SD. Bangunan diperuntukkan sebagai gedung hotel sehingga berdasarkan tabel 1, maka bangunan ini berada pada kategori risiko II. Faktor keutamaan bangunan (I_e) dengan kategori risiko II adalah sebesar 1 berdasarkan tabel 2.

2. Penentuan nilai S_s dan S_1

Dalam menentukan nilai S_s dan S_1 ditentukan berdasarkan lokasi bangunan. Besaran nilai S_s dan S_1 dapat ditentukan dengan melihat gambar 3.3 dan gambar 3.4. Lokasi bangunan dapat dilihat pada peta yang tergambar pada gambar 3.3 dan gambar 3.4. Rentang nilai S_s dan S_1 tergantung warna pada lokasi daerah bangunan. Agar lebih tepat dan sesuai dengan koordinat lokasi pada peta penentuan nilai S_s dan S_1 dapat juga dilihat pada *website* <http://puskim.pu.go.id>. Dengan *website* tersebut kita hanya tinggal memasukkan koordinat lokasi bangunan kemudian akan muncul nilai S_s dan S_1 sesuai pada lokasi tersebut. Nilai S_s yang didapat adalah sebesar 0,745 g dan nilai S_1 adalah sebesar 0,312 g.

3. Penentuan nilai F_a dan F_v

Nilai F_a dan F_v didasarkan pada klasifikasi situs bangunan dan nilai S_s dan S_1 . Penentuan nilai F_a dan F_v dapat dilihat dari tabel faktor amplifikasi getaran periode pendek dan faktor amplifikasi getaran periode 1 detik pada tabel 3.6 dan 3.7. Jika nilai S_s dan S_1 tidak ada pada data tabel 3.6 dan 3.7 maka nilai S_s

dan S_1 harus diinterpolasi. Dari hasil pembacaan klasifikasi situs bangunan dan nilai S_s dan S_1 didapatkan, nilai F_a adalah sebesar 1,204 dan nilai F_v adalah sebesar 1,774.

4. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{M1}

Nilai S_{MS} dan S_{M1} ditentukan pada persamaan 3.23 dan 3.24. Berikut merupakan penjabaran perhitungan nilai S_{MS} dan S_{M1} .

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \cdot S_s = 1,204 \cdot 0,745 \\ &= 0,897 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \cdot S_1 = 1,774 \cdot 0,312 \\ &= 0,554 \text{ g} \end{aligned}$$

5. Penentuan S_{DS} dan S_{D1}

Nilai S_{DS} dan S_{D1} ditentukan pada persamaan 3.25 dan 3.26. Berikut merupakan penjabaran perhitungan nilai S_{DS} dan S_{D1} .

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \cdot 0,897 \\ &= 0,598 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \cdot 0,554 \\ &= 0,369 \text{ g} \end{aligned}$$

6. Penentuan koefisien risiko terpetakan C_{RS} dan C_{R1}

Besaran nilai C_{RS} dan C_{R1} didasarkan pada lokasi bangunan yang ditentukan dari gambar 3.5 dan 3.6. Penentuan nilai C_{RS} dan C_{R1} ini juga dapat ditentukan menggunakan *website* <http://puskim.pu.go.id> agar hasilnya lebih akurat sesuai dengan koordinat lokasi bangunan. Nilai C_{RS} yang didapat adalah sebesar 1,02 dan nilai C_{R1} adalah sebesar 0,87.

7. Penentuan faktor risiko terpetakan S_{DSR} dan S_{D1R}

Untuk mendapatkan nilai S_{DSR} dan S_{D1R} dengan cara nilai S_{DS} dan S_{D1} dikalikan dengan nilai C_{RS} dan C_{R1} . Berikut merupakan pejabaran perhitungan S_{DSR} dan S_{D1R} .

$$S_{DSR} = C_{RS} \cdot S_{DS} = 1,020 \cdot 0,598 = 0,608 \text{ g}$$

$$S_{D1R} = C_{R1} \cdot S_{D1} = 0,870 \cdot 0,369 = 0,320 \text{ g}$$

8. Pembuatan spektrum respons desain

Berikut merupakan langkah-langkah pembuatan spektrum respons desain yang mengacu pada SNI 1726 tahun 2012 adalah sebagai berikut.

a. Penentuan nilai T_0 dan T_s

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1R}}{S_{DSR}} = 0,2 \times \frac{0,320}{0,608}$$

$$= 0,105 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1R}}{S_{DSR}} = \frac{0,320}{0,608}$$

$$= 0,525 \text{ detik}$$

b. Penentuan nilai S_a untuk $T < T_0$:

$$S_a = S_{DSR} \times \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}\right)$$

$$= 0,608 \times \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,105}\right)$$

$$= 0,243$$

c. Penentuan nilai S_a untuk $T = T_0$:

$$S_a = S_{DSR}$$

$$= 0,608$$

d. Penentuan nilai S_a untuk $T > T_0$:

$$S_a = \frac{S_{D1R}}{T_i} = \frac{0,320}{0,6}$$

$$= 0,533$$

Untuk selanjutnya spektrum respons desain bangunan dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut.

Tabel 5.6 Spektrum Respons Desain

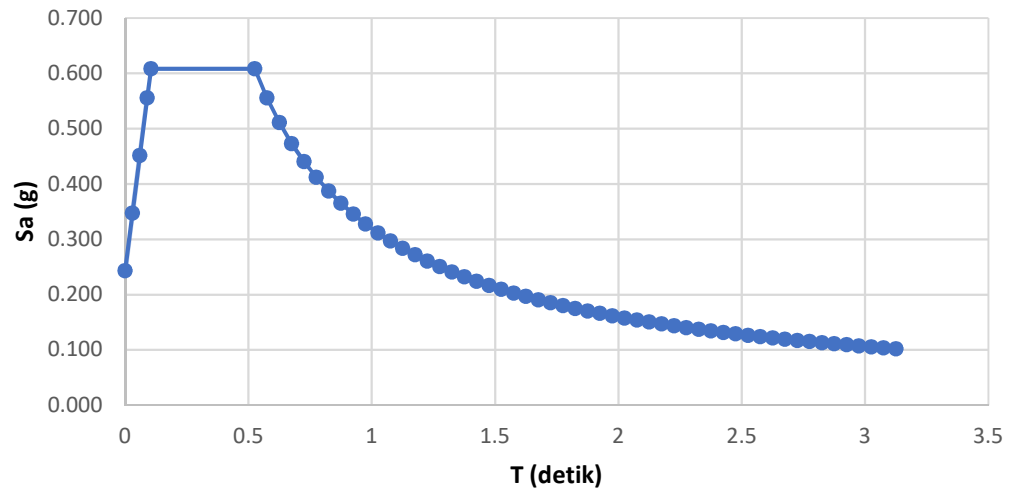
T (detik)	Sa	T (detik)	Sa	T (detik)	Sa
0	0,243	0,63	0,511	0,98	0,328
0,03	0,347	0,68	0,473	1,03	0,312
0,06	0,452	0,73	0,440	1,08	0,297
0,09	0,556	0,78	0,412	1,13	0,284
0,11	0,608	0,83	0,387	1,18	0,272
0,53	0,608	0,88	0,365	1,23	0,261
0,58	0,555	0,93	0,345	1,28	0,251

Lanjutan Tabel 5,6 Spektrum Respons Desain

T (detik)	Sa	T (detik)	Sa	T (detik)	Sa
1,33	0,241	1,93	0,166	2,53	0,127
1,38	0,232	1,98	0,162	2,58	0,124
1,43	0,224	2,03	0,158	2,63	0,122
1,48	0,217	2,08	0,154	2,68	0,119
1,53	0,209	2,13	0,150	2,73	0,117
1,58	0,203	2,18	0,147	2,78	0,115
1,63	0,197	2,23	0,144	2,83	0,113
1,68	0,191	2,28	0,140	2,88	0,111
1,73	0,185	2,33	0,137	2,93	0,109
1,78	0,180	2,38	0,135	2,98	0,107
1,83	0,175	2,43	0,132	3,03	0,106
1,88	0,170	2,48	0,129	3,08	0,104

Grafik spektrum respons desain dari Tabel 5.6 di atas dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut.

Respons Spektrum Solo



Gambar 5.2 Respons Spektrum Solo

Dari hasil respons spektrum pada gambar 5.2 kemudian diinput ke dalam ETABS. Sesuai dengan pasal 7.9.2 SNI 1726-2012 respons spektrum desain harus direduksi dengan mengalikan $\frac{g.Ie}{R}$ pada *scale factor* yang

telah disediakan pada ETABS. Untuk nilai g adalah percepatan gravitasi dengan nilai $9,81 \text{ m/s}^2$, I_e adalah kategori risiko II dengan nilai sebesar 1 dan untuk R adalah koefisien modifikasi respons akan dibahas pada point selanjutnya.

9. Penentuan kategori desain seismik

Kategori desain seismik pada bangunan ditentukan berdasarkan nilai S_{DSR} dan S_{DIR} serta kategori desain bangunan. Dari hasil sebelumnya nilai S_{DSR} lebih dari 0,5 dan nilai S_{DIR} lebih dari 0,2 serta memiliki kategori risiko II, maka kategori desain seismik pada bangunan termasuk dalam kategori desain seismik D.

10. Penentuan nilai koefisien modifikasi respon (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0) dan faktor pembesaran defleksi (C_d)

Sesuai dengan SNI 1726-2012 bangunan yang akan digunakan memiliki sistem penahan gaya seismik berupa dinding geser beton bertulang khusus, maka nilai-nilai berdasarkan tabel 3.4 adalah sebagai berikut.

$$R = 7$$

$$\Omega_0 = 2.5$$

$$C_d = 5.5$$

11. Periode Fundamental struktur (T)

Periode fundamental struktur dapat ditentukan dengan cara membandingkan hasil analisa program (ETABS) dan perhitungan periode berdasarkan peraturan SNI 1726-2012. Perhitungan periode minimum (T_a) berdasarkan SNI 1726-2012 ditentukan berdasarkan tinggi total bangunan ($h_n = 91,7 \text{ m}$) dan tipe struktur yang digunakan. Dari tipe struktur bangunan pada tabel 3.11 yaitu rangka beton pemikul momen didapat nilai C_t dan x adalah 0,0466 dan 0,9. Kemudian berikut merupakan perhitungan periode fundamental minimum (T_a).

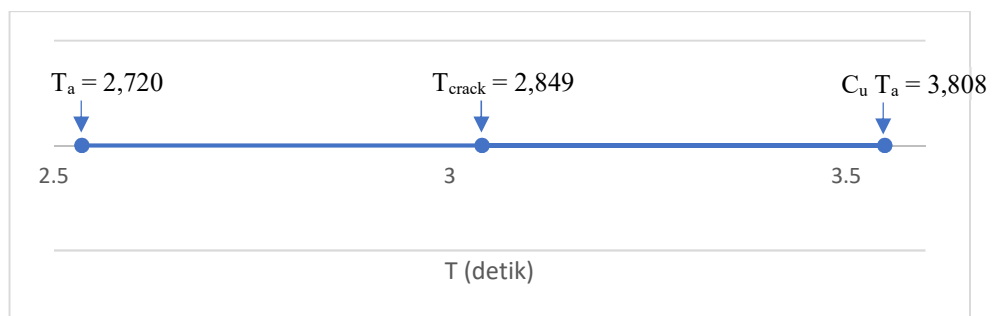
$$\begin{aligned} T_a &= C_t \times h_n^x \\ &= 0,0466 \times 91,7^{0,9} \\ &= 2,720 \text{ detik} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisa program ETABS, didapatkan periode struktur (T_{crack}) sebesar 3,198 detik. Selanjutnya periode maksimum bangunan ditentukan berdasarkan nilai C_u . Besarnya nilai C_u dapat dilihat pada tabel 3.10

berdasarkan nilai S_{DIR} . Nilai S_{DIR} adalah 0,32 maka dari tabel 3.10 didapat nilai C_u adalah sebesar 1,4. Berikut merupakan perhitungan periode maksimum.

$$\begin{aligned} T_{a \text{ (maks)}} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 2,720 \\ &= 3,808 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dari ketiga periode perbandingan periode fundamental struktur (T) dapat dilihat pada gambar 5.3 berikut.



Gambar 5.3 Perbandingan Periode Fundamental Struktur (T)

Dari hasil perbandingan pada gambar 5.3 untuk menentukan periode getar yang akan dipakai dapat ditentukan melalui syarat-syarat berikut yaitu:

- jika $T_c > C_u T_a \rightarrow$ gunakan $T = C_u T_a$,
- jika $T_a < T_c < C_u T_a \rightarrow$ gunakan $T = T_c$, dan
- jika $T_c < T_a \rightarrow$ gunakan $T = T_a$.

Dari syarat di atas, dapat disimpulkan T yang dipakai sebesar 2,849 detik.

12. Partisipasi massa

Peninjauan partisipasi massa dilakukan berdasarkan pasal 7.9.1 SNI 1726-2012. Berikut merupakan hasil partisipasi massa berdasarkan ETABS dapat dilihat pada gambar 5.4 berikut ini.

Model Participating Mass Ratios

27 of 27 | Reload Apply

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX
Mode1	1	2.849	0.0001	0.6557	0	0.0001	0.6557	0	0.3468
Mode1	2	2.752	0.4682	0.0006	0	0.4683	0.6562	0	0.0001
Mode1	3	2.399	0.0991	0.0008	0	0.0995	0.637	0	0.0071
Mode1	4	1.097	0.001	0.1395	0	0.5664	0.7965	0	0.3094
Mode1	5	0.799	0.0405	0.0019	0	0.607	0.7984	0	0.0114
Mode1	6	0.626	0.143	0.0099	0	0.75	0.8039	0	0.0041
Mode1	7	0.978	0.0155	0.0526	0	0.7655	0.6565	0	0.0599
Mode1	8	0.379	0.0066	0.0115	0	0.7721	0.608	0	0.0246
Mode1	9	0.259	0.0082	0.0214	0	0.7803	0.8894	0	0.0386
Mode1	10	0.266	0.0975	2.754E-06	0	0.8478	0.8894	0	0.0001
Mode1	11	0.286	0.0027	0.0195	0	0.8505	0.9089	0	0.0312
Mode1	12	0.208	0.0079	0.0023	0	0.8578	0.9112	0	0.0094
Mode1	13	0.187	0.0001	0.0297	0	0.8579	0.9409	0	0.0566
Mode1	14	0.151	0.0085	0.012	0	0.8664	0.9529	0	0.0214
Mode1	15	0.147	0.0222	0.0009	0	0.8846	0.9536	0	0.0076
Mode1	16	0.136	0.0052	0.002	0	0.8997	0.9568	0	0.0035
Mode1	17	0.115	0.0002	0.0031	0	0.8999	0.9585	0	0.0063
Mode1	18	0.098	0.004	0.0014	0	0.9039	0.9602	0	0.0025
Mode1	19	0.097	0.0049	0.0019	0	0.9088	0.9622	0	0.0037
Mode1	20	0.092	0.001	0.009	0	0.9298	0.9711	0	0.0173
Mode1	21	0.08	9.699E-06	0.0067	0	0.9298	0.9778	0	0.0134
Mode1	22	0.077	0.0021	1.091E-05	0	0.932	0.9778	0	6.793E-06
Mode1	23	0.072	0.0252	3.255E-06	0	0.9572	0.9775	0	0.0001
Mode1	24	0.067	1.079E-06	0.006	0	0.9572	0.9836	0	0.0122
Mode1	25	0.061	0.0001	0.0014	0	0.9573	0.9852	0	0.0029
Mode1	26	0.06	0.0011	0.0007	0	0.9594	0.9859	0	0.0074
Mode1	27	0.057	0.0094	0.0001	0	0.9677	0.986	0	0.0002

Gambar 5.4 Partisipasi Massa

Partisipasi massa bangunan untuk arah x dan arah y dapat dilihat pada kolom SumUx dan SumUy pada gambar 5.4. Persyaratan yang sudah ditentukan oleh pasal 7.9.1 SNI 1726-2012 adalah nilai partisipasi massa minimal pada akhir mode adalah 90 %, apabila nilainya belum mencapai 90% maka perlu ditambahkan jumlah mode dalam analisis modal. Dalam analisis gedung yang ditinjau jumlah mode yang digunakan adalah sebanyak 27 mode sesuai dengan jumlah lantai yang ada dalam bangunan. Dari hasil yang didapatkan partisipasi massa pada mode ke-18 sudah mencapai 90% baik arah x maupun arah y sehingga tidak perlu adanya penambahan mode atau mode yang digunakan dalam analisis sudah mencukupi kebutuhan.

13. Penentuan Kombinasi Ragam

Berdasarkan pasal 7.2.2 SNI 1726 : 2012 penentuan kombinasi ragam dilakukan untuk mengetahui apakah metode kobinasi ragam yang digunakan sudah sesuai dengan peraturan atau belum. Terdapat dua macam kombinasi ragam yang bisa digunakan yaitu metode akar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS) dan metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC). Metode kombinasi kuadrat lengkap (QCQ) digunakan apabila gedung memiliki waktu getar alami yang berdekatan atau selisih nilainya kurang dari 15%, sedangkan metode akar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS) digunakan apabila gedung memiliki waktu

getar alami yang berjauhan. Penentuan metode didasarkan pada interval persentase periode yang terjadi antar mode hasil analisa modal. Metode yang digunakan pada awal pengerjaan analisis modal adalah metode akar kuadrat jumlah kuadrat. Selanjutnya metode yang telah digunakan tersebut akan ditinjau apakah sesuai dengan peraturan yang telah ditentukan atau perlu diganti. Pengecekan nilai periode ini merupakan langkah awal untuk perhitungan interval persentase antar periode. Hasil periode setiap mode dapat dilihat pada gambar 5.5 berikut ini.

Mode	Periode (s)	Amplitudo (mm)	Periode (s)	Amplitudo (mm)	Periode (s)	Amplitudo (mm)
Mode 1	2,849	10,000	2,494	10,000	2,181	10,000
Mode 2	2,494	10,000	2,181	10,000	1,907	10,000
Mode 3	2,181	10,000	1,907	10,000	1,666	10,000
Mode 4	1,907	10,000	1,666	10,000	1,466	10,000
Mode 5	1,666	10,000	1,466	10,000	1,300	10,000
Mode 6	1,466	10,000	1,300	10,000	1,166	10,000
Mode 7	1,300	10,000	1,166	10,000	1,050	10,000
Mode 8	1,166	10,000	1,050	10,000	0,950	10,000
Mode 9	1,050	10,000	0,950	10,000	0,866	10,000
Mode 10	0,950	10,000	0,866	10,000	0,794	10,000
Mode 11	0,866	10,000	0,794	10,000	0,731	10,000
Mode 12	0,794	10,000	0,731	10,000	0,676	10,000
Mode 13	0,731	10,000	0,676	10,000	0,628	10,000
Mode 14	0,676	10,000	0,628	10,000	0,585	10,000
Mode 15	0,628	10,000	0,585	10,000	0,546	10,000
Mode 16	0,585	10,000	0,546	10,000	0,510	10,000
Mode 17	0,546	10,000	0,510	10,000	0,477	10,000
Mode 18	0,510	10,000	0,477	10,000	0,446	10,000
Mode 19	0,477	10,000	0,446	10,000	0,417	10,000
Mode 20	0,446	10,000	0,417	10,000	0,390	10,000
Mode 21	0,417	10,000	0,390	10,000	0,365	10,000
Mode 22	0,390	10,000	0,365	10,000	0,341	10,000
Mode 23	0,365	10,000	0,341	10,000	0,319	10,000
Mode 24	0,341	10,000	0,319	10,000	0,298	10,000
Mode 25	0,319	10,000	0,298	10,000	0,278	10,000
Mode 26	0,298	10,000	0,278	10,000	0,259	10,000
Mode 27	0,278	10,000	0,259	10,000	0,241	10,000
Mode 28	0,259	10,000	0,241	10,000	0,224	10,000
Mode 29	0,241	10,000	0,224	10,000	0,208	10,000
Mode 30	0,224	10,000	0,208	10,000	0,193	10,000

Gambar 5.5 Periode Tiap Mode

Berikut merupakan penjabaran perhitungan interval persentase periode.

$$T_1 - T_2 = \left(\frac{2,849 - 2,494}{2,849} \right) \times 100 = 12,460\%$$

$$T_2 - T_3 = \left(\frac{2,494 - 2,181}{2,494} \right) \times 100 = 12,550\%$$

$$T_3 - T_4 = \left(\frac{2,181 - 0,907}{2,181} \right) \times 100 = 58,414\%$$

$$T_4 - T_5 = \left(\frac{0,907 - 0,666}{0,907} \right) \times 100 = 20,571\%$$

Dari hasil perhitungan diatas periode 3 dan periode 4 serta periode 4 dan periode 5 memiliki selisih yang lebih dari 15%, artinya dalam kombinasi analisis ragam disarankan menggunakan metode akar kuadrat jumlah kuadrat

(SRSS). Metode awal yang digunakan adalah metode akar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS), maka tidak perlu mengganti metode kombinasi ragam.

14. Ketentuan analisis beban gempa yang digunakan

Ketentuan analisis beban gempa yang digunakan telah ditentukan pada tabel 3.1. Terdapat tiga metode yang dapat digunakan dalam analisis beban gempa yaitu Analisis gaya statik ekuivalen, analisis respon spektrum dan analisis riwayat waktu. Salah satu karakteristik struktur dalam penentuan metode analisis beban gempa adalah periode bangunan dibandingkan dengan ketentuan $3,5 T_s$. Periode bangunan yang telah ditentukan adalah sebesar 2,849 detik dan periode $3,5 T_s$ adalah sebesar 1,839 detik. Dari hasil tersebut disimpulkan bahwa periode bangunan lebih besar daripada $3,5 T_s$, maka prosedur yang diperbolehkan adalah analisis respon spektrum dan analisis riwayat waktu.

15. Koefisien respons seismik (C_s)

Berikut merupakan perhitungan menentukan nilai koefisien respons seismik (C_s).

- a. Nilai C_s dapat dihitung pada persamaan berikut ini.

$$C_s = \frac{S_{DSR}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,608}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,0869$$

- b. Nilai $C_{s \text{ maks}}$ dapat dihitung pada persamaan berikut ini.

$$C_{s \text{ maks}} = \frac{S_{D1R}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,320}{2,849 \cdot \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,0160$$

- c. Nilai $C_{s \text{ min}}$ dapat dihitung pada persamaan berikut ini.

$$C_{s \text{ min}} = 0,044 \times S_{SDR} \times I_e = 0,044 \times 0,608 \times 1$$

$$C_{s \text{ min}} = 0,0268 \geq 0,01$$

$$C_{s \text{ min}} = 0,0268$$

- d. Dari ketiga perhitungan diatas maka nilai C_s yang dipakai adalah sebesar 0,0268.

16. Berat efektif struktur

Ketentuan berat efektif struktur sudah ditentukan berdasarkan pasal 7.7.2 SNI 17226-2012. Pada pasal tersebut disebutkan bahwa berat efektif struktur adalah

berat dari seluruh beban mati yang bekerja pada struktur ditambah dengan berat hidup struktur minimal 25 %. Pada penelitian ini berat efektif struktur yang diambil adalah 1 kali beban mati ditambah dengan 0,3 beban hidup. Berat efektif struktur diambil dari perhitungan otomatis pada ETABS yaitu sebesar 149867,6 kN.

17. Gaya geser dasar

$$V_{statik} = C_s \times W_{total\ bangunan}$$

$$V_{statik} = 0,0268 \times 149867,6$$

$$V_{statik} = 4010,263 \text{ kN}$$

18. Penentuan skala gaya respons spektrum

Gaya geser dasar akibat pengaruh gempa rencana (V_d) tidak dapat langsung digunakan untuk analisa struktur portal bangunan. Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1 gaya geser dasar dinamik (V_d) perlu disetarakan dengan gaya geser dasar statik (V_s). Gaya geser dasar dinamik (V_d) pada struktur gedung tidak boleh kurang dari 85% dari gaya geser static (V_s) atau $V_d \geq 0,85 V_s$. Apabila nilai V_d kurang dari 85% maka nilai tersebut perlu disetarakan dengan cara dikalikan dengan $0,85 \frac{V_s}{V_d}$. Gaya geser yang dihasilkan pada analisis pada analisis statik ekuivalen (V_s) dan dinamik respons spektrum (V_d) dapat dilihat pada table 5.7 berikut.

Tabel 5.7 Gaya Geser Dasar Respons Spektrum

Arah	Base Shear		
	V Statik (V_s)	85% V Statik	V Respons Spektrum (V_d)
x	4010,263	3408,724	2378,199
y	4010,263	3408,724	2417,027

Berdasarkan tabel 5.7 hasil dari V Respons Spektrum (V_d) $< 0,85 V_s$ pada arah x maupun arah y, sehingga perlu adanya faktor penyetaraan skala.

$$\text{Faktor skala x} = 0,85 \cdot \frac{V_s}{V_d} = 0,85 \cdot \frac{4010,263}{2378,199} = 1,433$$

$$\text{Faktor skala y} = 0,85 \cdot \frac{V_s}{V_d} = 0,85 \cdot \frac{4010,263}{2417,027} = 1,410$$

5.5.2. Analisis Dinamik Riwayat Waktu

Analisis riwayat waktu (*time history*) merupakan analisis yang menggunakan rekaman gempa tertentu sebagai penggetar dasar struktur suatu bangunan. Dalam penelitian ini analisis dinamik riwayat waktu (*time history*) dilakukan dengan menggunakan program ETABS 16.2. Rekaman gempa yang digunakan dalam penelitian kali ini adalah rekaman gempa Bucharest, El Centro 40 NSC, dan Kobe.

1. Faktor skala beban

Sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 11.1.4, untuk setiap rekaman gempa yang dianalisis harus diskalakan sebesar:

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala} &= \frac{I_e}{R} \times 9,81 \\ &= \frac{1}{7} \times 9,81 = 1,401 \end{aligned}$$

2. Gaya geser dasar (Base Shear)

Sama seperti penentuan skala pada respons spektrum, pada analisis dinamik riwayat waktu juga ditentukan skala ulang berdasarkan gaya geser dasar (base shear). Gaya geser dasar dinamik (V_d) pada struktur gedung tidak boleh kurang dari 85% dari gaya geser static (V_s) atau $V_d \geq 0,85 V_s$. Berikut merupakan gaya geser dasar yang dihasilkan oleh analisis static ekivalen (V_s) dan dinamik riwayat waktu (V_d) dapat dilihat pada table 5.8.

Tabel 5.8 Gaya Geser Dasar *Time History*

Arah	Base Shear				
	V Statik	85% VStatik	Bucharest	V El Centro 40 NSC	Kobe
x	4010,263	3408,724	2546,720	2881,568	2278,307
y	4010,263	3408,724	1988,173	3328,828	2268,723

Berdasarkan table 5.8, hasil rekaman gempa Bucharest, El Centro 40 NSC, dan Kobe masih belum memenuhi syarat sehingga diperlukan faktor skala ulang. Berikut merupakan contoh perhitungan faktor skala ulang untuk rekaman gempa Bucharest arah x.

$$\text{Faktor skala} = 0,85 \frac{Vs}{Vd} = 0,85 \frac{4010,263}{2546,720} = 1,338$$

Perhitungan skala dilakukan dengan cara yang sama sehingga akan didapatkan faktor skala baru seperti pada table 5.9 berikut.

Tabel 5.9 Faktor Skala Baru

Arah	Base Shear		
	Bucharest	V El Centro 40 NSC	Kobe
x	1,338	1,183	1,496
y	1,714	1,024	1,502

5.6 Ketidakberaturan Horisontal

Ketidakberaturan horizontal terdiri dari ketidakberaturan torsi, ketidakberaturan sudut dalam, ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang, dan ketidakberaturan sistem non parallel. Pada penelitian kali ini akan dibahas ketidakberaturan torsi saja karena ketidakberaturan sudut dalam, ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang, dan ketidakberaturan sistem non parallel tidak ada pada jenis bangunan seperti ini. Dalam pengecekan ketidakberaturan horizontal pada bangunan ini beban gempa awal yang digunakan adalah beban gempa respons spektrum.

5.6.1. Ketidakberaturan Torsi

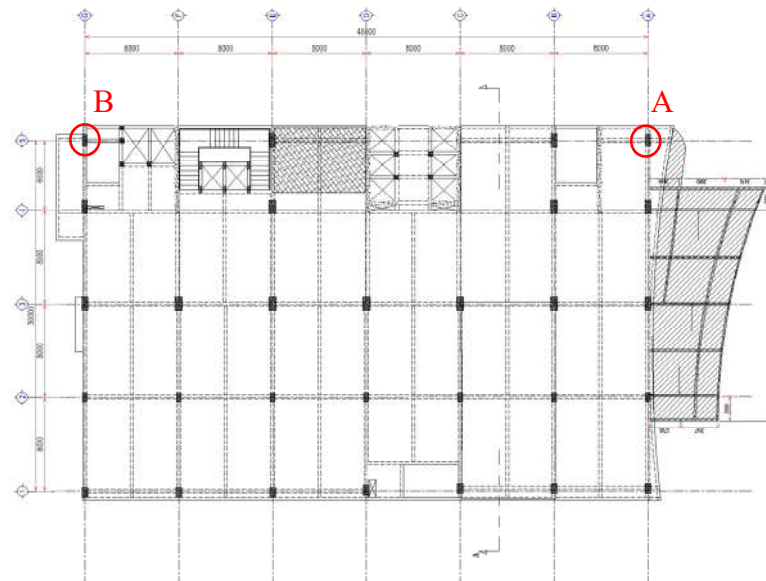
Nilai perpindahan maksimum antar tingkat digunakan untuk menentukan pengaruh torsi yang terjadi pada struktur bangunan. Pengaruh torsi pada bangunan terbagi menjadi dua yaitu ketidakberaturan torsi 1a dan 1b. Adapun ketentuannya adalah sebagai berikut.

$\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$ → tanpa ketidakberaturan torsi

$1,2 \delta_{\text{avg}} \leq \delta_{\max} \leq 1,4 \delta_{\text{avg}}$ → ketidakberaturan torsi 1a

$\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}}$ → ketidakberaturan torsi 1b

Dalam penelitian ini titik yang digunakan untuk pemeriksaan pengaruh torsi arah x dan y dapat dilihat pada gambar 5.6.



Gambar 5.6 Titik *Joint* yang dijadikan Sebagai Acuan Pemeriksaan Torsi

(Sumber: PT CIPTA SUKSES, 2016)

Hasil pemeriksaan pengaruh torsi arah x dan y dapat dilihat pada tabel 5.10 dan tabel 5.11.

Tabel 5.10 Pemeriksaan Pengaruh Torsi Arah x

Story	δ arah x (mm)						Keterangan
	δ_a	δ_b	δ_{maks}	δ_{avg}	1,2 δ_{avg}	1,4 δ_{avg}	
27	113,43	183,01	183,01	148,22	177,87	207,51	ada, 1a
26	106,41	173,42	173,42	139,92	167,90	195,88	ada, 1a
25	100,32	164,94	164,94	132,63	159,15	185,68	ada, 1a
24	94,26	156,35	156,35	125,31	150,37	175,43	ada, 1a
23	88,27	147,63	147,63	117,95	141,54	165,13	ada, 1a
22	82,36	138,79	138,79	110,58	132,69	154,81	ada, 1a
21	76,55	129,83	129,83	103,19	123,83	144,47	ada, 1a
20	70,86	120,76	120,76	95,81	114,98	134,14	ada, 1a
19	65,31	111,62	111,62	88,47	106,16	123,85	ada, 1a
18	59,89	102,44	102,44	81,17	97,40	113,63	ada, 1a
17	54,61	93,25	93,25	73,93	88,72	103,50	ada, 1a
16	49,47	84,10	84,10	66,78	80,14	93,50	ada, 1a
15	44,45	75,03	75,03	59,74	71,69	83,64	ada, 1a
14	39,56	66,12	66,12	52,84	63,40	73,97	ada, 1a
13	34,77	57,41	57,41	46,09	55,31	64,53	ada, 1a
12	30,10	49,01	49,01	39,55	47,46	55,37	ada, 1a

Lanjutan Tabel 5.10 Pemeriksaan Pengaruh Torsi Arah x

Story	δ arah x (mm)						Keterangan
	δ_a	δ_b	δ_{maks}	δ_{avg}	1,2 δ_{avg}	1,4 δ_{avg}	
11	22,15	35,14	35,14	28,65	34,37	40,10	ada, 1a
10	15,91	24,61	24,61	20,26	24,31	28,37	ada, 1a
9	9,89	14,85	14,85	12,37	14,84	17,32	ada, 1a
8	5,83	8,54	8,54	7,19	8,62	10,06	tidak ada
7	3,20	4,60	4,60	3,90	4,68	5,46	tidak ada
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	tidak ada
5	0,41	0,69	0,69	0,55	0,66	0,77	ada, 1a
4	0,42	0,70	0,70	0,56	0,67	0,79	ada, 1a
3	0,37	0,61	0,61	0,49	0,59	0,69	ada, 1a
2	0,27	0,45	0,45	0,36	0,44	0,51	ada, 1a
1	0,16	0,25	0,25	0,21	0,25	0,29	ada, 1a

Tabel 5.11 Pemeriksaan Pengaruh Torsi Arah y

Story	δ arah x (mm)						Keterangan
	δ_a	δ_b	δ_{maks}	δ_{avg}	1,2 δ_{avg}	1,4 δ_{avg}	
27	97,04	97,04	97,04	97,04	116,448	135,856	tidak ada
26	94,559	94,559	94,559	94,559	113,4708	132,3826	tidak ada
25	92,227	92,227	92,227	92,227	110,6724	129,1178	tidak ada
24	89,686	89,686	89,686	89,686	107,6232	125,5604	tidak ada
23	86,911	86,911	86,911	86,911	104,2932	121,6754	tidak ada
22	83,893	83,893	83,893	83,893	100,6716	117,4502	tidak ada
21	80,63	80,63	80,63	80,63	96,756	112,882	tidak ada
20	77,124	77,124	77,124	77,124	92,5488	107,9736	tidak ada
19	73,379	73,379	73,379	73,379	88,0548	102,7306	tidak ada
18	69,399	69,399	69,399	69,399	83,2788	97,1586	tidak ada
17	65,186	65,186	65,186	65,186	78,2232	91,2604	tidak ada
16	60,746	60,746	60,746	60,746	72,8952	85,0444	tidak ada
15	56,08	56,08	56,08	56,08	67,296	78,512	tidak ada
14	51,191	51,191	51,191	51,191	61,4292	71,6674	tidak ada
13	46,075	46,075	46,075	46,075	55,29	64,505	tidak ada
12	40,719	40,719	40,719	40,719	48,8628	57,0066	tidak ada
11	30,854	30,854	30,854	30,854	37,0248	43,1956	tidak ada
10	22,556	22,556	22,556	22,556	27,0672	31,5784	tidak ada
9	14,101	14,101	14,101	14,101	16,9212	19,7414	tidak ada
8	8,276	8,276	8,276	8,276	9,9312	11,5864	tidak ada
7	4,512	4,512	4,512	4,512	5,4144	6,3168	tidak ada
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	tidak ada
5	0,885	0,885	0,885	0,885	1,062	1,239	tidak ada
4	0,893	0,893	0,893	0,893	1,0716	1,2502	tidak ada

Lanjutan Tabel 5.11 Pemeriksaan Pengaruh Torsi Arah y

Story	δ arah x (mm)						Keterangan
	δ_a	δ_b	δ_{maks}	δ_{avg}	1,2 δ_{avg}	1,4 δ_{avg}	
3	0,759	0,759	0,759	0,759	0,9108	1,0626	tidak ada
2	0,542	0,542	0,542	0,542	0,6504	0,7588	tidak ada
1	0,291	0,291	0,291	0,291	0,3492	0,4074	tidak ada

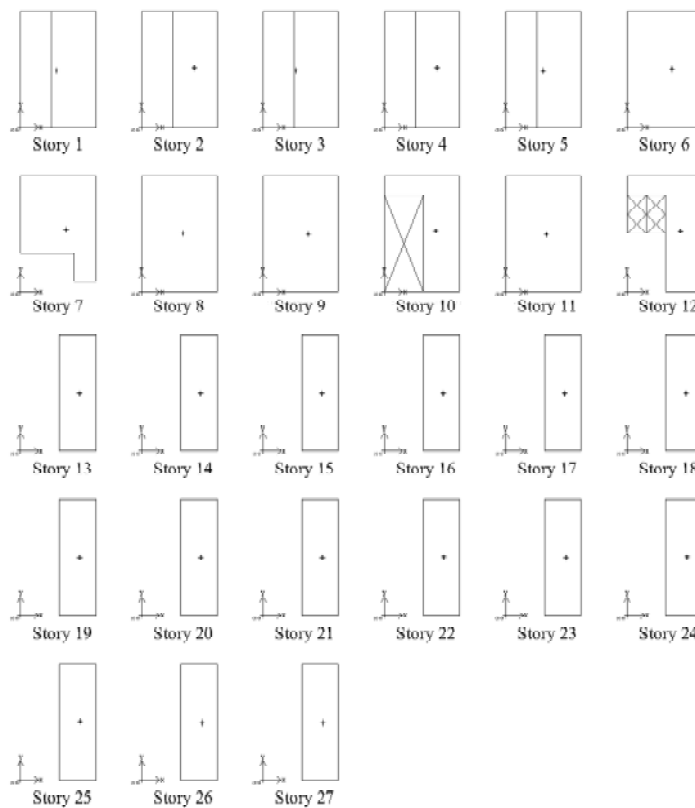
Dari pemeriksaan pengaruh torsi pada tabel 5.11, hasil pada arah x untuk story 10 sampai 27 mengalami ketidakberaturan torsi 1a. Selanjutnya lantai tersebut dihitung besarnya eksentrisitas dan faktor pembesaran torsi untuk kemudian dianalisis menggunakan program ETABS. Dari hasil ETABS didapatkan nilai pusat massa dan pusat rotasi. Dari data tersebut maka dapat dihitung besarnya eksentrisitas dan faktor pembesaran torsi. Berikut merupakan contoh perhitungan eksentrisitas pada story 27 pada arah x.

Tabel 5.12 Pusat Massa dan Pusat Rotasi

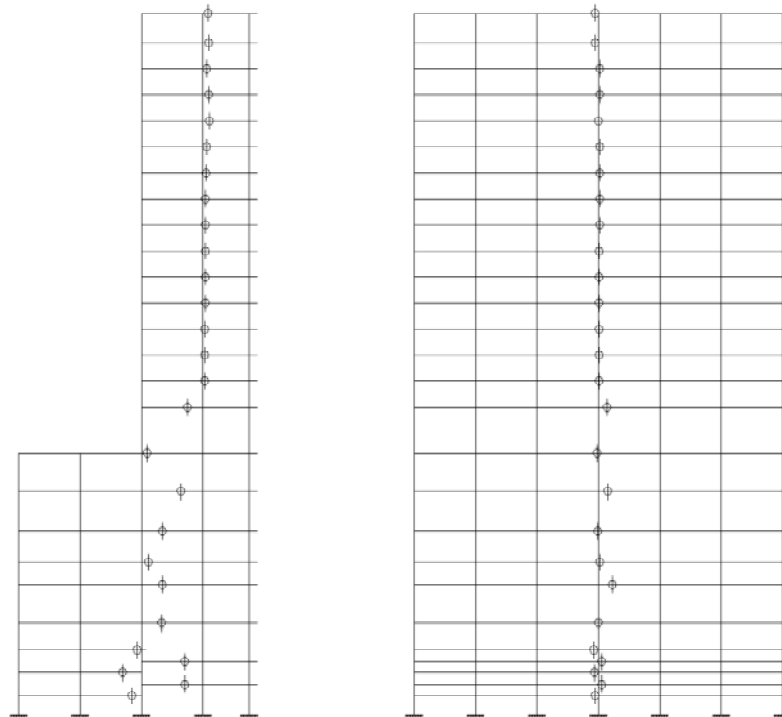
story	Pusat Massa Arah x (m)	Pusat Rotasi Arah x (m)	Pusat Massa Arah y (m)	Pusat Rotasi Arah y (m)
27	24,6183	24,521	23,5921	23,521
26	24,7225	24,632	23,5935	23,524
25	24,4816	24,532	24,1613	24,125
24	24,778	24,732	24,1611	24,124
23	24,8342	24,852	24,0161	24,032
22	24,4816	24,502	24,1613	24,152
21	24,4076	24,292	24,1465	24,133
20	24,3254	24,316	24,1271	24,1119
19	24,3232	24,331	24,1238	24,1118
18	24,3205	24,333	24,1159	24,107
17	24,3192	24,309	24,1078	24,072
16	24,2777	24,298	24,0988	24,055
15	24,2321	24,229	24,0894	24,042

Lanjutan Tabel 5.12 Pusat Massa dan Pusat Rotasi

story	Pusat Massa Arah x (m)	Pusat Rotasi Arah x (m)	Pusat Massa Arah y (m)	Pusat Rotasi Arah y (m)
14	24,2303	24,252	24,083	24,044
13	24,2296	24,331	24,0753	24,065
12	21,9973	21,773	25,1374	25,1256
11	16,7147	16,524	23,8271	23,813
10	21,12	21,032	25,2179	25,198
9	18,6683	18,568	23,9232	23,898
8	16,8874	16,558	24,1703	24,165
7	18,736	18,556	25,7941	25,773
6	18,5663	18,3763	23,9989	23,967
5	15,4477	15,322	23,4131	23,297
4	21,6154	21,513	24,4451	24,422
3	13,5313	13,282	23,4889	23,469
2	21,6154	21,422	24,4451	24,421
1	14,6943	14,582	23,5216	23,511



Gambar 5.7 Pusat Massa Struktur (Tampak Atas)



Gambar 5.8 Pusat Massa Struktur (Tampak Samping)

Rumus eksentrisitas (Budiono, 2011) :

$$e_x = e_{ox} + (0,05 B A_x)$$

$$e_y = e_{oy} + (0,05 L A_y)$$

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}} \right)^2$$

Dimana :

B adalah horizontal terbesar denah struktur pada lantai gedung yang ditinjau, tegak lurus arah pembebanan gempa. L adalah ukuran vertikal terbesar denah struktur pada lantai gedung yang ditinjau, tegak lurus arah pembebanan gempa, dan A_x dan A_y adalah eksentrisitas tak terduga. Untuk tingkat yang tidak mempunyai ketidakberaturan torsi maka nilai A_x dan A_y bernilai 1. Berikut merupakan contoh perhitungan eksentrisitas tingkat 27 arah x:

$$e_x = e_{ox} + (0,05 B A_x)$$

$$= (24,6183 - 24,521) + (0,05 \cdot 16 \cdot \left(\frac{183,01}{177,87} \right)^2)$$

$$= 0,9442 \text{ m}$$

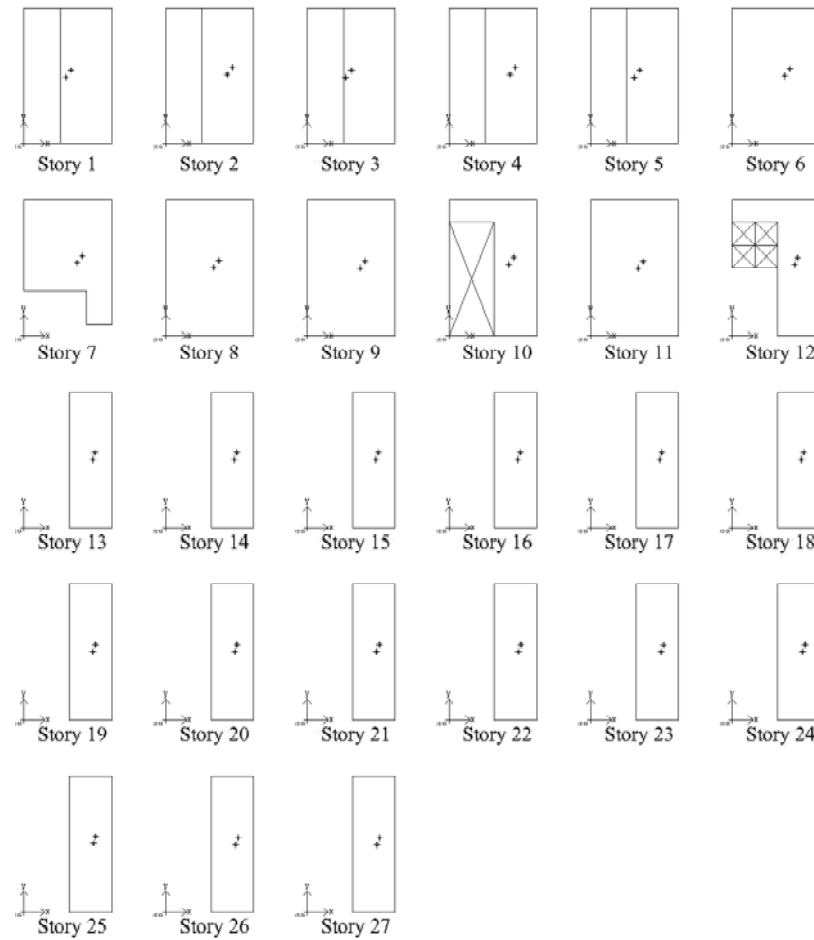
Perhitungan eksentrisitas lainnya dilakukan dengan cara yang sama, sehingga hasilnya dapat dilihat pada tabel 5.13 dan 5.14.

Tabel 5.13 Eksentrisitas Arah X Terhadap Pusat Rotasi

Tingkat	eox	B	Ax	ex
27	0,0973	16	1,059	0,944
26	0,0905	16	1,067	0,944
25	-0,0504	16	1,074	0,809
24	0,046	16	1,081	0,911
23	-0,0178	16	1,088	0,853
22	-0,0204	16	1,094	0,855
21	0,1156	16	1,099	0,995
20	0,0094	16	1,103	0,892
19	-0,0078	16	1,106	0,877
18	-0,0125	16	1,106	0,872
17	0,0102	16	1,105	0,894
16	-0,0203	16	1,101	0,861
15	0,0031	16	1,095	0,879
14	-0,0217	16	1,087	0,848
13	-0,1014	16	1,077	0,760
12	0,2243	16	1,066	1,077
11	0,1907	32	1,045	1,862
10	0,088	32	1,025	1,727
9	0,1003	32	1,000	1,702
8	0,3294	32	1,000	1,929
7	0,18	32	1,000	1,780
6	0,19	32	1,000	1,790
5	0,1257	32	1,000	1,873
4	0,1024	32	1,000	1,846
3	0,2493	32	1,000	1,983
2	0,1934	32	1,000	1,913
1	0,1123	32	1,000	1,818

Tabel 5.14 Eksentrisitas Arah Y Terhadap Pusat Rotasi

Tingkat	eox	B	Ay	ey
27	0,0711	48	1	2,4711
26	0,0695	48	1	2,4695
25	0,0363	48	1	2,4363
24	0,0371	48	1	2,4371
23	-0,0159	48	1	2,3841
22	0,0093	48	1	2,4093
21	0,0135	48	1	2,4135
20	0,0152	48	1	2,4152
19	0,012	48	1	2,412
18	0,0089	48	1	2,4089
17	0,0358	48	1	2,4358
16	0,0438	48	1	2,4438
15	0,0474	48	1	2,4474
14	0,039	48	1	2,439
13	0,0103	48	1	2,4103
12	0,0118	48	1	2,4118
11	0,0141	48	1	2,4141
10	0,0199	48	1	2,4199
9	0,0252	48	1	2,4252
8	0,0053	48	1	2,4053
7	0,0211	48	1	2,4211
6	0,0319	48	1	2,4319
5	0,1161	48	1	2,5161
4	0,0231	48	1	2,4231
3	0,0199	48	1	2,4199
2	0,0241	48	1	2,4241
1	0,0106	48	1	2,4106

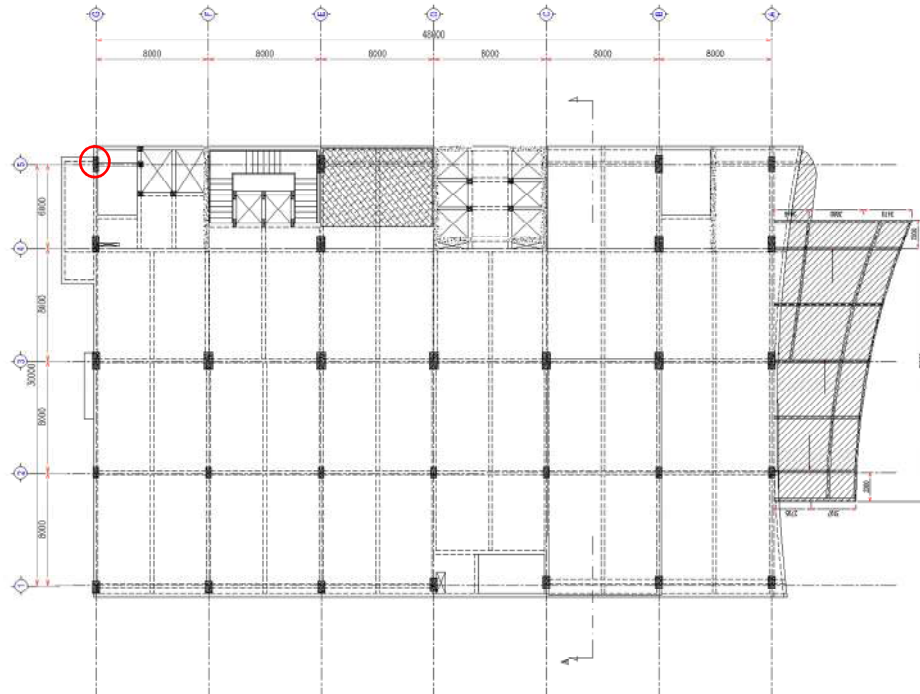


Gambar 5.9 Pusat Massa Struktur dengan Eksentrisitas

Setelah didapatkan nilai eksentrisitas tersebut, kemudian nilai tersebut digunakan sebagai titik pembebanan untuk beban gempa.

5.6.2. Simpangan Antar Lantai

Simpangan (*drift*) adalah sebagai perpindahan lateral relative antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau dapat dikatakan simpangan mendatar tiap tiap tingkat bangunan. Simpangan antar lantai diperhitungkan berdasarkan peraturan pasal 7.12 SNI 1726-2012. Pasal tersebut menerangkan bahwa simpangan antar lantai yang terjadi harus dibawah simpangan antar lantai yang diijinkan. Simpangan antar lantai didapat dari selisih nilai defleksi antar lantai. Nilai defleksi didapatkan dari analisa struktur menggunakan ETABS. Pada perhitungan simpangan antar lantai digunakan defleksi akibat kombinasi beban gempa yang terjadi pada bangunan setelah menggunakan eksentrisitas yang baru.



Gambar 5.10 Titik Defleksi Maksimum

(Sumber: PT CIPTA SUKSES, 2016)

Berikut merupakan contoh perhitungan contoh perhitungan simpangan antar lantai pada tingkat ke 27.

Arah x:

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1$$

$$h_{sx} = 3900 \text{ mm}$$

$$\Delta_a = 0,02 h_{sx}$$

$$\rho = 1,3$$

$$h_{sx} = 3900 \text{ mm}$$

$$\delta_{xe27} = 121,20 \text{ mm}$$

$$\delta_{xe26} = 114,48 \text{ mm}$$

Simpangan antar tingkat :

$$\Delta_{27} = \frac{(\delta_{xe27} - \delta_{xe26}) \cdot C_d}{I_e} = \frac{(121,20 - 114,48) \cdot 5,5}{1} = 36,971 \text{ mm}$$

Simpangan antar tingkat ijin :

$$\Delta_a = 0,02 h_{sx} = 0,02 \cdot 3900 = 78 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta_a}{\rho} = \frac{78}{1,3} = 60 \text{ mm}$$

Dari perhitungan di atas kesimpulannya adalah simpangan antar lantai tingkat desain arah x $\Delta_{27} = 52,833 \text{ mm}$ lebih kecil dari simpangan antar lantai tingkat ijin $\frac{\Delta_a}{\rho} = 60 \text{ mm}$, maka telah memenuhi persyaratan.

Arah y:

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1$$

$$h_{sx} = 3900 \text{ mm}$$

$$\Delta_a = 0,02 h_{sx}$$

$$\rho = 1,3$$

$$h_{sx} = 3900 \text{ mm}$$

$$\delta_{xe27} = 91,56 \text{ mm}$$

$$\delta_{xe26} = 87,59 \text{ mm}$$

Simpangan antar tingkat :

$$\begin{aligned} \Delta_{27} &= \frac{(\delta_{xe27} - \delta_{xe26}) \cdot C_d}{I_e} \\ &= \frac{(91,56 - 87,59) \cdot 5,5}{1} \\ &= 22,941 \text{ mm} \end{aligned}$$

Simpangan antar tingkat ijin :

$$\Delta_a = 0,02 h_{sx} = 0,02 \cdot 3900 = 78 \text{ mm}$$

$$\frac{\Delta_a}{\rho} = \frac{78}{1,3} = 60 \text{ mm}$$

Dari perhitungan di atas kesimpulannya adalah simpangan antar lantai tingkat desain arah y $\Delta_{27} = 21,857 \text{ mm}$ lebih kecil dari simpangan antar lantai tingkat ijin $\frac{\Delta_a}{\rho} = 60 \text{ mm}$, maka telah memenuhi persyaratan.

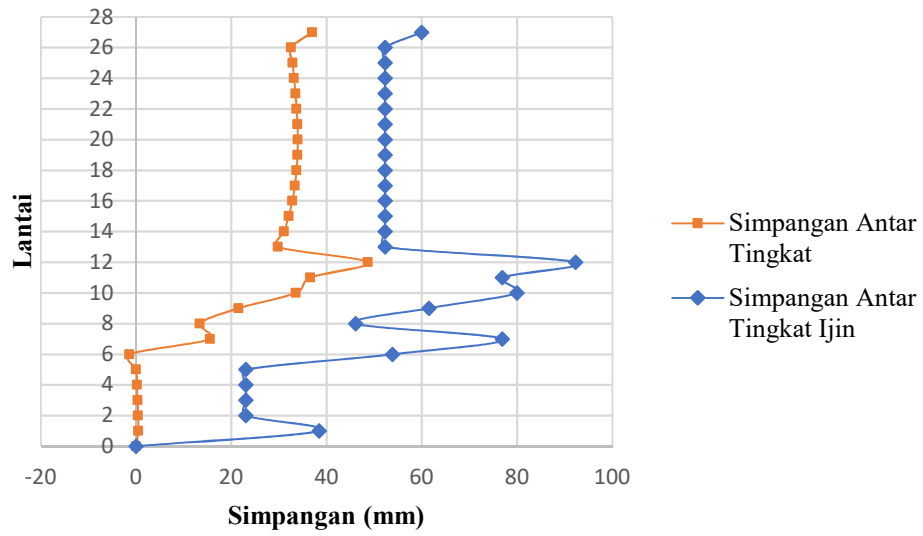
Perhitungan simpangan pada tingkat lainnya dilakukan dengan cara yang sama, sehingga hasilnya dapat dilihat pada tabel 5.15 dan 5.16.

**Tabel 5.15 Simpangan antar Tingkat terhadap Simpangan antar Tingkat Ijin
Arah X**

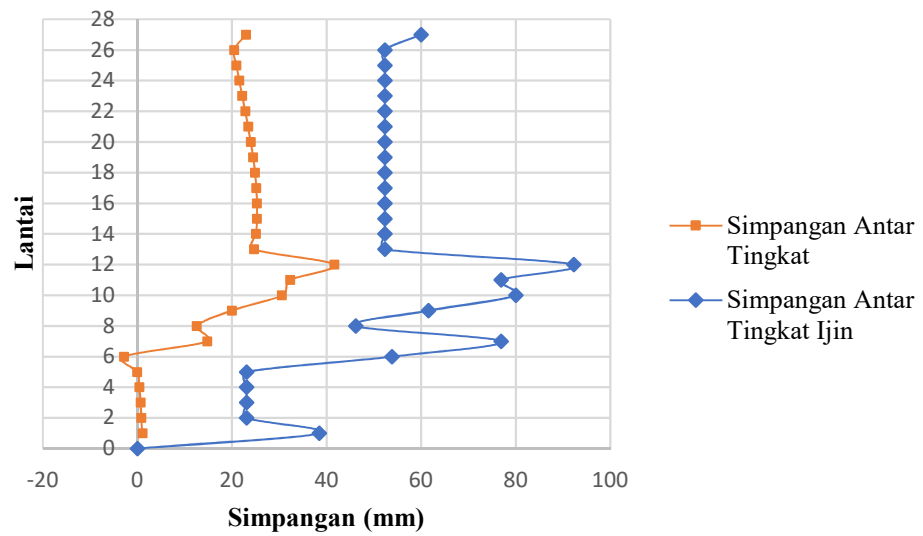
story	tinggi	Defleksi, δ_{xe} (mm)	Simpangan antar tingkat, Δ (mm)	Simp antar tingkat ijin, Δ_a/ρ (mm)	KONTROL
27	3900	121,20	36,971	60	ok
26	3400	114,48	32,5765	52,30769231	ok
25	3400	108,56	32,857	52,30769231	ok
24	3400	102,58	33,176	52,30769231	ok
23	3400	96,55	33,4675	52,30769231	ok
22	3400	90,46	33,7205	52,30769231	ok
21	3400	84,33	33,8855	52,30769231	ok
20	3400	78,17	33,9515	52,30769231	ok
19	3400	72,00	33,891	52,30769231	ok
18	3400	65,84	33,6985	52,30769231	ok
17	3400	59,71	33,341	52,30769231	ok
16	3400	53,65	32,8075	52,30769231	ok
15	3400	47,68	32,054	52,30769231	ok
14	3400	41,86	31,0915	52,30769231	ok
13	3400	36,20	29,788	52,30769231	ok
12	6000	30,79	48,708	92,30769231	ok
11	5000	21,93	36,586	76,92307692	ok
10	5200	15,28	33,572	80	ok
9	4000	9,17	21,5545	61,53846154	ok
8	3000	5,26	13,376	46,15384615	ok
7	5000	2,82	15,5265	76,92307692	ok
6	3500	0,00	-1,4025	53,84615385	ok
5	1500	0,26	0	23,07692308	ok
4	1500	0,26	0,198	23,07692308	ok
3	1500	0,22	0,341	23,07692308	ok
2	1500	0,16	0,4015	23,07692308	ok
1	2500	0,08	0,462	38,46153846	ok

**Tabel 5.16 Simpangan antar Tingkat terhadap Simpangan antar Tingkat Ijin
Arah Y**

story	tinggi	Defleksi, δ_{xe} (mm)	Simpangan antar tingkat, Δ (mm)	Simp antar tingkat ijin, Δ_a/ρ (mm)	KONTROL
27	3900	91,76	22,9405	60	ok
26	3400	87,59	20,4435	52,30769231	ok
25	3400	83,87	20,9385	52,30769231	ok
24	3400	80,07	21,527	52,30769231	ok
23	3400	76,15	22,154	52,30769231	ok
22	3400	72,12	22,7975	52,30769231	ok
21	3400	67,98	23,4025	52,30769231	ok
20	3400	63,72	23,969	52,30769231	ok
19	3400	59,37	24,453	52,30769231	ok
18	3400	54,92	24,8545	52,30769231	ok
17	3400	50,40	25,1295	52,30769231	ok
16	3400	45,83	25,2835	52,30769231	ok
15	3400	41,23	25,2725	52,30769231	ok
14	3400	36,64	25,08	52,30769231	ok
13	3400	32,08	24,629	52,30769231	ok
12	6000	27,60	41,613	92,30769231	ok
11	5000	20,04	32,329	76,92307692	ok
10	5200	14,16	30,5305	80	ok
9	4000	8,61	20,009	61,53846154	ok
8	3000	4,97	12,562	46,15384615	ok
7	5000	2,68	14,762	76,92307692	ok
6	3500	0,00	-2,86	53,84615385	ok
5	1500	0,52	-0,0495	23,07692308	ok
4	1500	0,53	0,3795	23,07692308	ok
3	1500	0,46	0,6655	23,07692308	ok
2	1500	0,34	0,8085	23,07692308	ok
1	2500	0,19	1,056	38,46153846	ok



Gambar 5.11 Simpangan antar Tingkat Terhadap Simpangan antar Tingkat Ijin Arah X



Gambar 5.12 Simpangan antar Tingkat Terhadap Simpangan antar Tingkat Ijin Arah Y

5.6.3. Pengaruh P-Delta

Menurut SNI 1726-2012 pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) kurang dari 0,1. Untuk titik yang ditinjau pada perhitungan koefisien stabilitas (θ) ini adalah titik dengan defleksi terbesar sama seperti pada sub bab 5.6.2. Berikut merupakan contoh perhitungan koefisien stabilitas.

Diketahui :

h_{sx} : Tinggi kolom	= 3900 mm
Δ : Simpangan antar lantai	= 36,97 mm
P : Beban desain vertical total	= 8137,86 kN
V : Gaya geser seismik antar tingkat	= 669,60 kN
C_d : Faktor pembesaran defleksi	= 5,5
I_e : Faktor keutamaan gempa	= 1
β : Rasio kebutuhan geser	= 1

$$\theta = \frac{P \cdot \Delta \cdot I_e}{V \cdot h_{sx} \cdot C_d} = \frac{8137,86 \cdot 36,97 \cdot 1}{669,60 \cdot 3900 \cdot 5,5} = 0,02095$$

$$\theta_{maks} = \frac{0,5}{\beta \cdot C_d} = \frac{0,5}{1 \cdot 5,5} = 0,0909$$

dari hasil perhitungan diatas dapat diketahui bahwa $\theta < 0,1$ dan $\theta < \theta_{maks}$ maka struktur yang telah didesain telah stabil. Berikut merupakan hasil rekapitulasi perhitungan koefisien stabilitas dapat dilihat pada tabel 5.17 berikut ini.

Tabel 5.17 Koefisien Stabilitas Pengaruh P-Delta

Tingkat	h_{sx} (mm)	Δ (mm)	P (kN)	V (kN)	I_e	C_d	θ	θ_{maks}	Cek
27	3900	36,97	8137,86	669,60	1	5,5	0,02095	0,0909	struktur stabil
26	3400	32,58	16801,02	1311,90	1	5,5	0,02231	0,0909	struktur stabil
25	3400	32,86	25638,23	1775,38	1	5,5	0,02537	0,0909	struktur stabil
24	3400	33,18	33973,74	2070,24	1	5,5	0,02911	0,0909	struktur stabil

Lanjutan Tabel 5.17 Koefisien Stabilitas Pengaruh P-Delta

Tingkat	h_{sx} (mm)	Δ (mm)	P (kN)	V (kN)	I_e	C_d	θ	θ_{maks}	Cek
23	3400	33,47	42386,05	2255,23	1	5,5	0,03364	0,0909	struktur stabil
22	3400	33,72	51223,26	2364,77	1	5,5	0,03906	0,0909	struktur stabil
21	3400	33,89	60060,47	2418,22	1	5,5	0,04501	0,0909	struktur stabil
20	3400	33,95	68897,68	2436,37	1	5,5	0,05134	0,0909	struktur stabil
19	3400	33,89	77734,89	2437,40	1	5,5	0,05780	0,0909	struktur stabil
18	3400	33,70	86572,09	2441,33	1	5,5	0,06390	0,0909	struktur stabil
17	3400	33,34	95409,30	2465,96	1	5,5	0,06898	0,0909	struktur stabil
16	3400	32,81	104246,51	2523,94	1	5,5	0,07246	0,0909	struktur stabil
15	3400	32,05	113083,72	2623,86	1	5,5	0,07388	0,0909	struktur stabil
14	3400	31,09	121920,92	2767,59	1	5,5	0,07324	0,0909	struktur stabil
13	3400	29,79	130758,13	2948,73	1	5,5	0,07064	0,0909	struktur stabil
12	6000	48,71	143436,76	3225,72	1	5,5	0,06563	0,0909	struktur stabil
11	5000	36,59	166811,14	3791,66	1	5,5	0,05853	0,0909	struktur stabil
10	5200	33,57	181044,49	4121,34	1	5,5	0,05157	0,0909	struktur stabil
9	4000	21,55	201784,38	4532,83	1	5,5	0,04361	0,0909	struktur stabil
8	3000	13,38	222628,41	4854,26	1	5,5	0,03718	0,0909	struktur stabil
7	5000	15,53	235306,29	4977,07	1	5,5	0,02669	0,0909	struktur stabil
6	3500	-1,40	255172,93	7776,79	1	5,5	- 0,00239	0,0909	struktur stabil
5	1500	0,00	263994,89	7781,69	1	5,5	-	0,0909	struktur stabil
4	1500	0,20	274210,98	7785,19	1	5,5	0,00085	0,0909	struktur stabil
3	1500	0,34	283027,28	7794,16	1	5,5	0,00150	0,0909	struktur stabil
2	1500	0,40	294724,27	7810,20	1	5,5	0,00184	0,0909	struktur stabil
1	2500	0,46	304571,81	7817,36	1	5,5	0,00131	0,0909	struktur stabil

5.7 Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal terdiri dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (1a dan 1b), ketidakberaturan berat massa, ketidakberaturan geometrik vertikal, ketidakberaturan dikontinuitas dalam bidang, dan ketidakberaturan kekuatan tingkat lunak (5a dan 5b). Pada penelitian kali ini akan dibahas ketidakberaturan diskontinuitas dalam bidang tidak termasuk dalam jenis gedung ini. Dalam pengecekan ketidakberaturan vertikal sama halnya dengan ketidakberaturan horizontal yaitu beban gempa awal yang digunakan adalah beban gempa respons spektrum.

5.7.1. Ketidakberaturan Kekakuan tingkat Lunak (1a dan 1b)

Ketidakberaturan 1a ada bila kekakuan sembarang tingkat kurang dari 70% kekakuan tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Ketidakberaturan ekstrim 1b ada bila kekakuan sembarang tingkat kurang dari 60% kekakuan tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Pada pengecekan kali ini nilai kekakuan didapatkan dari gaya geser lateral antar tingkat dikali dengan besar simpangannya yang didapat dari hasil analisis struktur pada ETABS. Berikut merupakan pengecekan ketidakberaturan 1a dan 1b dapat dilihat pada tabel 5.18 sampau 5.21.

Tabel 5.18 Ketidakberaturan 1a arah X

Story	Shear (kN)	story drift (m)	Kekakuan (kN/m)	Cek 70%	Cek 80%
27	669,6	0,003559	188142,7367		
26	1311,9008	0,003166	414371,6993	ok	
25	1775,3792	0,003228	549993,5564	ok	
24	2070,242	0,003294	628488,7675	ok	ok
23	2255,2348	0,003354	672401,5504	ok	ok
22	2364,7661	0,003406	694294,2161	ok	ok
21	2418,2213	0,003446	701747,3302	ok	ok
20	2436,3732	0,003473	701518,3415	ok	ok
19	2437,4014	0,003487	698996,6734	ok	ok
18	2441,3315	0,003486	700324,5841	ok	ok
17	2465,9551	0,003472	710240,5242	ok	ok
16	2523,9387	0,00344	733703,1105	ok	ok
15	2623,8634	0,003395	772861,0898	ok	ok

Lanjutan Tabel 5.18 Ketidakberaturan 1a arah X

Story	Shear (kN)	story drift (m)	Kekakuan (kN/m)	Cek 70%	Cek 80%
14	2767,5939	0,003335	829863,2384	ok	ok
13	2948,7278	0,003254	906185,5562	ok	ok
12	3225,7227	0,004067	793145,4881	ok	ok
11	3791,6606	0,004237	894892,7543	ok	ok
10	4121,34	0,004012	1027253,24	ok	ok
9	4532,8277	0,002651	1709855,79	ok	ok
8	4854,2612	0,001676	2896337,232	ok	ok
7	4977,0676	0,001985	2507338,841	ok	ok
6	7776,7892	0,000384	20252055,21	ok	ok
5	7781,6913	0,000212	36706091,04	ok	ok
4	7785,1852	0,000149	52249565,1	ok	ok
3	7794,157	0,000088	88569965,91	ok	ok
2	7810,2034	0,000099	78890943,43	ok	ok
1	7817,3602	0,000108	72382964,81	ok	ok

Tabel 5.19 Ketidakberaturan 1b arah X

Story	Shear (kN)	story drift (m)	Kekakuan (kN/m)	Cek 60%	Cek 70%
27	669,6	0,003559	188142,7367		
26	1311,9008	0,003166	414371,6993	ok	
25	1775,3792	0,003228	549993,5564	ok	
24	2070,242	0,003294	628488,7675	ok	ok
23	2255,2348	0,003354	672401,5504	ok	ok
22	2364,7661	0,003406	694294,2161	ok	ok
21	2418,2213	0,003446	701747,3302	ok	ok
20	2436,3732	0,003473	701518,3415	ok	ok
19	2437,4014	0,003487	698996,6734	ok	ok
18	2441,3315	0,003486	700324,5841	ok	ok
17	2465,9551	0,003472	710240,5242	ok	ok
16	2523,9387	0,00344	733703,1105	ok	ok
15	2623,8634	0,003395	772861,0898	ok	ok
14	2767,5939	0,003335	829863,2384	ok	ok
13	2948,7278	0,003254	906185,5562	ok	ok
12	3225,7227	0,004067	793145,4881	ok	ok
11	3791,6606	0,004237	894892,7543	ok	ok
10	4121,34	0,004012	1027253,24	ok	ok
9	4532,8277	0,002651	1709855,79	ok	ok
8	4854,2612	0,001676	2896337,232	ok	ok

Lanjutan Tabel 5.19 Ketidakberaturan 1b arah X

Story	Shear (kN)	story drift (m)	Kekakuan (kN/m)	Cek 60%	Cek 70%
7	4977,0676	0,001985	2507338,841	ok	ok
6	7776,7892	0,000384	20252055,21	ok	ok
5	7781,6913	0,000212	36706091,04	ok	ok
4	7785,1852	0,000149	52249565,1	ok	ok
3	7794,157	0,000088	88569965,91	ok	ok
2	7810,2034	0,000099	78890943,43	ok	ok
1	7817,3602	0,000108	72382964,81	ok	ok

Tabel 5.20 Ketidakberaturan 1a arah Y

Story	Shear (kN)	story drift (m)	Kekakuan (kN/m)	Cek 70%	Cek 80%
27	541,4368	0,001896	285567,9325		
26	975,6845	0,001841	529975,2852	ok	
25	1333,0524	0,002051	649952,4135	ok	
24	1619,7145	0,002268	714159,8325	ok	ok
23	1819,7867	0,002472	736159,6683	ok	ok
22	1972,0703	0,002658	741937,6599	ok	ok
21	2119,8866	0,002827	749871,4538	ok	ok
20	2250,1492	0,002981	754830,3254	ok	ok
19	2353,7087	0,003121	754152,0987	ok	ok
18	2460,6369	0,003251	756886,1581	ok	ok
17	2580,0321	0,003373	764907,2339	ok	ok
16	2692,8552	0,003486	772477,1084	ok	ok
15	2794,0417	0,003593	777634,762	ok	ok
14	2891,9118	0,003693	783079,2851	ok	ok
13	2981,0327	0,003796	785308,9305	ok	ok
12	3092,6747	0,002017	1533304,264	ok	ok
11	3360,3474	0,001755	1914727,863	ok	ok
10	3530,26	0,001602	2203657,928	ok	ok
9	3800,5833	0,001172	3242818,515	ok	ok
8	4038,111	0,000934	4323459,315	ok	ok
7	4135,1113	0,000749	5520842,857	ok	ok
6	3237,2367	0,000673	4810158,544	ok	ok
5	2981,3335	0,000355	8398122,535	ok	ok
4	2900,6105	0,000207	14012611,11	ok	ok
3	3058,5005	0,000168	18205360,12	ok	ok
2	3340,9997	0,000195	17133331,79	ok	ok
1	3560,1571	0,000228	15614724,12	ok	ok

Tabel 5.21 Ketidakberaturan 1b arah Y

Story	Shear (kN)	story drift (m)	Kekakuan (kN/m)	Cek 60%	Cek 70%
27	541,4368	0,001896	285567,9325		
26	975,6845	0,001841	529975,2852	ok	
25	1333,0524	0,002051	649952,4135	ok	
24	1619,7145	0,002268	714159,8325	ok	ok
23	1819,7867	0,002472	736159,6683	ok	ok
22	1972,0703	0,002658	741937,6599	ok	ok
21	2119,8866	0,002827	749871,4538	ok	ok
20	2250,1492	0,002981	754830,3254	ok	ok
19	2353,7087	0,003121	754152,0987	ok	ok
18	2460,6369	0,003251	756886,1581	ok	ok
17	2580,0321	0,003373	764907,2339	ok	ok
16	2692,8552	0,003486	772477,1084	ok	ok
15	2794,0417	0,003593	777634,762	ok	ok
14	2891,9118	0,003693	783079,2851	ok	ok
13	2981,0327	0,003796	785308,9305	ok	ok
12	3092,6747	0,002017	1533304,264	ok	ok
11	3360,3474	0,001755	1914727,863	ok	ok
10	3530,26	0,001602	2203657,928	ok	ok
9	3800,5833	0,001172	3242818,515	ok	ok
8	4038,111	0,000934	4323459,315	ok	ok
7	4135,1113	0,000749	5520842,857	ok	ok
6	3237,2367	0,000673	4810158,544	ok	ok
5	2981,3335	0,000355	8398122,535	ok	ok
4	2900,6105	0,000207	14012611,11	ok	ok
3	3058,5005	0,000168	18205360,12	ok	ok
2	3340,9997	0,000195	17133331,79	ok	ok
1	3560,1571	0,000228	15614724,12	ok	ok

5.7.2. Ketidakberaturan Berat (massa)

Ketidakteraturan ini ada bila massa efektif sembarang tingkat lebih dari 150% massa efektif dari tingkat yang berdekatan. Berikut merupakan hasil pengecekan ketidakberaturan berat yang terdapat pada tabel 5.22.

Tabel 5.22 Pengecekan Ketidakberaturan Berat

story	massa (kN)	Dibandingkan dengan 1.5 x massa lantai atas	dibandingkan dengan 1.5 x massa lantai bawah
27	3123,5357		ok
26	5075,29441	ok	ok
25	5050,69934	ok	ok
24	4549,01074	ok	ok
23	4625,80661	ok	ok
22	5050,69934	ok	ok
21	5050,69934	ok	ok
20	5050,69934	ok	ok
19	5050,69934	ok	ok
18	5050,69934	ok	ok
17	5050,69934	ok	ok
16	5050,69934	ok	ok
15	5050,69934	ok	ok
14	5050,69934	ok	ok
13	5050,69934	ok	ok
12	6883,30725	ok	ok
11	9959,67297	ok	ok
10	8393,61961	ok	ok
9	9114,32012	ok	ok
8	9436,63529	ok	ok
7	7435,83352	ok	ok
6	8489,84246	ok	ok
5	3890,12154	ok	ok
4	3519,48901	ok	ok
3	2887,74461	ok	ok
2	3519,48901	ok	ok
1	3406,19278	ok	

5.7.3. Ketidakberaturan Geometrik Vertikal

Ketidakberaturan ini ada bila dimensi sistem penahan beban lateral pada sembarang tingkat lebih dari 130% dimensi pada sembarang tingkat yang berada didekatnya. Pada penelitian ini gedung yang ditinjau merupakan gedung dengan perletakan mundur (*set-back*) artinya ketidakberaturan ini harus dicek. Pada dimensi bangunan bagian bawah lebar bangunannya adalah 30 m, sedangkan bagian peletakan mundurnya lebar bangunannya sebesar 14 m artinya dimensi sistem

penahan beban lateral sembarang tingkat lebih dari 130% dengan dimensi pada sembarang tingkat didekatnya. Hal ini mengartikan bahwa bangunan ini termasuk dalam ketidakberaturan geometrik vertikal. Dalam SNI 1726-2012 pada tabel 11 jika suatu gedung termasuk dalam ketidakberaturan geometrik vertikal maka, harus harus menggunakan prosedur analisis beban gempa yang sesuai pada tabel 13 SNI 1726-2012. Pada bangunan ini digunakan analisis beban gempa dinamik yang artinya telah sesuai dengan persyaratan yang telah ditentukan.

5.7.4. Ketidakberaturan Diskontinuitas dalam Bidang

Ketidakberaturan ini ada bila terdapat pergeseran (*offset*) elemen penahan yang lebih besar dari lebar bagian kecil elemen tersebut. Atau terdapat reduksi kekuatan elemen penahan pada tingkat dibawahnya. Pada gedung yang dijadikan penelitian ini ketidakberaturan diskontinuitas dalam bidang tidak ada.

5.7.5. Ketidakberaturan Kekuatan Tingkat Lunak (5a dan 5b)

Ketidakberaturan (5a) ada bila kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. Ketidakberaturan ekstrim (5b) ada bila kuat lateral sembarang tingkat kurang dari 65% kuat tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat yang dimaksud adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau. Berikut merupakan pengecekan ketidakberaturan kekuatan tingkat lunak (5a dan 5b) dapat dilihat pada tabel 5.23 dan 5.24.

Tabel 5.23 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 5a

story	V _x (kN)	V _y (kN)	Cek 80% (X)	Cek 80% (Y)
27	965,4446	821,2451		
26	1885,0588	1483,248	ok	ok
25	2544,8794	2015,106	ok	ok
24	2963,589	2428,015	ok	ok
23	3226,7392	2706,498	ok	ok
22	3382,7271	2905,727	ok	ok
21	3456,9607	3091,522	ok	ok
20	3477,4775	3253,36	ok	ok

Lanjutan Tabel 5.23 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 5a

story	Vx (kN)	Vy (kN)	Cek 80% (X)	Cek 80% (Y)
19	3471,6835	3382,51	ok	ok
18	3471,9139	3524,807	ok	ok
17	3505,4585	3695,335	ok	ok
16	3588,4458	3866,483	ok	ok
15	3730,3724	4024,439	ok	ok
14	3933,3706	4174,723	ok	ok
13	4189,9723	4307,514	ok	ok
12	4585,5716	4459,322	ok	ok
11	5405,4559	4785,09	ok	ok
10	5883,2493	5024,435	ok	ok
9	6476,2682	5431,254	ok	ok
8	6942,434	5808,355	ok	ok
7	7123,8433	5867,088	ok	ok
6	8302,3099	4811,358	ok	ok
5	8308,1712	4352,685	ok	ok
4	8314,182	4242,153	ok	ok
3	8328,1435	4465,736	ok	ok
2	8352,2745	4868,453	ok	ok
1	8364,1213	5177,601	ok	ok

Tabel 5.24 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 5b

story	Vx (kN)	Vy (kN)	Cek 65% (X)	Cek 65% (Y)
27	965,4446	821,2451		
26	1885,059	1483,248	ok	ok
25	2544,879	2015,106	ok	ok
24	2963,589	2428,015	ok	ok
23	3226,739	2706,498	ok	ok
22	3382,727	2905,727	ok	ok
21	3456,961	3091,522	ok	ok
20	3477,478	3253,36	ok	ok
19	3471,684	3382,51	ok	ok
18	3471,914	3524,807	ok	ok
17	3505,459	3695,335	ok	ok
16	3588,446	3866,483	ok	ok
15	3730,372	4024,439	ok	ok
14	3933,371	4174,723	ok	ok

Lanjutan Tabel 5.24 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 5b

story	Vx (kN)	Vy (kN)	Cek 65% (X)	Cek 65% (Y)
13	4189,972	4307,514	ok	ok
12	4585,572	4459,322	ok	ok
11	5405,456	4785,09	ok	ok
10	5883,249	5024,435	ok	ok
9	6476,268	5431,254	ok	ok
8	6942,434	5808,355	ok	ok
7	7123,843	5867,088	ok	ok
6	8302,31	4811,358	ok	ok
5	8308,171	4352,685	ok	ok
4	8314,182	4242,153	ok	ok
3	8328,144	4465,736	ok	ok
2	8352,275	4868,453	ok	ok
1	8364,121	5177,601	ok	ok

5.8 Kontrol Sistem Ganda

Menurut SNI 1726-2012 bahwa sistem rangka pemikul momen harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja pada struktur bangunan. Maka harus memeriksa persentase antara *base shears* yang dihasilkan oleh SRPM dan *shearwall* dari masing-masing kombinasi beban gempa. Berikut merupakan hasil dari *base shears* yang didapat menggunakan bantuan ETABS 16.2 beserta dengan persentasenya yang dapat dilihat pada tabel 5.25.

Tabel 5.25 Nilai Persentase *Base Shear* SRPM dan *Shearwall*

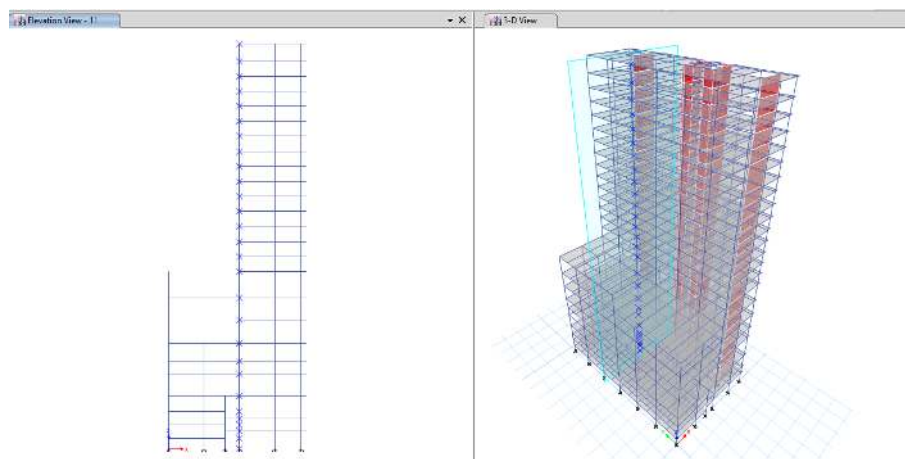
Pembebanan	Reaksi Dalam Menahan Gempa (kN)				Persentase Dalam Menahan Gempa (%)			
	VX		VY		VX		VY	
	SRPM	SW	SRPM	SW	SRPM	SW	SRPM	SW
RSP X	2544,417	5819,704	4242,2198	935,3807	30,42%	69,58%	81,93%	18,07%
RSP Y	2472,4368	2584,221	13900,447	1906,516	48,89%	51,11%	87,94%	12,06%

Berdasarkan hasil pada tabel 5.25, nilai persentase SRPM lebih besar dari 25% dari beban geser nominal total yang bekerja pada struktur bangunan, sehingga konfigurasi gedung ini telah memenuhi syarat sebagai sistem ganda menurut SNI 1726-2012.

5.9 Perbandingan Respons Struktur Akibat Beban Gempa Respons Spektrum Makrozonasi dan Dinamik Riwayat Waktu

5.9.1. *Displacement*

Displacement merupakan salah satu parameter penting di dalam perencanaan struktur bangunan. *Displacement* adalah besarnya simpangan dari suatu tingkat yang diukur berdasarkan tingkat di dasarnya. Perbandingan *displacement* akibat beban gempa respons spektrum dan riwayat waktu diambil pada *joint 44* pada portal 11 seperti yang dapat dilihat pada gambar 5.13 berikut.

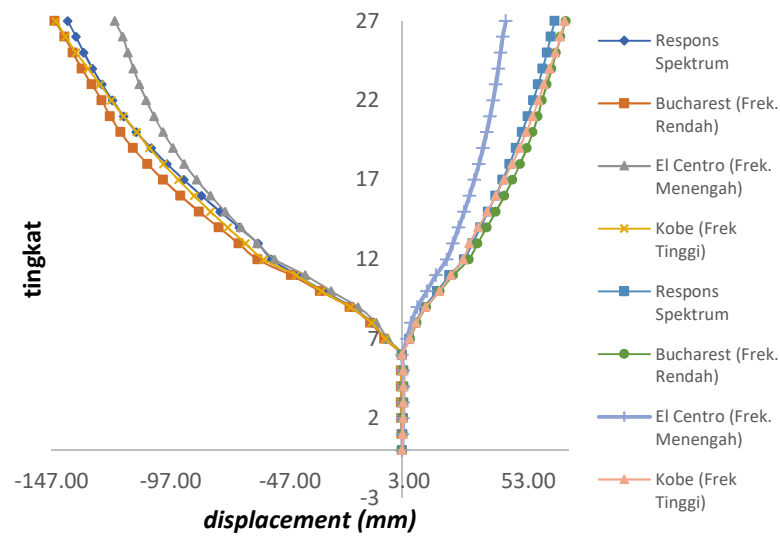


Gambar 5.13 Joint 44 Portal 11

Hasil dari perbandingan *displacement* dengan analisis respons spektrum dan dinamik riwayat waktu (*time history*) arah x dan arah y dapat dilihat pada Tabel 5.26, Tabel 5.27, Gambar 5.14, dan Gambar 5.15 berikut.

Tabel 5.26 Perbandingan *Displacement Joint* 44 Arah x Akibat Beban Kombinasi Maksimum

STORY	ARAH X							
	RS		BUCHAREST		EL CENTRO		KOBE	
	+	-	+	-	+	-	+	-
27	-140,25	64,05	-145,75	68,69	-120,57	43,52	-145,19	68,14
26	-136,81	62,33	-141,61	66,46	-117,23	42,18	-141,18	66,32
25	-133,52	60,71	-138,18	64,60	-115,04	41,26	-136,75	64,30
24	-129,90	58,95	-134,39	62,72	-112,74	40,31	-131,76	61,90
23	-125,89	57,03	-130,24	60,69	-110,21	39,29	-126,67	59,45
22	-121,50	54,95	-126,02	58,63	-107,34	38,15	-121,99	57,20
21	-116,71	52,70	-122,51	56,89	-104,05	36,88	-116,85	54,73
20	-111,53	50,29	-118,14	54,78	-100,31	35,47	-111,28	52,08
19	-105,19	47,73	-112,91	52,28	-96,10	33,91	-105,98	49,19
18	-98,60	45,01	-106,88	49,43	-91,37	32,17	-100,06	46,08
17	-91,55	42,15	-100,19	46,30	-86,12	30,27	-93,80	42,77
16	-84,09	39,15	-92,94	42,91	-80,38	28,22	-87,21	39,27
15	-76,31	36,02	-85,15	39,29	-74,19	26,01	-80,32	35,63
14	-68,31	32,78	-76,89	35,46	-67,62	23,68	-73,15	31,88
13	-60,31	29,43	-68,54	31,60	-60,71	21,24	-65,73	28,15
12	-54,82	25,98	-60,65	27,95	-53,49	18,70	-58,06	25,56
11	-43,98	19,84	-46,52	21,39	-40,59	14,15	-44,43	20,45
10	-33,04	14,71	-34,46	15,80	-29,79	10,35	-33,72	15,64
9	-20,95	9,30	-21,99	10,17	-18,49	6,40	-21,64	9,90
8	-12,49	5,52	-13,31	6,14	-10,84	3,73	-12,76	5,82
7	-6,89	3,04	-7,39	3,40	-5,93	2,03	-7,01	3,19
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	-0,42	0,63	-0,51	0,72	-0,31	0,52	-0,43	0,64
4	-0,43	0,65	-0,52	0,74	-0,33	0,55	-0,44	0,67
3	-0,37	0,58	-0,45	0,66	-0,29	0,50	-0,39	0,59
2	-0,28	0,44	-0,34	0,50	-0,22	0,38	-0,29	0,45
1	-0,16	0,25	-0,20	0,29	-0,13	0,23	-0,17	0,26



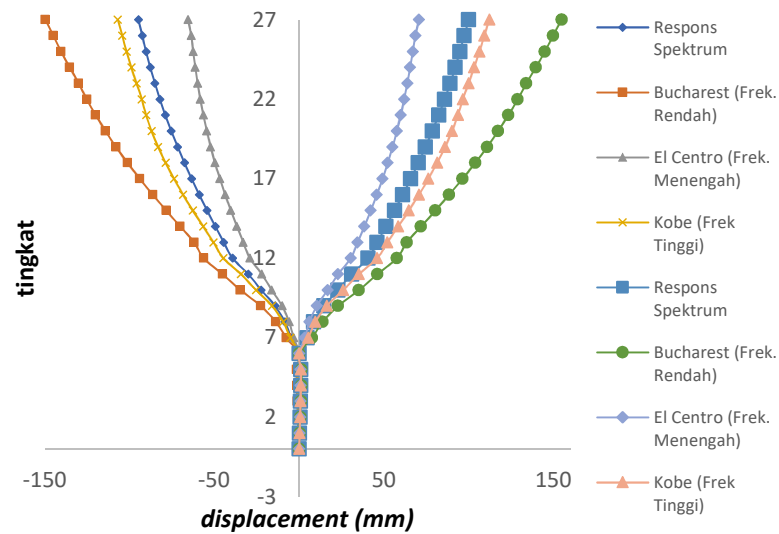
Gambar 5.14 Perbandingan *Displacement Joint 44 Arah x* Akibat Beban Kombinasi Maksimum

Tabel 5.27 Perbandingan *Displacement Joint 44 Arah y* Akibat Beban Kombinasi Maksimum

STORY	ARAH Y							
	RS		BUCHAREST		EL CENTRO		KOBE	
	+	-	+	-	+	-	+	-
27	-94,782	99,975	-149,58	154,77	-65,46	70,65	-106,92	112,11
26	-92,452	97,286	-144,90	149,73	-63,64	68,48	-104,28	109,11
25	-90,231	94,764	-140,35	144,88	-62,46	66,99	-101,75	106,28
24	-87,782	92,017	-135,23	139,46	-61,21	65,45	-98,96	103,20
23	-85,076	89,022	-130,00	133,95	-59,84	63,78	-95,90	99,85
22	-82,106	85,77	-125,20	128,87	-58,28	61,94	-92,80	96,46
21	-78,87	82,261	-119,92	123,31	-56,49	59,88	-90,21	93,60
20	-75,372	78,5	-114,21	117,34	-54,46	57,59	-87,00	90,13
19	-71,62	74,494	-107,96	110,84	-52,17	55,05	-83,15	86,02
18	-67,622	70,251	-101,20	103,82	-49,61	52,23	-78,71	81,33
17	-63,389	65,783	-93,96	96,36	-46,76	49,15	-73,78	76,17
16	-58,936	61,102	-86,30	88,47	-43,64	45,81	-68,44	70,60
15	-54,277	56,223	-78,32	80,27	-40,28	42,22	-62,70	64,65
14	-49,432	51,164	-70,11	71,84	-36,71	38,45	-56,62	58,35
13	-44,417	45,941	-61,90	63,42	-32,96	34,48	-50,47	52,00
12	-39,236	40,553	-56,27	57,58	-29,04	30,36	-44,66	45,98
11	-30,028	30,964	-45,14	46,08	-22,04	22,97	-34,26	35,19

Lanjutan Tabel 5.27 Perbandingan *Displacement Joint* 44 Arah y Akibat Beban Kombinasi Maksimum

STORY	ARAH Y							
	RS		BUCHAREST		EL CENTRO		KOBE	
	+	-	+	-	+	-	+	-
10	-22,329	22,957	-34,60	35,23	-16,17	16,80	-25,37	26,00
9	-14,161	14,51	-22,57	22,91	-10,04	10,38	-15,93	16,28
8	-8,44	8,616	-13,66	13,84	-5,89	6,06	-9,40	9,57
7	-4,659	4,744	-7,59	7,67	-3,22	3,30	-5,16	5,24
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	-0,947	0,931	-1,39	1,37	-0,77	0,76	-1,02	1,01
4	-0,962	0,945	-1,35	1,34	-0,83	0,82	-1,02	1,00
3	-0,826	0,809	-1,12	1,10	-0,75	0,73	-0,85	0,84
2	-0,594	0,581	-0,77	0,76	-0,55	0,54	-0,60	0,59
1	-0,32	0,312	-0,40	0,39	-0,31	0,30	-0,32	0,31



Gambar 5.15 Perbandingan *Displacement Joint* 44 Arah y Akibat Beban Kombinasi Maksimum

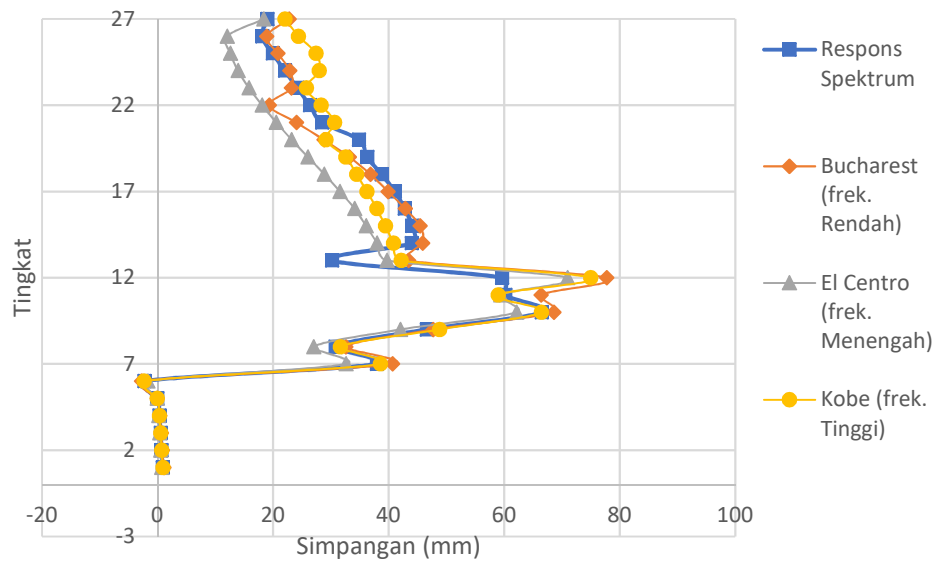
Dari Tabel 5.26, Tabel 5.27, Gambar 5.14 dan Gambar 5.15 hasil perbandingan *displacement* arah x maupun arah y dari semua beban gempa yang terbesar sama-sama ditentukan oleh beban gempa dinamik riwayat waktu Bucharest (frekuensi rendah).

5.9.2. Simpangan Antar Tingkat (*Drift*)

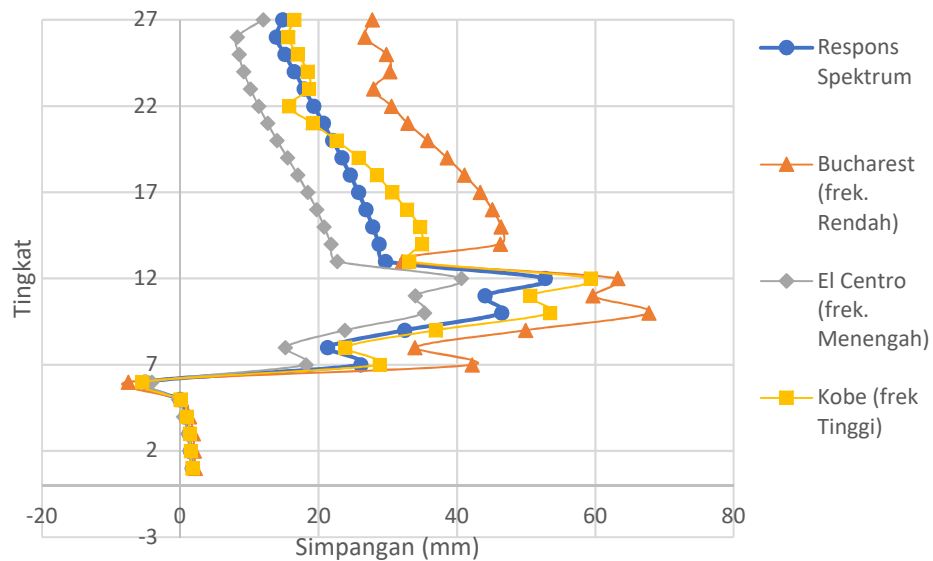
Simpangan antar Tingkat (*drift*) adalah simpangan suatu tingkat yang diukur dari tingkat di bawahnya. Hasil perbandingan simpangan antar tingkat (*drift*) akibat beban gempa respons spektrum dan dinamik riwayat waktu (*time history*) arah x dan arah y dapat dilihat pada Tabel 5.28, Gambar 5.16, dan Gambar 5.17 sebagai berikut.

Tabel 5.28 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat (*Drift*) Akibat Beban Kombinasi Maksimum

Tingkat	Respons Spektrum		Bucharest		El Centro		Kobe	
	<i>Drift x</i>	<i>Drift y</i>	<i>Drift x</i>	<i>Drift y</i>	<i>Drift x</i>	<i>Drift y</i>	<i>Drift x</i>	<i>Drift y</i>
27	18,963	14,790	22,739	27,737	18,387	11,946	22,049	16,462
26	18,076	13,871	18,882	26,692	12,045	8,206	24,389	15,565
25	19,932	15,109	20,831	29,793	12,613	8,481	27,438	16,973
24	22,023	16,472	22,863	30,316	13,919	9,152	27,985	18,425
23	24,172	17,886	23,169	27,957	15,814	10,131	25,734	18,612
22	26,337	19,300	19,322	30,542	18,093	11,325	28,295	15,730
21	28,469	20,686	24,005	32,874	20,555	12,606	30,621	19,124
20	34,859	22,033	28,771	35,750	23,179	13,976	29,150	22,577
19	36,264	23,337	33,177	38,566	26,005	15,472	32,538	25,784
18	38,762	24,574	36,815	41,080	28,852	16,957	34,451	28,402
17	41,045	25,746	39,877	43,373	31,557	18,387	36,241	30,619
16	42,770	26,835	42,850	45,106	34,099	19,723	37,918	32,764
15	44,029	27,825	45,434	46,365	36,095	20,774	39,432	34,634
14	43,992	28,727	45,882	46,294	38,010	21,786	40,815	34,936
13	30,176	29,634	43,402	32,109	39,702	22,682	42,166	33,094
12	59,619	52,740	77,715	63,283	70,985	40,634	74,941	59,323
11	60,182	44,039	66,355	59,653	59,405	33,952	58,950	50,556
10	66,476	46,459	68,593	67,744	62,151	35,283	66,433	53,466
9	46,561	32,417	47,700	49,907	42,052	23,777	48,825	36,900
8	30,772	21,296	32,567	33,930	27,008	15,169	31,646	23,804
7	37,918	26,092	40,659	42,191	32,610	18,167	38,533	28,842
6	-2,294	-5,121	-2,794	-7,535	-1,705	-4,164	-2,360	-5,550
5	-0,050	-0,077	-0,055	0,187	-0,083	-0,319	-0,061	0,044
4	0,292	0,748	0,352	1,304	0,182	0,462	0,286	0,902
3	0,528	1,254	0,633	1,870	0,385	1,045	0,539	1,381
2	0,655	1,480	0,792	2,008	0,512	1,342	0,677	1,507
1	0,869	1,716	1,073	2,167	0,710	1,634	0,919	1,716

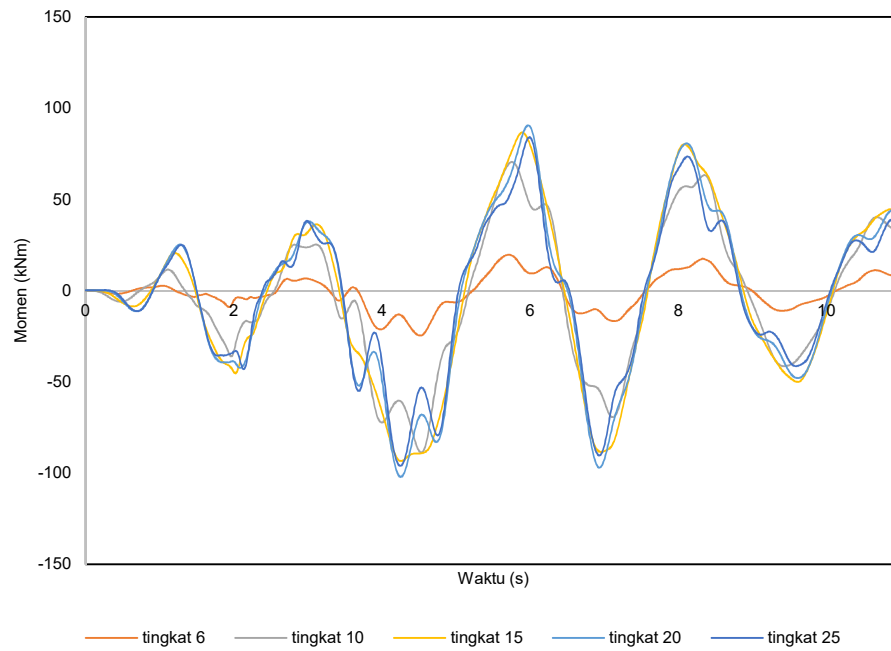


Gambar 5.16 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat (*Drift*) Arah x Akibat Beban Kombinasi Maksimum

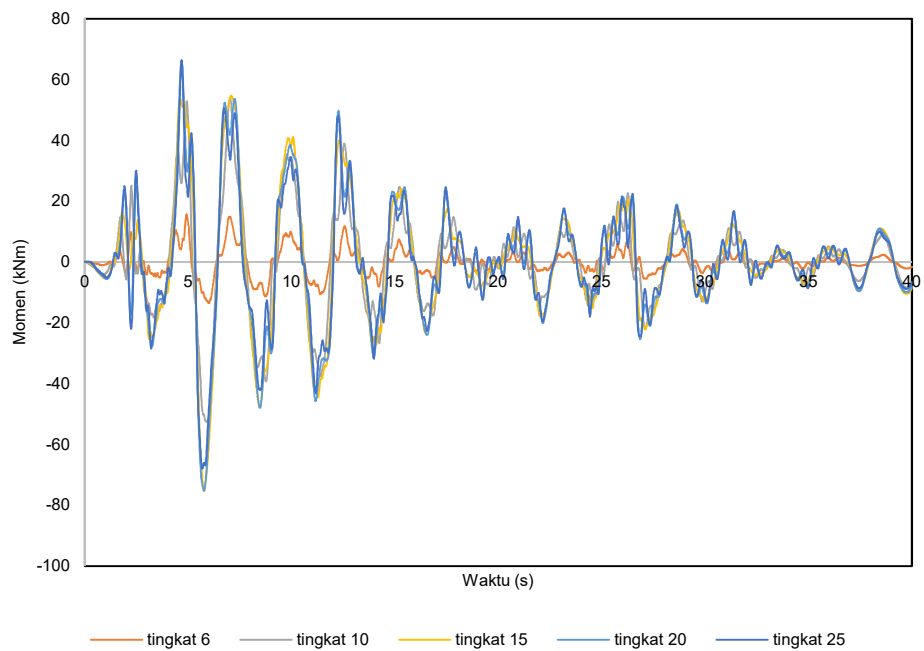


Gambar 5.17 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat (*Drift*) Arah y Akibat Beban Kombinasi Maksimum

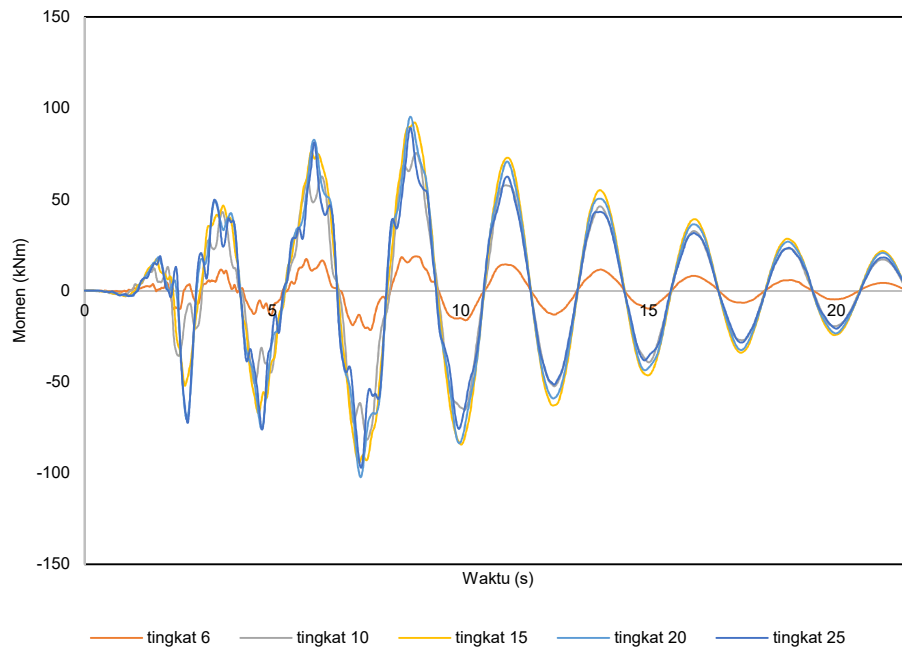
Hasil perbandingan berdasarkan Tabel 5.28, Gambar 5.16, dan Gambar 5.17 sama halnya seperti *displacement* perbedaan untuk semua beban gempa, simpangan antar tingkat (*drift*) maksimal tetap berada pada beban gempa dinamik riwayat waktu Bucharest (frekuensi rendah).



Gambar 5.19 Momen Balok B.300x650 Portal 11 akibat Beban Gempa Bucharest (Frekuensi Rendah)



Gambar 5.20 Momen Balok B.300x650 Portal 11 akibat Beban Gempa El Centro (Frekuensi Menengah)



Gambar 5.21 Momen Balok B.300x650 Portal 11 akibat Beban Gempa Kobe (Frekuensi Tinggi)

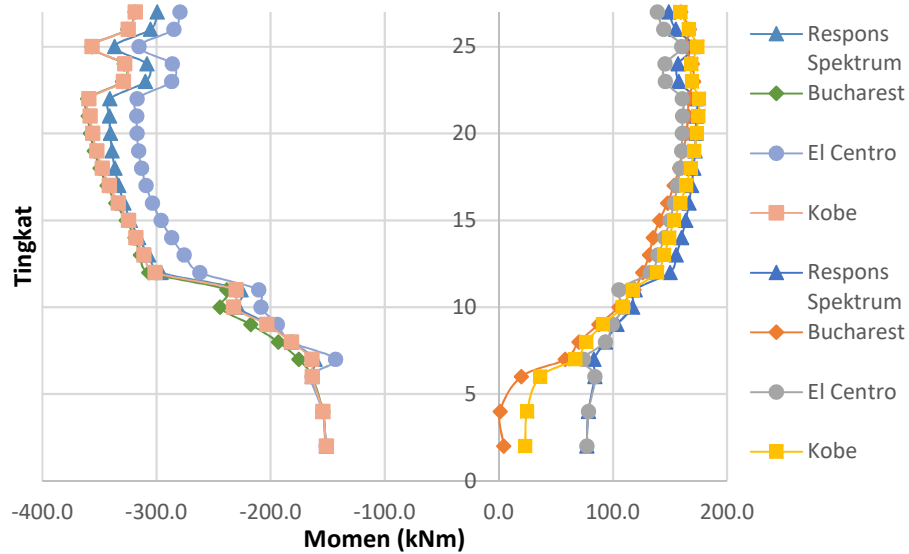
Beban dinamik riwayat waktu (*time history*) yang membebani struktur tersebut, menghasilkan respons struktur momen pada balok yang sama. Hasil dari respons struktur momen akibat beban gempa Bucharest, El Centro, dan Kobe cenderung fluktuatif sama seperti beban gempanya yang juga fluktuatif, hal ini mengindikasikan bahwa analisis yang dilakukan sudah benar. Perbandingan momen pada salah satu balok B.300x650 pada portal 11 akibat beban respons spektrum dan dinamik riwayat waktu dapat dilihat pada Tabel 5.29 dan Gambar 5.22.

Tabel 5.29 Perbandingan Momen Balok B.300x650 Portal 11 Akibat Beban Kombinasi Maksimum

story	RS		TH LOW		TH MED		TH HIGH	
	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+
27	-299,4	148,8	-319,1	159,3	-279,4	138,9	-318,7	159,0
26	-305,3	155,1	-325,5	166,8	-284,7	144,5	-325,1	166,3
25	-336,8	171,0	-357,1	163,8	-315,6	160,0	-356,7	173,8
24	-308,4	157,0	-328,7	169,5	-286,3	145,6	-328,2	168,5

Lanjutan Tabel 5.29 Perbandingan Momen Balok B.300x650 Portal 11
Akibat Beban Kombinasi Maksimum

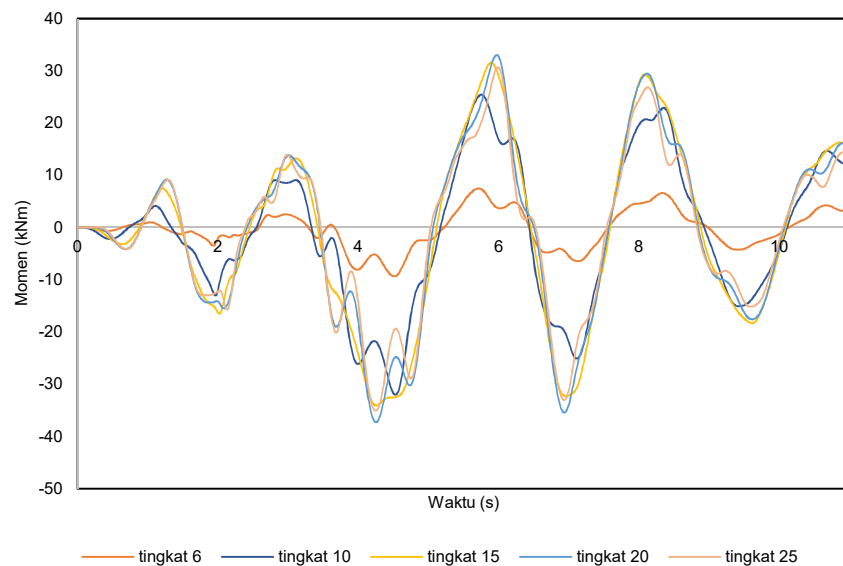
story	RS		TH LOW		TH MED		TH HIGH	
	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+
23	-309,7	157,7	-329,9	170,4	-286,8	145,9	-329,1	169,1
22	-340,9	173,0	-360,7	166,3	-317,2	160,8	-359,5	175,4
21	-341,2	173,1	-360,1	165,8	-317,4	160,9	-358,5	174,7
20	-340,5	172,7	-358,1	164,3	-317,1	160,7	-356,2	173,3
19	-339,0	172,0	-354,7	161,7	-315,8	160,0	-352,6	171,0
18	-336,6	170,7	-349,7	158,0	-313,2	158,7	-347,7	167,9
17	-333,2	168,9	-343,4	153,3	-309,2	156,6	-341,4	164,0
16	-328,6	166,6	-335,9	147,7	-303,6	153,7	-333,7	159,1
15	-322,9	163,7	-326,7	140,8	-296,2	149,9	-324,6	153,3
14	-315,8	160,0	-319,0	135,1	-286,9	145,2	-318,2	149,3
13	-307,0	155,5	-314,4	131,6	-275,9	139,5	-311,2	144,8
12	-296,2	149,9	-307,0	125,9	-262,1	132,7	-301,3	138,6
11	-226,0	119,4	-238,6	118,4	-210,6	105,2	-230,5	117,3
10	-228,5	117,2	-244,6	105,2	-208,6	109,0	-232,6	108,2
9	-201,2	103,4	-217,5	87,4	-194,2	99,3	-203,4	91,1
8	-181,9	93,4	-193,3	70,1	-181,9	93,4	-181,9	76,6
7	-161,2	83,2	-175,3	58,1	-143,3	73,9	-163,9	67,0
6	-163,8	84,2	-163,8	19,6	-163,8	84,2	-163,8	36,0
4	-154,4	78,6	-154,4	1,2	-154,4	78,6	-154,4	24,7
2	-151,4	77,0	-151,4	4,3	-151,4	77,0	-151,4	23,0



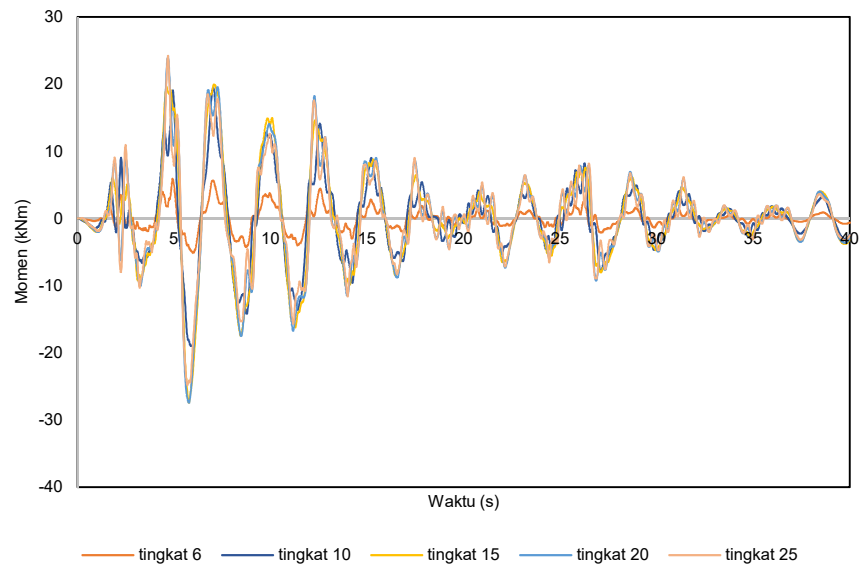
Gambar 5.22 Perbandingan Momen Balok B.300x650 Portal 11 Beban Kombinasi Maksimum

2. Gaya Geser Balok

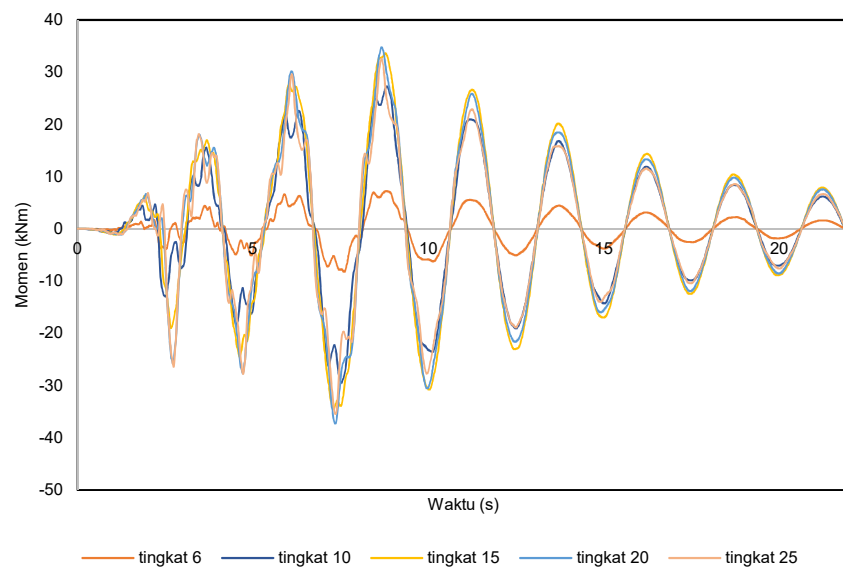
Hasil respons geser pada salah satu balok B.300x650 pada portal 11 menggunakan ETABS 16.2 akibat beban dinamik riwayat waktu (*time history*) adalah sebagai berikut.



Gambar 5.23 Gaya Geser Balok B.300x650 Portal 11 akibat Beban Gempa Bucharest (Frekuensi Rendah)



Gambar 5.24 Gaya Geser B.300x650 Portal 11 akibat Beban Gempa El Centro (Frekuensi Menengah)



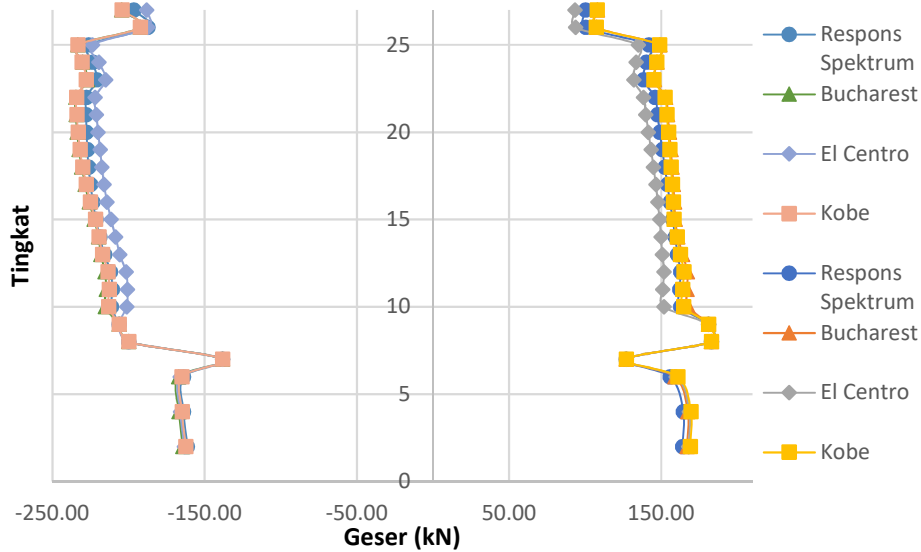
Gambar 5.25 Gaya Geser B.300x650 Portal 11 akibat Beban Gempa Kobe (Frekuensi Tinggi)

Beban dinamik riwayat waktu (*time history*) yang membebani struktur tersebut, menghasilkan respons struktur gaya geser pada balok yang sama. Hasil dari respons struktur gaya geser akibat beban gempa Bucharest, El Centro, dan

Kobe cenderung fluktuatif sama seperti beban gempanya yang juga fluktuatif, hal ini mengindikasikan bahwa analisis yang dilakukan sudah benar. Perbandingan gaya geser pada salah satu balok B.300x650 pada portal 11 akibat beban respons spektrum dan dinamik riwayat waktu dapat dilihat pada Tabel 5.30 dan Gambar 5.26.

Tabel 5.30 Perbandingan Gaya Geser Balok B.300x650 Portal 11 Akibat Beban Kombinasi Maksimum

story	Respons Spektrum		Bucharest		El Centro		Kobe	
	V-	V+	V-	V+	V-	V+	V-	V+
27	-196,57	100,21	-204,53	107,97	-188,21	93,33	-204,31	107,74
26	-187,34	100,35	-192,47	107,38	-187,34	93,68	-192,36	107,21
25	-226,20	141,84	-233,43	148,90	-223,74	134,92	-233,32	148,73
24	-223,58	140,09	-230,29	147,16	-219,44	133,40	-230,60	146,92
23	-220,96	138,35	-227,16	145,42	-215,14	131,88	-227,89	145,11
22	-227,72	145,93	-234,74	152,88	-222,10	138,25	-234,33	152,44
21	-227,82	147,45	-234,54	154,14	-221,20	139,81	-233,97	153,55
20	-227,63	149,02	-233,84	155,27	-220,07	141,52	-233,18	154,58
19	-227,12	150,65	-232,63	156,28	-218,75	143,24	-231,91	155,52
18	-226,27	152,30	-230,86	157,10	-217,61	144,86	-230,17	156,36
17	-225,07	154,01	-228,59	157,89	-216,18	146,40	-227,93	157,12
16	-223,46	155,70	-225,89	158,60	-214,16	147,73	-225,17	157,75
15	-221,44	157,43	-222,59	159,19	-211,54	148,93	-221,92	158,35
14	-218,90	159,09	-219,76	160,85	-208,52	149,86	-219,58	160,26
13	-215,78	160,64	-218,19	163,85	-205,82	150,64	-217,13	162,44
12	-211,89	162,68	-215,48	167,02	-201,66	151,80	-213,58	164,84
11	-210,76	161,99	-214,76	166,99	-200,76	150,99	-212,76	163,99
10	-211,20	162,65	-215,20	167,65	-201,20	151,65	-213,20	164,65
9	-206,27	180,98	-206,27	180,98	-206,27	180,98	-206,27	180,98
8	-199,99	182,85	-199,99	182,85	-199,99	182,85	-199,99	182,85
7	-138,34	127,02	-138,34	127,02	-138,34	127,02	-138,34	127,02
6	-164,05	155,80	-167,05	158,80	-166,05	159,80	-165,05	160,80
4	-163,90	164,37	-166,90	167,37	-165,90	168,37	-164,90	169,37
2	-161,40	163,93	-164,40	166,93	-163,40	167,93	-162,40	168,93

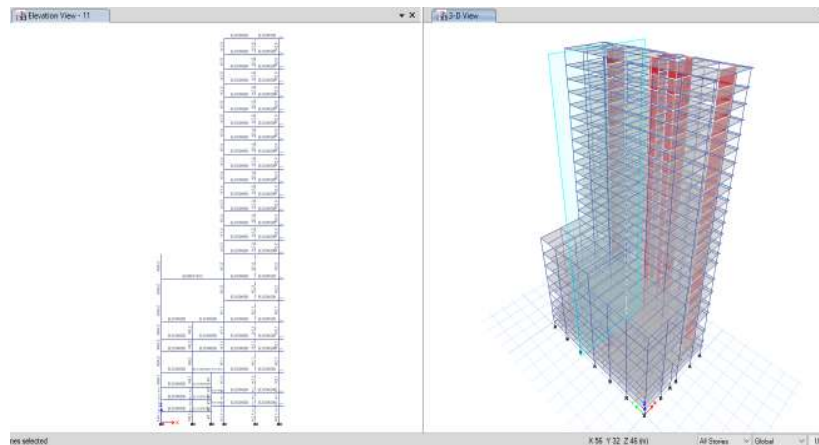


**Gambar 5.26 Perbandingan Gaya Geser Balok B.300x650 Portal 11
Beban Kombinasi Maksimum**

Dari perbandingan momen dan gaya geser pada balok, hasil perbedaan untuk semua beban gempa tidaklah terlalu signifikan. Dari semua beban gempa baik momen maupun gaya geser nilai maksimalnya semua ditentukan oleh beban gempa dinamik riwayat waktu Bucharest (frekuensi rendah).

5.9.4. Respons Struktur Pada Kolom

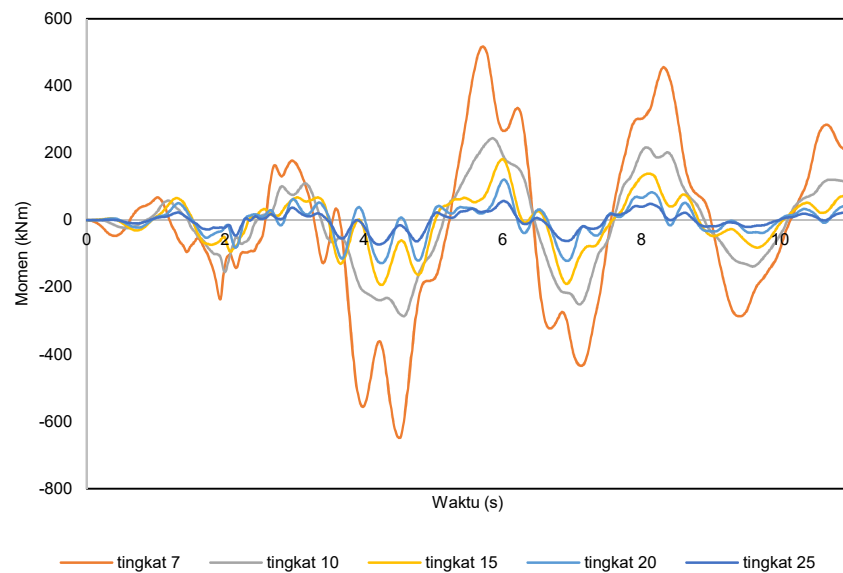
Perbandingan respons struktur pada kolom akibat beban gempa respons spektrum dan dinamik riwayat waktu (*time history*) diambil pada salah satu kolom K1 pada portal 11.



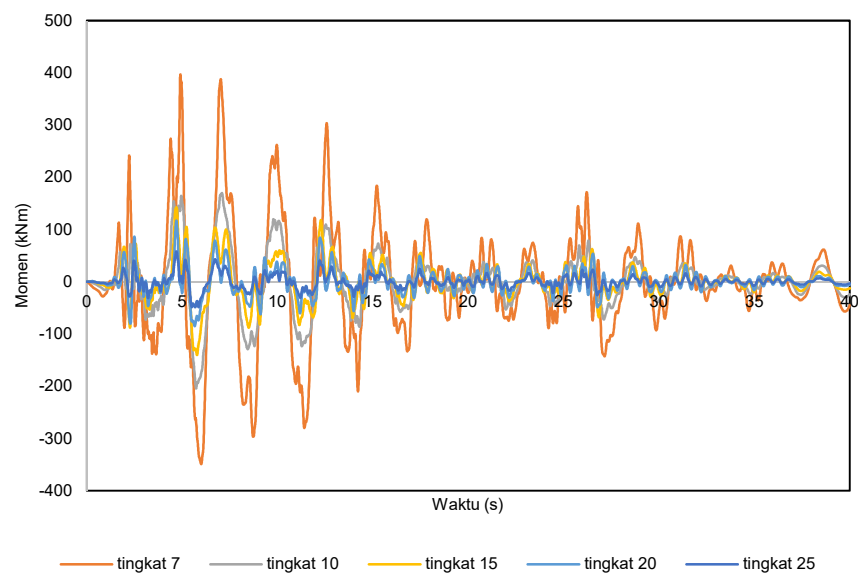
Gambar 5.27 Kolom K1 Portal 11

1. Momen Kolom

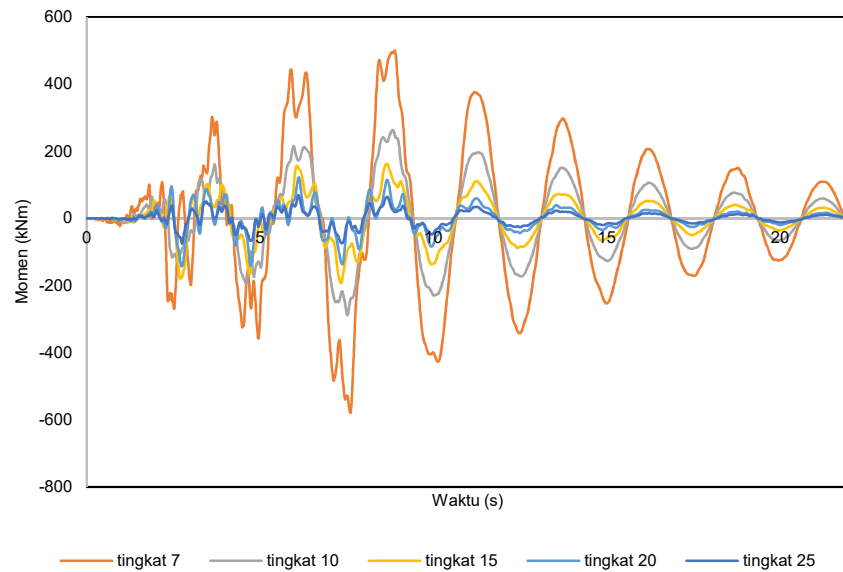
Hasil respons momen pada salah satu Kolom K1 pada portal 11 menggunakan ETABS 16.2 akibat beban dinamik riwayat waktu (*time history*) adalah sebagai berikut.



Gambar 5.28 Momen Kolom K1 Portal 11 akibat Beban Gempa Bucharest (Frekuensi Rendah)



Gambar 5.29 Momen Kolom K1 Portal 11 akibat Beban Gempa El Centro (Frekuensi Menengah)



Gambar 5.30 Momen Kolom K1 Portal 11 akibat Beban Gempa Kobe (Frekuensi Tinggi)

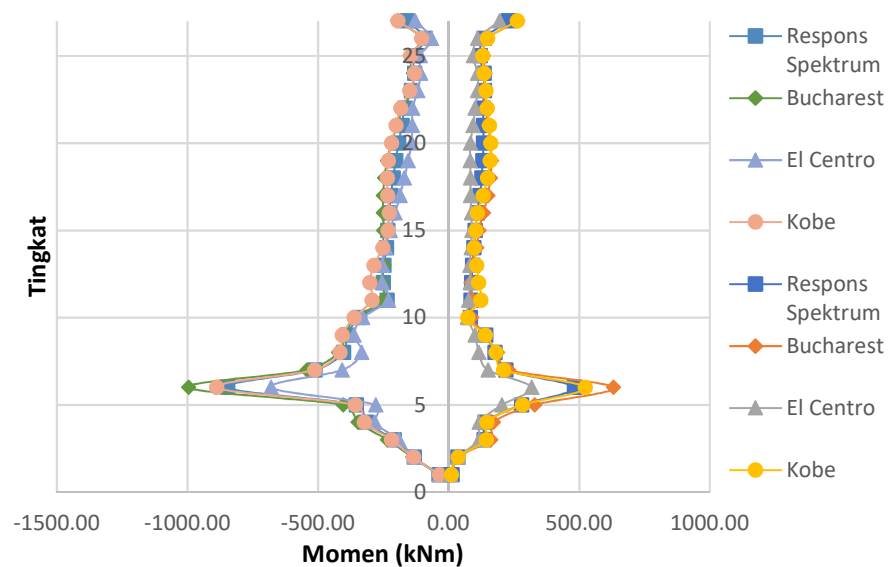
Beban dinamik riwayat waktu (*time history*) yang membebani struktur tersebut, menghasilkan respons struktur momen pada kolom yang sama. Hasil dari respons struktur momen akibat beban gempa Bucharest, El Centro, dan Kobe cenderung fluktuatif sama seperti beban gempanya yang juga fluktuatif, hal ini mengindikasikan bahwa analisis yang dilakukan sudah benar. Perbandingan momen pada salah satu kolom K1 pada portal 11 akibat beban respons spektrum dan dinamik riwayat waktu dapat dilihat pada Tabel 5.31 dan Gambar 5.31.

Tabel 5.31 Perbandingan Momen Kolom K1 Portal 11 Akibat Beban Kombinasi Maksimum

story	Respons Spektrum		Bucharest		El Centro		Kobe	
	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+
27	-160,44	227,49	-195,93	262,98	-128,13	195,18	-195,32	262,37
26	-90,98	134,94	-104,88	148,84	-66,31	110,27	-103,99	147,96
25	-134,89	119,80	-148,14	133,05	-109,50	94,41	-145,49	130,40
24	-131,54	134,51	-136,19	139,16	-107,43	110,40	-131,55	134,53
23	-143,89	135,67	-142,32	134,10	-118,85	110,63	-149,87	141,65
22	-168,31	131,54	-176,12	139,36	-137,96	101,19	-183,57	146,80

**Lanjutan Tabel 5.31 Perbandingan Momen Kolom K1 Portal 11 Akibat
Beban Kombinasi Maksimum**

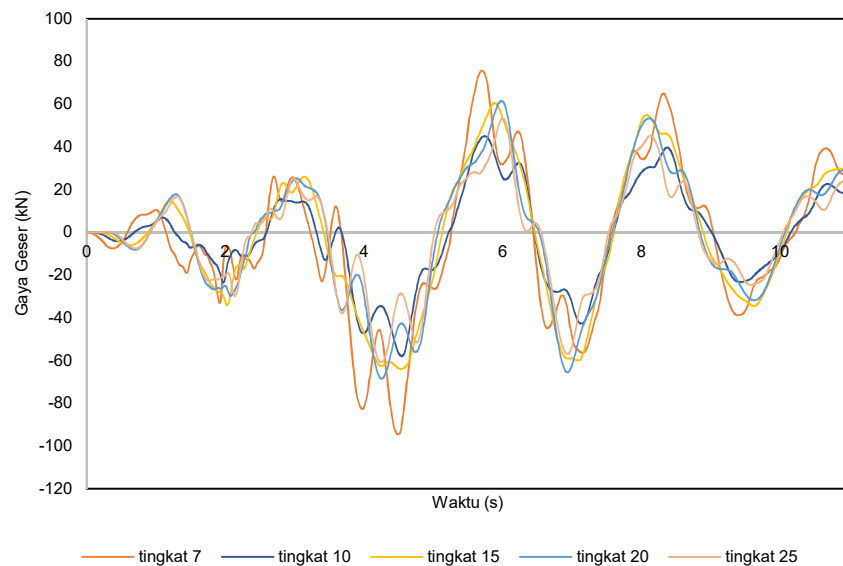
story	Respons Spektrum		Bucharest		El Centro		Kobe	
	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+
21	-179,33	132,99	-198,43	152,09	-139,55	93,21	-202,31	155,97
20	-191,84	132,48	-219,30	159,95	-142,44	83,08	-219,70	160,35
19	-203,24	130,22	-235,66	162,64	-155,30	82,29	-231,21	158,19
18	-213,12	126,13	-246,45	159,46	-170,04	83,05	-235,82	148,83
17	-221,30	118,82	-251,54	149,06	-186,31	83,83	-233,67	131,19
16	-227,65	109,28	-250,87	132,50	-205,49	87,12	-227,89	109,52
15	-233,44	100,93	-249,50	115,37	-224,20	88,04	-233,26	102,61
14	-239,32	96,21	-251,93	106,59	-240,89	85,46	-251,86	96,43
13	-248,13	90,93	-248,87	89,09	-254,10	80,65	-286,59	106,76
12	-251,73	87,64	-257,06	84,94	-254,36	82,20	-302,95	113,96
11	-236,57	84,27	-250,43	91,29	-230,52	75,61	-293,97	122,84
10	-341,99	82,64	-357,37	86,94	-329,28	71,51	-363,03	72,46
9	-390,05	140,87	-395,18	140,33	-362,44	100,12	-407,93	139,58
8	-403,30	176,56	-422,63	186,51	-333,67	115,51	-416,21	180,08
7	-512,27	218,62	-543,13	229,50	-407,95	150,84	-513,79	209,50
6	-846,88	480,52	-996,48	630,12	-679,72	317,05	-888,90	522,54
5	-354,02	277,83	-404,67	328,47	-279,88	203,69	-357,66	281,47
4	-316,03	138,99	-348,56	170,38	-282,63	116,74	-323,51	145,33
3	-209,54	134,32	-235,28	160,07	-191,24	116,03	-218,89	143,67
2	-131,66	34,84	-138,59	34,28	-131,66	35,98	-134,84	35,10
1	-37,85	12,31	-35,24	9,56	-35,24	6,11	-35,24	9,41



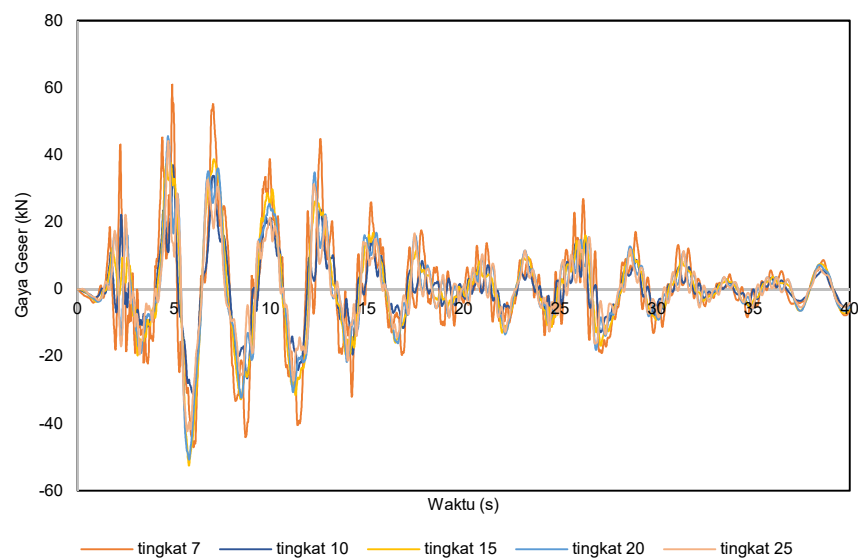
**Gambar 5.31 Perbandingan Momen Kolom K1 Portal 11 Beban
Kombinasi Maksimum**

2. Gaya Geser Kolom

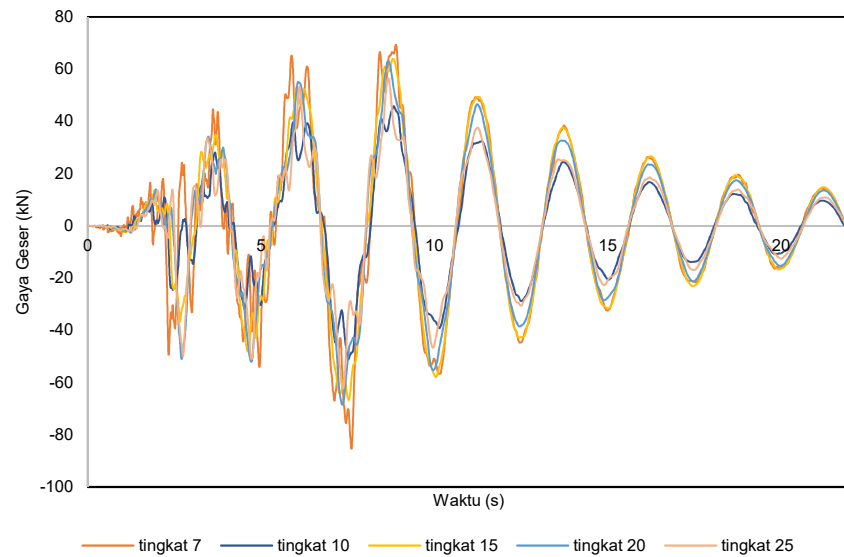
Hasil respons gaya geser pada salah satu Kolom K1 pada portal 11 menggunakan ETABS 16.2 akibat beban dinamik riwayat waktu (*time history*) adalah sebagai berikut.



Gambar 5.32 Gaya Geser Kolom K1 Portal 11 akibat Beban Gempa Bucharest (Frekuensi Rendah)



Gambar 5.33 Gaya Geser Kolom K1 Portal 11 akibat Beban Gempa El Centro (Frekuensi Menengah)



Gambar 5.34 Gaya Geser Kolom K1 Portal 11 akibat Beban Gempa Kobe (Frekuensi Tinggi)

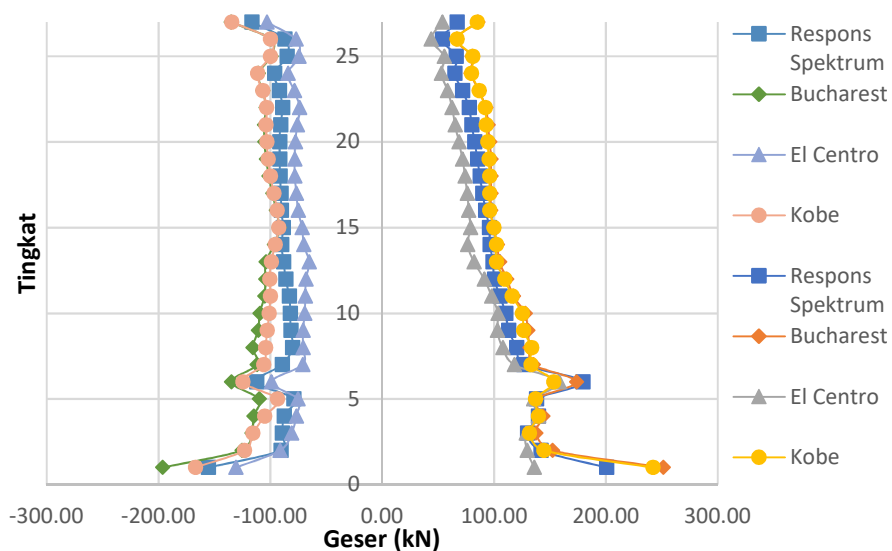
Beban dinamik riwayat waktu (*time history*) yang membebani struktur tersebut, menghasilkan respons struktur gaya geser pada kolom yang sama. Hasil dari respons struktur gaya geser akibat beban gempa Bucharest, El Centro, dan Kobe cenderung fluktuatif sama seperti beban gempanya yang juga fluktuatif, hal ini mengindikasikan bahwa analisis yang dilakukan sudah benar. Perbandingan gaya geser pada salah satu kolom K1 pada portal 11 akibat beban respons spektrum dan dinamik riwayat waktu dapat dilihat pada Tabel 5.32 dan Gambar 5.35.

Tabel 5.32 Perbandingan Gaya Geser Kolom K1 Portal 11 Akibat Beban Kombinasi Maksimum

story	Respons Spektrum		Bucharest		El Centro		Kobe	
	V-	V+	V-	V+	V-	V+	V-	V+
27	-116,62	66,80	-135,22	85,41	-103,33	53,52	-134,68	84,86
26	-87,05	53,77	-99,68	66,40	-77,03	43,75	-99,98	66,70
25	-85,21	65,97	-99,52	80,27	-74,47	55,22	-100,13	80,88
24	-96,43	64,72	-110,92	79,21	-84,42	52,71	-111,45	79,74
23	-91,96	71,61	-106,86	86,52	-78,67	58,33	-107,02	86,67
22	-89,25	77,69	-104,10	92,54	-73,89	62,33	-103,43	91,87
21	-90,98	79,97	-105,45	94,44	-76,03	65,02	-103,92	92,91

**Lanjutan Tabel 5.32 Perbandingan Gaya Geser Kolom K1 Portal 11
Akibat Beban Kombinasi Maksimum**

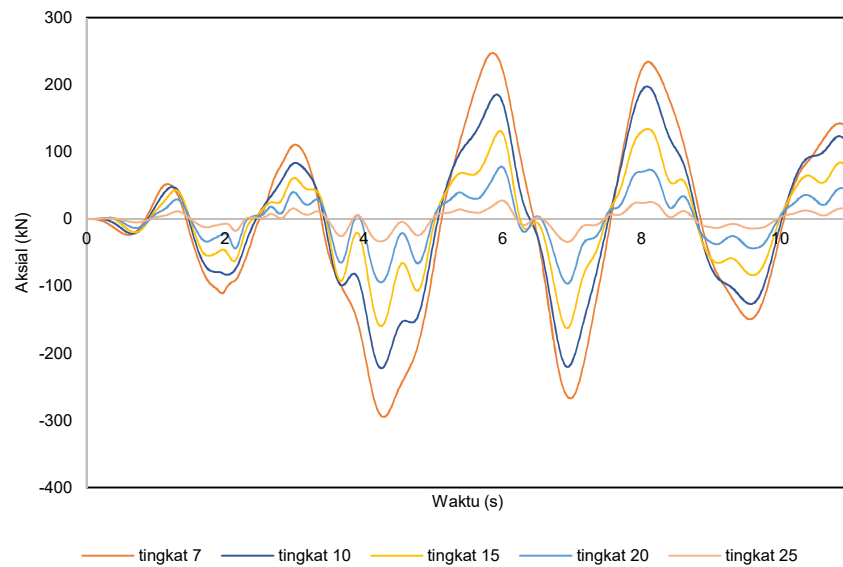
story	Respons Spektrum		Bucharest		El Centro		Kobe	
	V-	V+	V-	V+	V-	V+	V-	V+
20	-91,76	82,64	-105,23	96,11	-77,70	68,58	-103,31	94,19
19	-91,62	85,02	-103,71	97,11	-78,28	71,68	-101,96	95,36
18	-91,59	87,34	-101,44	97,18	-78,32	74,07	-100,12	95,86
17	-90,53	89,64	-98,05	97,17	-76,81	75,93	-96,92	96,03
16	-90,25	92,24	-94,89	96,88	-75,21	77,20	-93,94	95,93
15	-88,57	95,66	-92,23	99,31	-71,77	78,85	-92,72	99,80
14	-90,06	96,24	-96,56	102,73	-70,16	76,34	-95,84	102,02
13	-88,26	98,84	-104,19	104,76	-65,43	82,01	-99,30	101,88
12	-86,36	100,20	-104,44	111,29	-68,21	91,06	-100,61	109,46
11	-83,21	105,19	-105,32	117,30	-68,75	97,73	-99,95	115,93
10	-82,21	110,19	-109,61	127,68	-69,35	103,39	-101,15	125,11
9	-81,86	112,98	-110,98	129,98	-70,81	102,84	-102,85	126,42
8	-80,19	120,00	-115,72	131,83	-70,99	107,61	-104,40	133,62
7	-89,51	126,39	-112,06	134,95	-71,20	118,08	-106,03	132,91
6	-112,48	179,22	-134,85	173,48	-99,14	158,11	-124,62	153,25
5	-79,21	137,70	-110,19	137,49	-75,47	135,20	-93,74	136,98
4	-87,76	139,48	-115,06	143,37	-76,85	139,48	-105,20	139,48
3	-89,45	129,85	-116,51	137,22	-81,29	128,53	-115,72	131,42
2	-90,64	141,68	-125,62	151,97	-91,36	129,47	-123,24	144,35
1	-155,56	200,37	-196,35	251,17	-130,91	135,73	-167,13	241,95



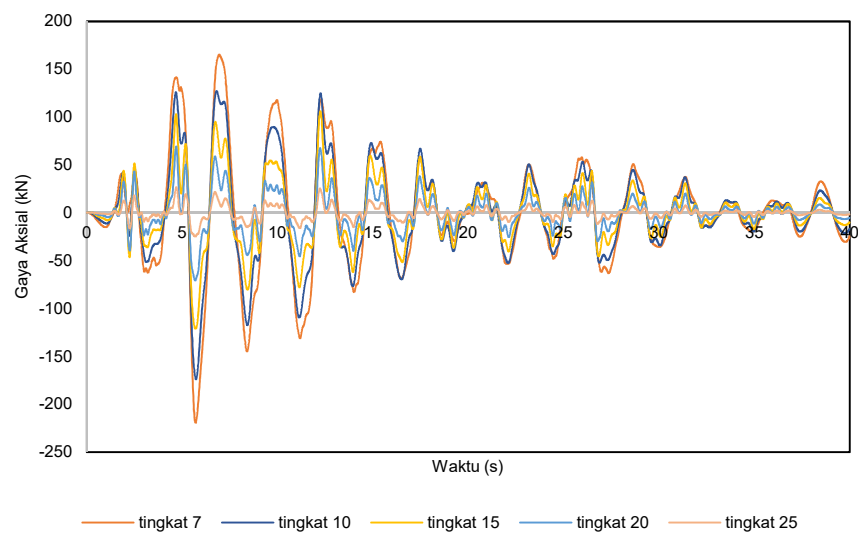
Gambar 5.35 Perbandingan Gaya Geser Kolom K1 Portal 11 Beban Kombinasi Maksimum

3. Gaya Aksial Kolom

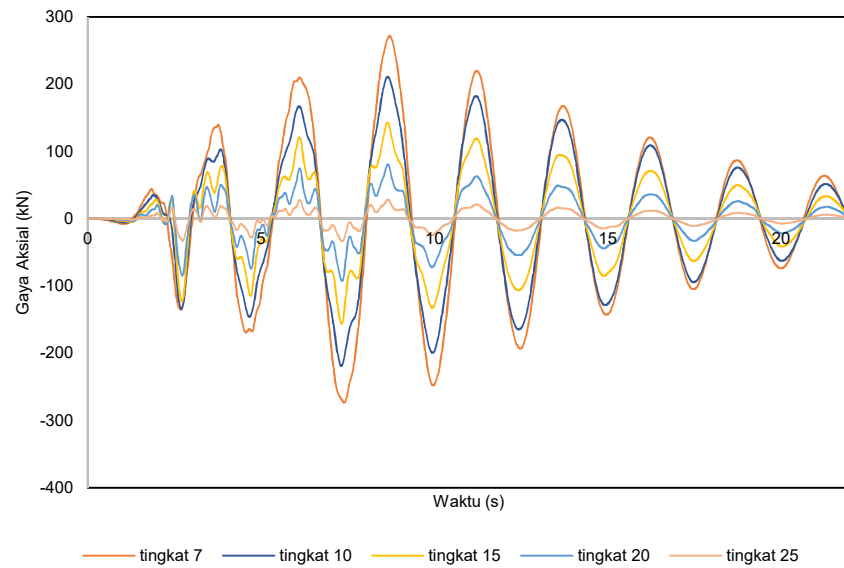
Hasil respons gaya aksial pada salah satu Kolom K1 pada portal 11 menggunakan ETABS 16.2 akibat beban dinamik riwayat waktu (*time history*) adalah sebagai berikut.



Gambar 5.36 Gaya Aksial Kolom K1 Portal 11 akibat Beban Gempa Bucharest (Frekuensi Rendah)



Gambar 5.37 Gaya Aksial Kolom K1 Portal 11 akibat Beban Gempa El Centro (Frekuensi Menengah)



Gambar 5.38 Gaya Aksial Kolom K1 Portal 11 akibat Beban Gempa Kobe (Frekuensi Tinggi)

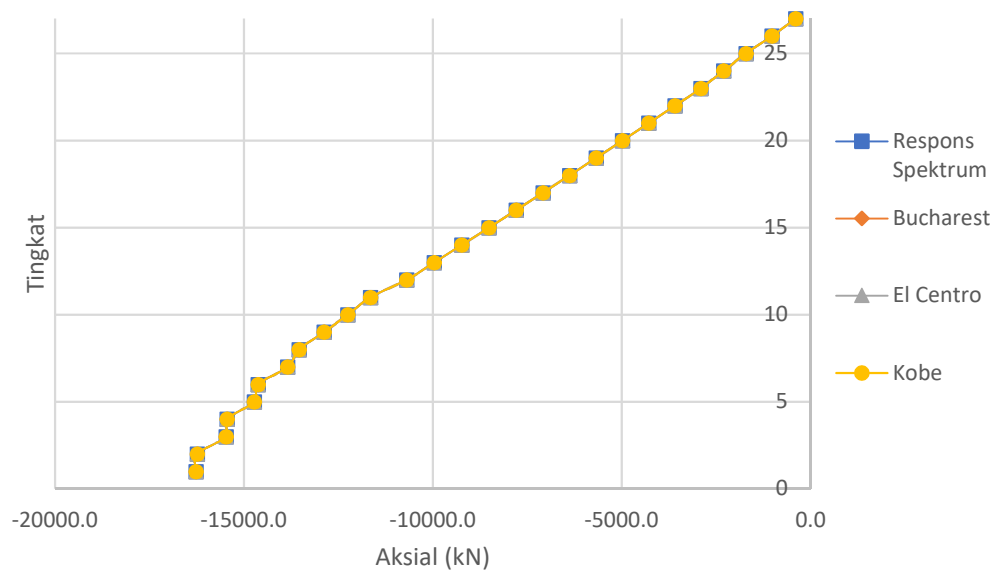
Beban dinamik riwayat waktu (*time history*) yang membebani struktur tersebut, dihasilkan respons struktur gaya aksial pada kolom yang sama. Hasil dari respons struktur gaya aksial akibat beban gempa Bucharest, El Centro, dan Kobe cenderung fluktuatif sama seperti beban gempanya yang juga fluktuatif, hal ini mengindikasikan bahwa analisis yang dilakukan sudah benar. Perbandingan gaya aksial pada salah satu kolom K1 pada portal 11 akibat beban respons spektrum dan dinamik riwayat waktu dapat dilihat pada Tabel 5.33 dan Gambar 5.39.

Tabel 5.33 Perbandingan Gaya Aksial Kolom K1 Portal 11 Akibat Beban Kombinasi Maksimum

story	Respons Spektrum	Bucharest	El Centro	Kobe
27	-397,8	-397,8	-397,8	-397,8
26	-1025,6	-1025,6	-1025,6	-1025,6
25	-1711,9	-1711,9	-1711,9	-1711,9
24	-2307,0	-2307,0	-2307,0	-2307,0
23	-2903,7	-2903,7	-2903,7	-2903,7
22	-3594,2	-3594,2	-3594,2	-3594,2

**Lanjutan Tabel 5.33 Perbandingan Gaya Aksial Kolom K1 Portal 11
Akibat Beban Kombinasi Maksimum**

story	Respons Spektrum	Bucharest	El Centro	Kobe
21	-4286,8	-4286,8	-4286,8	-4286,8
20	-4982,1	-4982,1	-4982,1	-4982,1
19	-5680,6	-5680,6	-5680,6	-5680,6
18	-6382,5	-6382,5	-6382,5	-6382,5
17	-7088,8	-7088,8	-7088,8	-7088,8
16	-7799,2	-7799,2	-7799,2	-7799,2
15	-8515,2	-8515,2	-8515,2	-8515,2
14	-9235,9	-9235,9	-9235,9	-9235,9
13	-9963,4	-9963,4	-9963,4	-9963,4
12	-10696,9	-10696,9	-10696,9	-10696,9
11	-11652,1	-11652,1	-11652,1	-11652,1
10	-12252,1	-12252,1	-12252,1	-12252,1
9	-12878,8	-12878,8	-12878,8	-12878,8
8	-13539,3	-13539,3	-13539,3	-13539,3
7	-13844,2	-13844,2	-13844,2	-13844,2
6	-14625,7	-14625,7	-14625,7	-14625,7
5	-14727,0	-14727,0	-14727,0	-14727,0
4	-15447,9	-15447,9	-15447,9	-15447,9
3	-15476,9	-15476,9	-15476,9	-15476,9
2	-16239,4	-16239,4	-16239,4	-16239,4
1	-16268,3	-16268,3	-16268,3	-16268,3



**Gambar 5.39 Perbandingan Gaya Aksial Kolom K1 Portal 11 Beban
Kombinasi Maksimum**

Dari perbandingan momen, gaya geser, dan gaya aksial pada kolom, hasil perbedaan untuk semua beban gempa tidaklah terlalu signifikan. Dari semua beban gempa baik momen maupun gaya geser nilai maksimalnya semua ditentukan oleh beban gempa dinamik riwayat waktu Bucharest (frekuensi rendah).

5.10 Perencanaan Elemen Struktur

Berdasarkan perbandingan respons struktur akibat beban respons spektrum dan dinamik riwayat waktu (*time history*), hasil respons struktur terbesar diakibatkan oleh beban dinamik riwayat waktu (*time history*) yaitu akibat beban gempa Bucharest (gempa frekuensi rendah). Perencanaan struktur untuk redesain dihitung berdasarkan gaya-gaya yang dihasilkan oleh analisis beban gempa Bucharest (gempa frekuensi rendah).

5.10.1. Perencanaan Pelat

Pelat merupakan suatu struktur yang berfungsi sebagai penahan beban gravitasi yang nantinya akan disalurkan ke balok, kolom dan pondasi. Pada penelitian ini perencanaan pelat menggunakan $f'c$ 30 MPa, f_y 400 MPa, dan f_{ys} 240 MPa. Berikut merupakan contoh perhitungan analisis perencanaan pelat S1-1 dengan bentang panjang $l_y = 8$ m dan bentang pendek $l_x = 4$ m sehingga perbandingan $l_y/l_x = 2$.

1. Pembebanan Pelat

Didapat dari perhitungan beban pelat lantai sebelumnya

$$Q_d = 4,608 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_l = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

Beban terfaktor (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2Q_d + 1,6Q_l \\ &= 1,2 \cdot 4,608 + 1,6 \cdot 1,92 \\ &= 8,601 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Momen Pelat

Perhitungan momen pelat menggunakan koefisien momen (C_u) berdasarkan peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI) 1971 Tabel 13.3.1 dan Tabel 13.3.2. Pelat lantai pada penelitian ini ditumpu balok-balok dengan ke empat

sisinya dengan perletakan pelat pada balok terjepit penuh. Dari tabel 13.3.1 PBI-1971 didapatkan koefisien (C_u) dengan perbandingan $l_y/l_x = 2$.

Tabel 5.34 Koefisien Momen, C_u

l_y/l_x	2
M_{tx}	83
M_{lx}	41
M_{ty}	57
M_{ly}	12

Dari hasil koefisien momen (C_u) diatas selanjutnya dihitung momen-momen sebagai berikut.

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0,001 \cdot Q_u \cdot l_x^2 \cdot C_u \\ &= 0,001 \cdot 8,601 \cdot 4^2 \cdot 83 \\ &= 11,422 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0,001 \cdot Q_u \cdot l_x^2 \cdot C_u \\ &= 0,001 \cdot 8,601 \cdot 4^2 \cdot 41 \\ &= 5,642 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= 0,001 \cdot Q_u \cdot l_x^2 \cdot C_u \\ &= 0,001 \cdot 8,601 \cdot 4^2 \cdot 57 \\ &= 7,844 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0,001 \cdot Q_u \cdot l_x^2 \cdot C_u \\ &= 0,001 \cdot 8,601 \cdot 4^2 \cdot 12 \\ &= 1,651 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Perhitungan Tulangan

Digunakan diameter tulangan pokok 10 mm, diameter tulangan susut 8 mm, tebal selimut beton (S_b) 20 mm, dan tebal pelat S1-1 sebesar 120 mm.

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

$$\beta_1 = 0,85 - \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) \cdot 0,005 = 0,85 - \left(\frac{30 - 28}{7} \right) \cdot 0,05 = 0,836$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{240}{200000} = 0,0012$$

a. Tumpuan arah x (M_{tx})

$$d_s = S_b + \frac{1}{2} D = 20 + \frac{1}{2} \cdot 10 = 25 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 120 - 25 = 95 \text{ mm}$$

1) Tulangan pokok

$$M_u = 11,422 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{11,422}{0,9} = 12,691 \text{ kNm} = 12691494,1 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min 1} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 240} = 0,00571$$

$$\rho_{\min \text{ pakai}} = 0,00583$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} = \frac{0,85 \cdot 30}{240} \cdot 0,836 \cdot \frac{0,003}{0,003 + 0,0012} = 0,0634$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,0634 = 0,0476$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{240}{0,85 \cdot 30} = 9,412$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{12691494,1}{1000 \cdot 95^2} = 1,757 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{9,412} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 9,412 \cdot 1,757}{240}} \right)$$

$$= 0,00759$$

$$\rho_{\min} = 0,00583 < \rho_{\text{perlu}} = 0,00759 < \rho_{\max} = 0,0476, \text{ maka } \rho_{\text{pakai}} = 0,00759.$$

Sehingga $A_{s \text{ pakai}}$ dapat dicari dengan persamaan :

$$A_{s \text{ pakai}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00759 \cdot 1000 \cdot 95 = 645,177 \text{ mm}^2$$

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{1d} \cdot b}{A_s} = \frac{78,54 \cdot 1000}{645,177} = 121,734 \text{ mm}$$

Syarat :

$$s \leq 2h = 2 \cdot 120 = 240 \text{ mm}$$

$$s \leq 450 \text{ mm}$$

dipakai jarak tulangan (s) = 100 mm

sehingga dipakai tulangan D10-100

$$A_{\text{Sterpasang}} = \frac{A_{1d} \cdot b}{s} = \frac{78,54 \cdot 1000}{100} = 785,4 \text{ mm}^2 > 645,177 \text{ mm}^2$$

2) Tulangan susut

$$A_{\text{sst}} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,266 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{1d} \cdot b}{A_s} = \frac{50,266 \cdot 1000}{240} = 209,440 \text{ mm}$$

$$s \leq 5h = 5 \cdot 120 = 600 \text{ mm}$$

$$s \leq 450 \text{ mm}$$

dipakai jarak tulangan (s) = 200 mm

sehingga dipakai tulangan P8-200

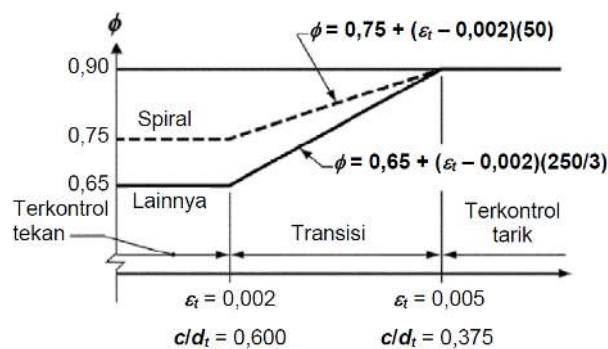
$$A_{\text{Sterpasang}} = \frac{A_{1d} \cdot b}{s} = \frac{50,266 \cdot 1000}{200} = 251,317 \text{ mm}^2 > 240 \text{ mm}^2$$

3) Kontrol kapasitas

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{785,4 \cdot 240}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 7,392 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,392}{0,836} = 8,842 \text{ mm}$$

untuk mengetahui nilai ϕ yang digunakan, maka besarnya nilai dari perhitungan regangan tarik diplotkan dengan nilai yang sesuai pada gambar 5.40 berikut.



Gambar 5.40 Variasi ϕ

$$\varepsilon_t = \frac{95 - 8,842}{8,842} \cdot 0,003 = 0,0292$$

$\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang terkendali tarik $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 785,4 \cdot 240 \cdot \left(95 - \frac{7,392}{2}\right) \\ &= 17210483,78 \text{ Nmm} = 17,210 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 17,210 = 15,489 \text{ kNm} > 11,422 \text{ kNm (Oke)}$$

b. Lapangan arah x (M_{lx})

$$d_s = S_b + \frac{1}{2} D = 20 + \frac{1}{2} \cdot 10 = 25 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 120 - 25 = 95 \text{ mm}$$

1) Tulangan pokok

$$M_u = 5,642 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5,642}{0,9} = 6,269 \text{ kNm} = 6269292,27 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min 1} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 240} = 0,00571$$

$$\rho_{\min \text{ pakai}} = 0,00583$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} = \frac{0,85 \cdot 30}{240} \cdot 0,836 \cdot \frac{0,003}{0,003 + 0,0012} = 0,0634$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,0634 = 0,0476$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{240}{0,85 \cdot 30} = 9,412$$

$$Rn = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{6269292,27}{1000 \cdot 95^2} = 0,695 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}}\right) = \frac{1}{9,412} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 9,412 \cdot 0,695}{240}}\right)$$

$$= 0,00293 < \rho_{\min} = 0,00583$$

Karena $\rho < \rho_{\min}$, maka $\rho_{\text{pakai}} = 0,00583$. Sehingga $A_{s\text{pakai}}$ dapat dicari dengan persamaan :

$$A_{s\text{pakai}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00583 \cdot 1000 \cdot 95 = 554,167 \text{ mm}^2$$

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{1d} \cdot b}{A_s} = \frac{78,54 \cdot 1000}{554,167} = 141,726 \text{ mm}$$

Syarat :

$$s \leq 2h = 2 \cdot 120 = 240 \text{ mm}$$

$$s \leq 450 \text{ mm}$$

dipakai jarak tulangan (s) = 100 mm

sehingga dipakai tulangan D10-100

$$A_{\text{Sterpasang}} = \frac{A_{1d} \cdot b}{s} = \frac{78,54 \cdot 1000}{100} = 785,4 \text{ mm}^2 > 554,167 \text{ mm}^2$$

2) Kontrol kapasitas

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{785,4 \cdot 240}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 7,392 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,392}{0,836} = 8,842 \text{ mm}$$

kontrol ϕ :

$$\varepsilon_t = \frac{95 - 8,842}{8,842} \cdot 0,003 = 0,0292$$

$\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang terkendali tarik $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 785,4 \cdot 240 \cdot \left(95 - \frac{7,392}{2} \right) \\ &= 17210483,78 \text{ Nmm} = 17,210 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 17,210 = 15,489 \text{ kNm} > 5,642 \text{ kNm (Oke)}$$

c. Tumpuan arah y (M_{ty})

$$d_s = S_b + \frac{1}{2} D = 20 + \frac{1}{2} \cdot 10 = 25 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 120 - 25 = 95 \text{ mm}$$

1) Tulangan pokok

$$M_u = 7,844 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{7,844}{0,9} = 8,716 \text{ kNm} = 8715845,346 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min 1} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 240} = 0,00571$$

$$\rho_{\min \text{ pakai}} = 0,00583$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} = \frac{0,85 \cdot 30}{240} \cdot 0,836 \cdot \frac{0,003}{0,003 + 0,0012} = 0,0634$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,0634 = 0,0476$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{240}{0,85 \cdot 30} = 9,412$$

$$Rn = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{8715845,346}{1000 \cdot 95^2} = 0,966 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{9,412} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 9,412 \cdot 0,966}{240}} \right) \\ &= 0,00410 < \rho_{\min} = 0,00583 \end{aligned}$$

Karena $\rho < \rho_{\min}$, maka $\rho_{\text{pakai}} = 0,00583$. Sehingga $A_{S_{\text{pakai}}}$ dapat dicari dengan persamaan :

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00583 \cdot 1000 \cdot 95 = 554,167 \text{ mm}^2$$

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{1d} \cdot b}{A_s} = \frac{78,54 \cdot 1000}{554,167} = 141,726 \text{ mm}$$

Syarat :

$$s \leq 2h = 2 \cdot 120 = 240 \text{ mm}$$

$$s \leq 450 \text{ mm}$$

dipakai jarak tulangan (s) = 100 mm

sehingga dipakai tulangan D10-100

$$A_{S_{\text{terpasang}}} = \frac{A_{1d} \cdot b}{s} = \frac{78,54 \cdot 1000}{100} = 785,4 \text{ mm}^2 > 554,167 \text{ mm}^2$$

2) Tulangan susut

$$A_{s_{st}} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 50,266 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{1d} \cdot b}{A_s} = \frac{50,266 \cdot 1000}{240} = 209,440 \text{ mm}$$

$$s \leq 5h = 5 \cdot 120 = 600 \text{ mm}$$

$$s \leq 450 \text{ mm}$$

dipakai jarak tulangan (s) = 200 mm

sehingga dipakai tulangan P8-200

$$A_{\text{Sterpasang}} = \frac{A_1 d \cdot b}{s} = \frac{50,266 \cdot 1000}{200} = 251,317 \text{ mm}^2 > 240 \text{ mm}^2$$

3) Kontrol kapasitas

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{785,4 \cdot 240}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 7,392 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,392}{0,836} = 8,842 \text{ mm}$$

kontrol ϕ :

$$\varepsilon_t = \frac{95 - 8,842}{8,842} \cdot 0,003 = 0,0292$$

$\varepsilon_t > 0,005$, maka penampang terkendali tarik $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 785,4 \cdot 240 \cdot \left(95 - \frac{7,392}{2} \right) \\ &= 17210483,78 \text{ Nmm} = 17,210 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 17,210 = 15,489 \text{ kNm} > 7,844 \text{ kNm (Oke)}$$

d. Lapangan arah y (M_{ly})

$$d_s = S_b + \frac{1}{2} D = 20 + \frac{1}{2} \cdot 10 = 25 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 120 - 25 = 95 \text{ mm}$$

3) Tulangan pokok

$$M_u = 1,651 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1,651}{0,9} = 1,835 \text{ kNm} = 1834914,810 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\text{min1}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\rho_{\text{min2}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 240} = 0,00571$$

$$\rho_{\text{min pakai}} = 0,00583$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} = \frac{0,85 \cdot 30}{240} \cdot 0,836 \cdot \frac{0,003}{0,003 + 0,0012} = 0,0634$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,0634 = 0,0476$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{240}{0,85 \cdot 30} = 9,412$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1834914,810}{1000 \cdot 95^2} = 0,254 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{9,412} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 9,412 \cdot 0,254}{240}} \right) \\ &= 0,00254 < \rho_{\text{min}} = 0,00583 \end{aligned}$$

Karena $\rho < \rho_{\text{min}}$, maka $\rho_{\text{pakai}} = 0,00583$. Sehingga A_{Spakai} dapat dicari dengan persamaan :

$$A_{\text{Spakai}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00583 \cdot 1000 \cdot 95 = 554,167 \text{ mm}^2$$

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{1d} \cdot b}{A_s} = \frac{78,54 \cdot 1000}{554,167} = 141,726 \text{ mm}$$

Syarat :

$$s \leq 2h = 2 \cdot 120 = 240 \text{ mm}$$

$$s \leq 450 \text{ mm}$$

dipakai jarak tulangan (s) = 100 mm

sehingga dipakai tulangan D10-100

$$A_{\text{Sterpasang}} = \frac{A_{1d} \cdot b}{s} = \frac{78,54 \cdot 1000}{100} = 785,4 \text{ mm}^2 > 554,167 \text{ mm}^2$$

4) Kontrol kapasitas

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{785,4 \cdot 240}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 7,392 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,392}{0,836} = 8,842 \text{ mm}$$

untuk mengetahui nilai ϕ yang digunakan, maka besarnya nilai dari perhitungan regangan tarik diplotkan dengan nilai yang sesuai pada gambar 5.41 berikut.

kontrol ϕ :

$$\epsilon_t = \frac{95 - 8,842}{8,842} \cdot 0,003 = 0,0292$$

$\epsilon_t > 0,005$, maka penampang terkendali tarik $\phi = 0,9$

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

$$= 785,4 \cdot 240 \cdot \left(95 - \frac{7,392}{2}\right)$$

$$= 17210483,78 \text{ Nmm} = 17,210 \text{ kNm}$$

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 17,210 = 15,489 \text{ kNm} > 1,651 \text{ kNm (Oke)}$$

Perhitungan tipikal pelat yang lain selanjutnya dilakukan dengan cara yang sama, sehingga hasil yang didapatkan, dapat dilihat pada tabel 5.35 berikut.

Tabel 5.35 Rekapitulasi Perencanaan Pelat

Tipe Pelat	Tebal (h) mm	Tulangan	Arah X (mm)		Arah Y (mm)	
			Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
S1-1	120	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-200	-	P8-200	-
S1-2	120	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-200	-	P8-200	-
S1-3	120	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-200	-	P8-200	-
S1-4	120	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-200	-	P8-200	-
S1-5	120	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-200	-	P8-200	-
S1-6	120	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-200	-	P8-200	-
S1-7	120	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-200	-	P8-200	-
S1-8	120	Pokok	D10-100	D10-100	-	-
		Susut	P8-200	-	-	-
S2-1	150	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-150	-	P8-150	-
S2-2	150	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-150	-	P8-150	-
S2-3	150	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-150	-	P8-150	-
S2-4	150	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-150	-	P8-150	-
S2-5	150	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-150	-	P8-150	-
S2-6	150	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-150	-	P8-150	-

Lanjutan Tabel 5.35 Rekapitulasi Perencanaan Pelat

Tipe Pelat	Tebal (h) mm	Tulangan	Arah X (mm)		Arah Y (mm)	
			Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
S2-7	150	Pokok	D10-100	D10-100	D10-100	D10-100
		Susut	P8-150	-	P8-150	-
S2-8	150	Pokok	D10-100	D10-100	-	-
		Susut	P8-150	-	-	-

Tabel 5.36 merupakan data eksisting pelat pada hotel Swissbell.

Tabel 5.36 Data Eksisting Pelat Hotel Swissbell

Tipe Pelat	Tebal (h) mm	Tulangan	Arah X (mm)		Arah Y (mm)	
			Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
S1-1	120	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S1-2	120	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S1-3	120	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S1-4	120	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S1-5	120	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S1-6	120	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S1-7	120	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S1-8	120	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S2-1	150	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S2-2	150	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S2-3	150	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S2-4	150	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-

Lanjutan Tabel 5.36 Data Eksisting Pelat Hotel Swissbell

Tipe Pelat	Tebal (h) mm	Tulangan	Arah X (mm)		Arah Y (mm)	
			Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
S2-5	150	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S2-6	150	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S2-7	150	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-
S2-8	150	Pokok	D10-200	D10-200	D10-150	D10-150
		Susut	-	-	-	-

Berdasarkan hasil redesain perencanaan pelat dan data eksisting pada hotel Swissbell, didapatkan bahwa hasil redesain perencanaan pelat lebih aman dibandingkan dengan data eksisting pada hotel Swissbell.

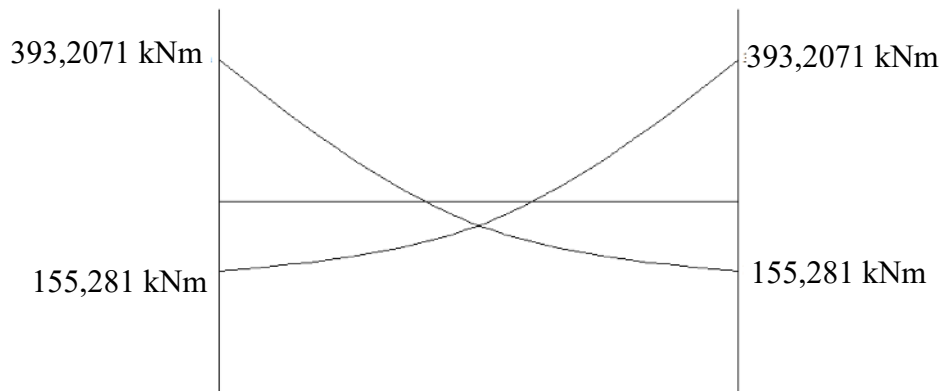
5.10.2. Redistribusi Momen

Dasar perencanaan tulangan balok menggunakan redistribusi momen akibat kombinasi gempa, beban mati, dan beban hidup yang sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.2 menyatakan bahwa kuat momen positif pada muka *joint* harus tidak kurang dari setengah kuat momen negative yang disediakan pada muka *joint* tersebut. Dari hasil analisis struktur menggunakan ETABS 16.2, didapatkan momen ultimit maksimal pada balok. Berikut adalah contoh perhitungan redistribusi momen pada balok B7 (300x650) dengan bentang 8 m pada tingkat 1-6. Diketahui momen ultimit pada balok B7 (300x650) sebesar :

$$M_u^- = 393,2071 \text{ kNm}$$

$$M_u^+ = 155,2811 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M = 393,2071 + 155,2811 + 393,2071 + 155,2811 = 1096,976 \text{ kNm}$$



Gambar 5.41 Momen Ultimit Balok B7

Dicoba M_u^- didistribusi 8% :

$$M_u^- = 393,2071 - (8\% \times 393,2071) = 361,7505 \text{ kNm}$$

$$M_u^+ = \frac{1096,976 - (2 \cdot 361,7505)}{2} = 186,7377 \text{ kNm} > 50\% M_u^- \text{ (oke)}$$

Dari perhitungan di atas didapat nilai :

$$M_u^- = 361,7505 \text{ kNm}$$

$$M_u^+ = 186,7377 \text{ kNm}$$

5.10.3. Perencanaan Balok

Perencanaan balok yang dicontohkan di bawah ini adalah perencanaan balok B7 (300x650), dengan data sebagai berikut :

Tegangan desak beton, f'_c	= 30 MPa
Tegangan leleh baja, f_y	= 400 MPa
Tegangan leleh baja, f_{ys}	= 240 MPa
Modulus elastisitas baja, E_s	= 200000 MPa
Regangan maksimum beton, ϵ_c	= 0,003
Diameter tulangan pokok	= 22 mm
Diameter tulangan Sengkang	= 10 mm
Selimit beton, S_b	= 40 mm

$$\beta_1 = 0,85 - \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) \cdot 0,005 = 0,85 - \left(\frac{30 - 28}{7} \right) \cdot 0,05 = 0,836$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

1. Tulangan Longitudinal Balok

Perencanaan tulangan longitudinal balok yang dicontohkan di bawah ini adalah perencanaan tulangan longitudinal balok B7 (300x650) pada daerah tumpuan.

a. Cek dimensi balok

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_{rc}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1}{m} \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} = \frac{0,836}{15,686} \cdot \frac{0,003}{0,003 + 0,002} = 0,03197$$

$$\rho_m = 0,75 \rho_b = 0,75 \cdot 0,03197 = 0,02397$$

$$\begin{aligned} R_b &= \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{2} (\rho_b \cdot m)\right) \\ &= 0,03197 \cdot 400 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} (0,03197 \cdot 15,686)\right) \\ &= 9,581 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$R_m = 0,75 R_b = 0,75 \cdot 9,581 = 7,785 \text{ MPa}$$

Untuk pengecekan dimensi balok B7 diambil momen maksimum hasil dari redistribusi momen, yaitu :

$$M_u^- = 361,7505 \text{ kNm}$$

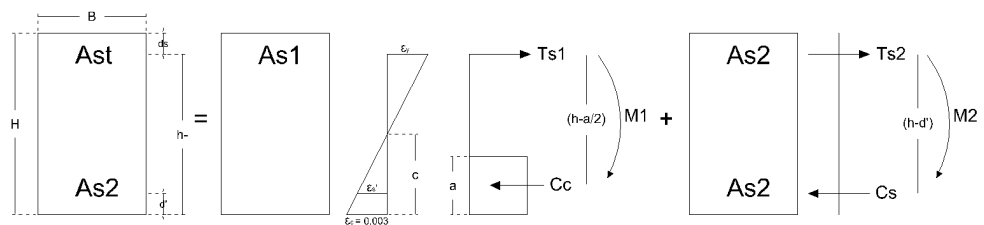
$$M_u^+ = 186,7377 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u^-}{\phi} = \frac{361,7505}{0,9} = 401,945 \text{ kNm} = 401945035,6 \text{ Nmm}$$

Asumsi $H = 2b$

$$b = \sqrt[3]{\frac{M_n}{4 \cdot R_m}} = \sqrt[3]{\frac{401945035,6}{4 \cdot 7,785}} = 218,895 \text{ mm}$$

dipakai $b = 300 \text{ mm}$ dan $H = 650 \text{ mm}$



Gambar 5.42 Diagram Tegangan Regangan Balok Tulangan Rangkap

Tulangan yang dibutuhkan untuk momen negatif diperkirakan 2 lapis.

$$\begin{aligned}d &= S_b + \emptyset_{\text{sengkang}} + \emptyset_{\text{pokok}} + \frac{1}{2} j.a.t \\ &= 40 + 10 + 22 + \frac{1}{2} .25 \\ &= 84,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d' &= S_b + \emptyset_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} .\emptyset_{\text{pokok}} \\ &= 40 + 10 + \frac{1}{2} . 22 \\ &= 61 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tinggi efektif balok :

$$h^- = H - d = 650 - 84,5 = 565,5 \text{ mm}$$

$$h^+ = H - d' = 650 - 61 = 589 \text{ mm}$$

b. Komponen tulangan sebelah

Dipakai nilai $R1 = 0,2 Rb$

$$R1 = 0,2 . 9,581 = 1,916 \text{ MPa}$$

$$M1 = R1 . b . (h^-)^2 = 1,916 . 300 . 565,5^2 = 183828641,7 \text{ Nmm}$$

$$M1 = C_c . \left(h^- - \frac{a}{2} \right)$$

$$183828641,7 = 0,85 . f'c . a . b . \left(565,5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$183828641,7 = 0,85 . 30 . a . 300 . \left(565,5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$3825 a^2 - 4326075 a + 183828641,7 = 0$$

$$a = 44,222 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{44,222}{0,836} = 52,916 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 . f'c . a . b = 0,85 . 30 . 44,222 . 300 = 338300,347 \text{ N}$$

$$C_c = T_s = A_{S1} . f_y$$

$$A_{S1} = \frac{C_c}{f_y} = \frac{338300,347}{400} = 845,751 \text{ mm}^2$$

$$A_{1D} = \frac{1}{4} \pi . D^2 = \frac{1}{4} \pi . 22^2 = 380,1 \text{ mm}^2$$

$$n1 = \frac{A_{S1}}{A_{1D}} = \frac{845,751}{380,1} = 2,225 \text{ buah}$$

dipakai tulangan sebanyak 3 buah = 3 D22

$$A_{S1\text{pakai}} = n . A_{1D} = 3 . 380,1 = 1140,398 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{1140,398 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 300} = 59,629 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{59,629}{0,836} = 71,350 \text{ mm}$$

cek tulangan baja desak :

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \epsilon_c = \frac{71,350 - 61}{71,350} \cdot 0,003 = 0,000435 < \epsilon_y \text{ (baja desak belum}$$

leleh)

$$\begin{aligned} Mn1 &= C_c \cdot \left(h - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 59,629 \cdot 300 \cdot \left(565,5 - \frac{59,629}{2} \right) \\ &= 244357975,1 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

c. Komponen tulangan rangkap

$$Mn2 = Mn - Mn1 = 401945035,6 - 244357975,1 = 157587060,5 \text{ Nmm}$$

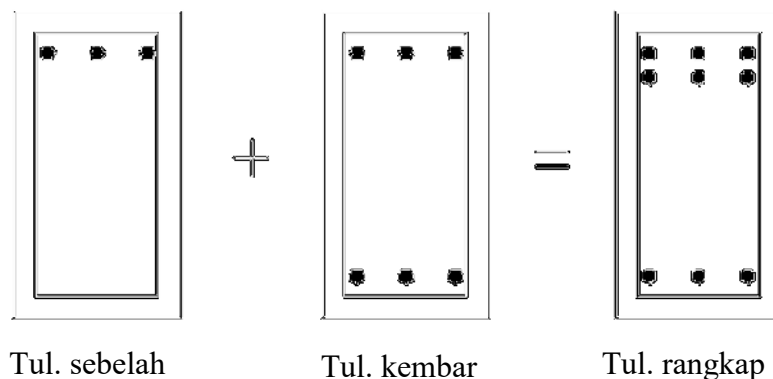
$$T_{S2} = \frac{Mn2}{H - d'} = \frac{157587060,5}{565,5 - 61} = 312362,855 \text{ N}$$

$$As2 = \frac{T_{S2}}{fy} = \frac{312362,855}{400} = 780,907 \text{ mm}^2$$

$$n2 = \frac{As2}{A_{1D}} = \frac{780,907}{380,1} = 2,054 \text{ buah}$$

dipakai tulangan sebanyak 3 buah = 3 D22

dari perhitungan di atas didapatkan:



Gambar 5.43 Komposisi Tulangan Rangkap

kontrol jarak antar tulangan :

$$s = \frac{b - 2(Sb + \emptyset_{\text{senggang}}) - n \text{ tulangan} \cdot \emptyset_{\text{pokok}}}{n \text{ tulangan} - 1}$$

$$= \frac{300 - 2(40 + 10) - 3 \cdot 22}{3 - 1} = 67 \text{ mm} > 25 \text{ mm (oke)}$$

d. kontrol kuat lentur momen negatif

$$A_{st} = 6.380,1 = 2280,796 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'} = 3.380,1 = 1140,398 \text{ mm}^2$$

Keseimbangan gaya-gaya horizontal :

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_{st} \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_{s'} \cdot \frac{a - \beta_1}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s$$

$$2280,796 \cdot 400 = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 300 + 1140,398 \cdot \frac{a - 0,836}{a} \cdot 0,003 \cdot 200000$$

$$7650 a^2 - 228079,6267 a - 34881520,62 = 0$$

$$a = 84,058 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{84,058}{0,836} = 100,583 \text{ mm}$$

cek tulangan baja desak :

$$\epsilon_{s'} = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{100,583 - 61}{100,583} \cdot 0,003$$

$$= 0,00118 < \epsilon_y \text{ (baja desak belum leleh)}$$

$$f_s' = \epsilon_{s'} \cdot E_s = 0,00118 \cdot 200000 = 236,121 \text{ MPa}$$

kontrol nilai ϕ :

$$dst = S_b + \emptyset_{\text{senggang}} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset_{\text{pokok}}$$

$$= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 22$$

$$= 61 \text{ mm}$$

$$dt = H - dst = 650 - 61 = 589 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{dt - c}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{589 - 100,583}{100,583} \cdot 0,003 = 0,0146 > 0,005$$

$$\epsilon_t > 0,005, \text{ maka } \phi = 0,9$$

$$M1 = C_c \cdot \left(h - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 84,058 \cdot 300 \cdot \left(565,5 - \frac{84,058}{2} \right)$$

$$= 336616366,7 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= A_s' \cdot f_s' \cdot (H - d') \\ &= 1140,398 \cdot 236,121 \cdot (650 - 61) \\ &= 135847423,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n^- &= M_1 + M_2 = 336616366,7 + 135847423,5 \\ &= 472463790,2 \text{ Nmm} = 472,464 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_t^- &= \phi \cdot M_n^- \\ &= 0,9 \cdot 472,464 \\ &= 425,217 \text{ kNm} > M_u^- = 361,7505 \text{ kNm (Oke)} \end{aligned}$$

e. Kontrol kuat lentur momen positif

Pemeriksaan kuat lentur momen positif dapat dihitung dengan cara yang sama seperti kuat lentur momen negatif, hanya saja penempatan tulangan dibalik. Hal ini terjadi karena tulangan tarik (negatif) berganti fungsi sebagai tulangan desak dan sebaliknya

$$A_{st} = 6 \cdot 380,1 = 2280,796 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 3 \cdot 380,1 = 1140,398 \text{ mm}^2$$

Keseimbangan gaya-gaya horizontal :

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s' \cdot f_y = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b + A_{st} \cdot \frac{a - \beta_1}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s$$

$$1140,398 \cdot 400 = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 300 + 2280,796 \cdot \frac{a - 0,836}{a} \cdot 0,003 \cdot 200000$$

$$7650 a^2 - 912318,5066 a - 96638966,95 = 0$$

$$a = 67,604 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{67,604}{0,836} = 80,894 \text{ mm}$$

cek tulangan baja desak :

$$\epsilon_s' = \frac{c - d}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{80,894 - 84,5}{80,894} \cdot 0,003 = -0,00013 < \epsilon_y \text{ (baja desak belum}$$

leleh)

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s = 0,00013 \cdot 200000 = -26,750 \text{ MPa}$$

kontrol nilai ϕ :

$$\begin{aligned} dst &= S_b + \phi_{\text{senggang}} + \frac{1}{2} \cdot \phi_{\text{pokok}} \\ &= 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 22 \\ &= 61 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$dt = H - dst = 650 - 61 = 589 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{dt - c}{c} \varepsilon_c = \frac{589 - 80,894}{80,894} 0,003 = 0,0188 > 0,005$$

$\varepsilon_t > 0,005$, maka $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned} M1 &= C_c \cdot \left(h^- - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 67,604 \cdot 300 \cdot \left(565,5 - \frac{67,604}{2} \right) \\ &= 287131643 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M2 &= A_s \cdot f_s' \cdot (H - d) \\ &= 2280,796 \cdot -26,750 \cdot (650 - 84,5) \\ &= -30779798,92 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn^+ &= M1 + M2 = 287131643 + (-30779798,92) \\ &= 256351844,1 \text{ Nmm} = 256,352 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mt^+ &= \phi \cdot Mn^+ \\ &= 0,9 \cdot 256,352 \\ &= 230,717 \text{ kNm} > Mu^+ = 186,7377 \text{ kNm (Oke)} \end{aligned}$$

f. Momen kapasitas negatif (Mpr^-)

Dalam perhitungan momen kapasitas negatif balok, tulangan desak diasumsikan sudah leleh dan digunakan nilai *overstength factor* sebesar 1,25.

$$A_{st} = 6 \cdot 380,1 = 2280,796 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'} = 3 \cdot 380,1 = 1140,398 \text{ mm}^2$$

Keseimbangan gaya-gaya horizontal :

$$T_s = C_c + C_s$$

$$\phi_o \cdot A_{st} \cdot f_y = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + A_{s'} \cdot f_y$$

$$1,25 \cdot 2280,796 \cdot 400 = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 300 + 1140,398 \cdot 400$$

$$a = 89,443 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{89,443}{0,836} = 107,026 \text{ mm}$$

cek tulangan baja desak :

$$\varepsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \varepsilon_c = \frac{107,026 - 61}{107,026} 0,003$$

$$= 0,00129 < \varepsilon_y \text{ (baja desak belum leleh)}$$

dari perhitungan kontrol regangan baja desak, didapatkan nilai $\varepsilon_s < \varepsilon_y$, maka tulangan baja desak belum leleh, sehingga harus mengulangi langkah mencari keseimbangan gaya-gaya.

$$T_s = C_c + C_s$$

$$\phi_o \cdot A_{st} \cdot f_y = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot \frac{a - \beta_1}{a} \varepsilon_c \cdot E_s$$

$$1,25 \cdot 2280,796 \cdot 400 = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 300 + 1140,398 \cdot \frac{a - 0,836}{a} \cdot 0,003 \cdot 200000$$

$$7650 a^2 - 456159,2533 a - 34881520,62 = 0$$

$$a = 103,629 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{103,629}{0,836} = 124,000 \text{ mm}$$

cek tulangan baja desak :

$$\begin{aligned} \varepsilon_s' &= \frac{c - d'}{c} \varepsilon_c \\ &= \frac{124,00 - 61}{124,00} 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,00152 < \varepsilon_y \text{ (baja desak belum leleh)}$$

$$f_s' = \varepsilon_s' \cdot E_s$$

$$= 0,00152 \cdot 200000$$

$$= 304,839 \text{ MPa}$$

$$M1 = C_c \cdot \left(h - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 103,629 \cdot 300 \cdot \left(565,5 - \frac{103,629}{2} \right)$$

$$= 407229423 \text{ Nmm}$$

$$M2 = A_s' \cdot f_s' \cdot (H - d')$$

$$= 1140,398 \cdot 304,839 \cdot (650 - 61)$$

$$= 175383427,2 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr^-} &= M1 + M2 = 407229423 + 175383427,2 \\ &= 582612850,1 \text{ Nmm} = 582,613 \text{ kNm} \end{aligned}$$

g. Momen kapasitas positif (M_{pr^+})

Momen kapasitas positif dapat dihitung dengan cara yang sama dengan momen negatif, hanya saja posisi penulangannya dibalik. Hal ini terjadi karena tulangan tarik berganti fungsi menjadi tulangan desak dan sebaliknya. Pada momen kapasitas positif tulangan desak pasti belum leleh.

$$A_{st} = 6.380,1 = 2280,796 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 3.380,1 = 1140,398 \text{ mm}^2$$

Keseimbangan gaya-gaya horizontal :

$$T_s = C_c + C_s$$

$$\phi_o \cdot A_s' \cdot f_y = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b + A_{st} \cdot \frac{a - \beta_1}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s$$

$$1,25 \cdot 1140,398 \cdot 400 = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 300 + 2280,796 \cdot \frac{a - 0,836}{a} \cdot 0,003 \cdot 200000$$

$$7650 a^2 - 798278,6933 a - 96638966,95 = 0$$

$$a = 71,739 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{71,739}{0,836} = 85,842 \text{ mm}$$

cek tulangan baja desak :

$$\begin{aligned} \epsilon_s' &= \frac{c - d}{c} \cdot \epsilon_c \\ &= \frac{85,842 - 84,5}{85,842} \cdot 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,000047 < \epsilon_y \text{ (baja desak belum leleh)}$$

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s = 0,000047 \cdot 200000$$

$$= 9,380 \text{ MPa}$$

$$M1 = C_c \cdot \left(h - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \cdot 30 \cdot 67,604 \cdot 300 \cdot \left(565,5 - \frac{71,739}{2} \right) = 303561224,4 \text{ Nmm}$$

$$M2 = A_s \cdot f_s' \cdot (H - d)$$

$$= 2280,796 \cdot 9,380 \cdot (650 - 84,5) = 10792819,41 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr}^+ &= M1 + M2 \\
 &= 303561224,4 + 10792819,41 \\
 &= 314354043,8 \text{ Nmm} = 314,354 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan longitudinal balok lainnya dilakukan dengan cara yang sama, sehingga hasil yang didapatkan dapat dilihat pada Tabel 5.37 berikut.

Tabel 5.37 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Balok

Tingkat	Tipe Balok	B (mm)	H (mm)	Momen	Tumpuan	Lapangan	Diameter
1-6	B1	250	400	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B2-1	250	500	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B2-2	250	500	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B3	250	650	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B4	300	400	Negatif	6	2	D22
				Positif	3	4	
	B5-1	300	500	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B5-2	300	500	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B7	300	650	Negatif	6	2	D22
				Positif	3	4	
B8	300	700	Negatif	6	3	D22	
			Positif	3	5		
7-11	B1	250	400	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B2-1	250	500	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B3	250	650	Negatif	6	2	D22
				Positif	3	4	
	B4	300	650	Negatif	6	3	D22
				Positif	4	5	
	B5-1	300	500	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B6	300	600	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B7	300	650	Negatif	6	3	D22
				Positif	3	5	

Lanjutan Tabel 5.37 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Balok

Tingkat	Tipe Balok	B (mm)	H (mm)	Momen	Tumpuan	Lapangan	Diameter
7-11	B8	400	800	Negatif	7	3	D22
				Positif	4	5	
	B9	400	850	Negatif	8	3	D22
				Positif	6	5	
	B10	500	1500	Negatif	8	4	D25
				Positif	6	6	
12-27	B1	250	400	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B2-1	250	500	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B3	250	650	Negatif	4	2	D22
				Positif	2	4	
	B4	400	650	Negatif	7	4	D22
				Positif	5	6	
	B5-1	300	600	Negatif	6	3	D22
				Positif	4	5	
	B7	300	650	Negatif	7	2	D22
				Positif	4	4	
	B8	400	800	Negatif	7	3	D22
				Positif	4	5	
B9	400	800	Negatif	9	4	D22	
			Positif	5	6		

Tabel 5.38 merupakan data eksisting tulangan longitudinal balok pada hotel Swissbell.

Tabel 5.38 Data Eksisting Tulangan Longitudinal Balok

Tingkat	Tipe Balok	B (mm)	H (mm)	Momen	Tumpuan	Lapangan	Diameter
1-6	B1	250	400	Negatif	6	3	D19
				Positif	3	6	
	B2-1	250	500	Negatif	5	3	D19
				Positif	3	4	
	B2-2	250	500	Negatif	5	3	D19
				Positif	3	4	
	B3	250	650	Negatif	5	3	D19
				Positif	3	5	

Lanjutan Tabel 5.38 Data Eksisting Tulangan Longitudinal Balok

Tingkat	Tipe Balok	B (mm)	H (mm)	Momen	Tumpuan	Lapangan	Diameter
1-6	B4	300	400	Negatif	3	3	D19
				Positif	3	3	
	B5-1	300	500	Negatif	3	5	D19
				Positif	5	3	
	B5-2	300	500	Negatif	6	3	D19
				Positif	3	5	
	B7	300	650	Negatif	5	3	D19
				Positif	3	5	
	B8	300	700	Negatif	8	4	D19
				Positif	4	7	
7-11	B1	250	400	Negatif	8	3	D19
				Positif	4	6	
	B2-1	250	500	Negatif	6	3	D19
				Positif	3	4	
	B3	250	650	Negatif	7	3	D19
				Positif	4	5	
	B4	300	400	Negatif	6	3	D19
				Positif	3	5	
	B5-1	300	500	Negatif	6	3	D19
				Positif	3	6	
	B6	300	600	Negatif	6	3	D19
				Positif	3	6	
	B7	300	650	Negatif	7	3	D19
				Positif	4	6	
B8	300	700	Negatif	10	5	D19	
			Positif	5	10		
B9	300	800	Negatif	6	3	D22	
			Positif	3	6		
B10	500	1500	Negatif	10	5	D25	
			Positif	5	8		
12-27	B1	250	400	Negatif	6	3	D19
				Positif	3	6	
	B2-1	250	500	Negatif	6	3	D19
				Positif	3	4	
	B3	250	650	Negatif	5	3	D19
				Positif	3	6	

Lanjutan Tabel 5.38 Data Eksisting Tulangan Longitudinal Balok

Tingkat	Tipe Balok	B (mm)	H (mm)	Momen	Tumpuan	Lapangan	Diameter
12-27	B4	300	400	Negatif	6	3	D19
				Positif	3	5	
	B5-1	300	500	Negatif	6	3	D19
				Positif	3	6	
	B7	300	650	Negatif	6	3	D19
				Positif	3	5	
	B8	300	700	Negatif	10	4	D19
				Positif	5	8	
	B9	300	800	Negatif	6	3	D19
				Positif	3	6	

Berdasarkan hasil redesain perencanaan balok akibat respons maksimum dan data eksisting gedung dapat dilihat bahwa hasil redesain membutuhkan tulangan lebih banyak sehingga lebih aman dibandingkan dengan data eksisting gedung.

2. Tulangan Transversal Balok

Balok memerlukan tulangan Sengkang dalam menahan gaya geser yang terjadi. Tulangan sengkang dipasang disetiap pias pada balok yang telah diperhitungkan jaraknya. Jarak tulangan sengkang tergantung dari besarnya gaya geser yang diampu oleh balok. Gaya geser dalam perhitungan jarak tulangan sengkang diambil dari nilai gaya geser akibat beban mati dan beban hidup serta nilai momen kapasitas sesuai dengan desain tulangan lentur pada balok. Ketentuan perhitungan gaya geser pada balok diatur dalam SNI 2847-2013. Berikut merupakan contoh perhitungan tulangan Sengkang untuk balok B7.

Diketahui :

$$L \text{ balok} = 8 \text{ m} = 8000 \text{ mm}$$

$$B \text{ kolom kiri} = 1000 \text{ mm}$$

$$B \text{ kolom kanan} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L \text{ netto} &= L \text{ balok} - \frac{1}{2} B \text{ kolom kiri} - \frac{1}{2} B \text{ kolom kanan} \\ &= 8000 - \frac{1}{2} \cdot 1000 - \frac{1}{2} \cdot 1000 \\ &= 7000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari hasil desain balok didapat

$$M_{kap^-} = 582,6129 \text{ kNm}$$

$$M_{kap^+} = 314,354 \text{ kNm}$$

$$B \text{ balok} = 300 \text{ mm}$$

$$L \text{ balok} = 650 \text{ mm}$$

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

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

$$\emptyset_{\text{sengkang}} = 10 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,75$$

$$h^- = 565,5 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{\text{pokok}} = 22 \text{ mm}$$

a. Gaya geser akibat beban gravitasi

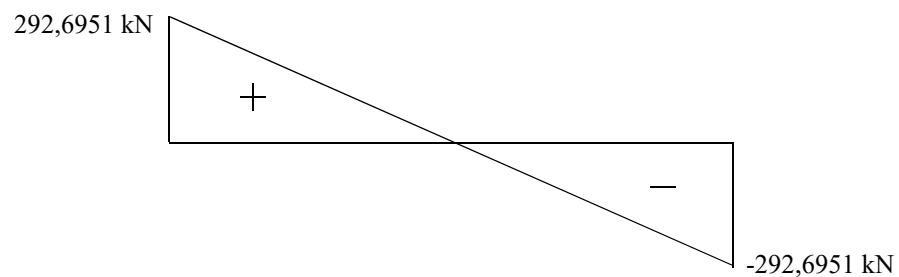
Dari hasil analisa struktur menggunakan ETABS 16.2 didapatkan gaya geser balok B8 untuk kombinasi 1,2D + 1L berikut.

1) Daerah Tepi

$$V_g = 219,5213 \text{ kN}$$

$$V_g/\phi = 219,5213/0,75 = 292,6951 \text{ kN}$$

Dari hasil di atas didapatkan diagram gaya geser sebagai berikut.

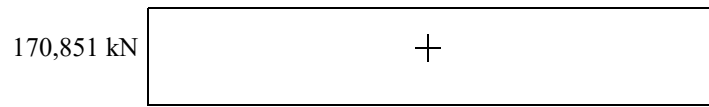


Gambar 5.44 Diagram Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi

b. Gaya geser akibat beban gempa

$$\begin{aligned} \frac{V_e}{\phi} &= \left(\frac{M_{kap^+}}{L_{netto} \cdot \phi} \right) + \left(\frac{M_{kap^-}}{L_{netto} \cdot \phi} \right) \\ &= \left(\frac{582,6129}{7,0,75} \right) + \left(\frac{314,354}{7,0,75} \right) = 170,851 \text{ kN} \end{aligned}$$

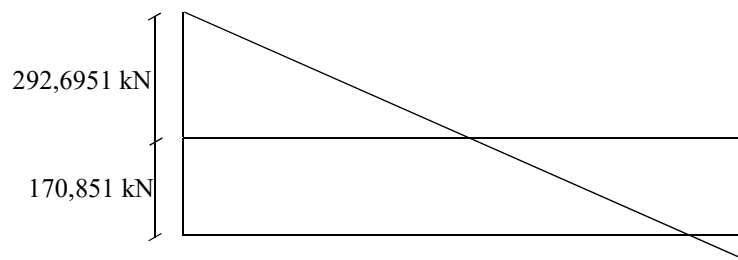
Dari hasil di atas didapatkan diagram gaya geser sebagai berikut.



Gambar 5.45 Diagram Gaya Geser Akibat Beban Gempa

c. Gaya geser ultimit

Berikut merupakan penggambaran diagram berdasarkan hasil beban gravitasi dan beban gempa.



Gambar 5.46 Diagram Gaya Geser Ultimit

Berdasarkan gambar di atas didapatkan :

$$V_u \text{ maks} = 292,6951 + 170,851 = 463,5459 \text{ kN}$$

d. Daerah sendi plastis

Panjang daerah sendi plastis adalah sepanjang $2 \times h_{\text{balok}} = 2 \times 650 \text{ mm} = 1300 \text{ mm}$.

$$V_e/\phi = 170,851 \text{ kN}$$

$$V_g/\phi = 292,6951 \text{ kN}$$

Karena $V_e/\phi < V_g/\phi$ maka $V_c \neq 0$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot h$$

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 565,5$$

$$= 154868,553 \text{ N} = 154,869 \text{ kN}$$

$$V_{s1} = V_u - V_c$$

$$= 463,5459 - 154,869$$

$$= 308,677 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 10^2 = 78,540 \text{ mm}^2$$

Digunakan Sengkang sebanyak 2 kaki

$$s = \frac{\text{jumlah sengkang} \cdot (A_v \cdot f_y \cdot h)}{V_{s1}}$$

$$= \frac{2 \cdot (78,540 \cdot 400 \cdot 565,5)}{308,667} = 115,109 \text{ mm}$$

Syarat :

$$s \leq h/4 = 565,5/4 = 141,375 \text{ mm}$$

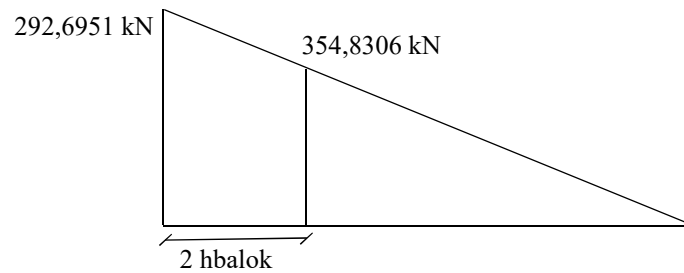
$$s \leq 8 \cdot \phi_{\text{pokok}} = 8 \cdot 22 = 176 \text{ mm}$$

$$s \leq 24 \cdot \phi_{\text{sengkang}} = 24 \cdot 10 = 240 \text{ mm}$$

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

dipakai jarak tulangan (s) sepanjang daerah sendi plastis = 100 mm

e. Daerah luar sendi plastis



Gambar 5.47 Menentukan Vs2

$$V_c = 154,869 \text{ kN}$$

$$V_{s2} = 354,8306 - 292,6951$$

$$= 199,962 \text{ kN}$$

$$A_v = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 10^2 = 78,540 \text{ mm}^2$$

Digunakan Sengkang sebanyak 2 kaki

$$s = \frac{\text{jumlah sengkang} \cdot (A_v \cdot f_y \cdot h)}{V_{s2}}$$

$$= \frac{2 \cdot (78,540 \cdot 400 \cdot 565,5)}{199,962}$$

$$= 177,6908 \text{ mm}$$

Syarat :

$$s \leq h/2 = 565,5/2 = 282,75 \text{ mm}$$

$$s \leq 600 \text{ mm}$$

dipakai jarak tulangan (s) sepanjang daerah sendi plastis = 150 mm

Perhitungan tulangan transversal untuk balok lainnya dilakukan dengan cara yang sama, sehingga hasil yang didapatkan dapat dilihat pada Tabel 5.39.

Tabel 5.39 Rekapitulasi Tulangan Transversal Balok

Tingkat	Tipe Balok	B (mm)	H (mm)	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
1-6	B1	250	400	1D10-70 mm	1D10-150 mm
	B2-1	250	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B2-2	250	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B3	250	650	1D10-140 mm	1D10-250 mm
	B4	300	400	1D10-70 mm	1D10-150 mm
	B5-1	300	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B5-2	300	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B7	300	650	1D10-110 mm	1D10-150 mm
	B8	300	700	1D10-100 mm	1D10-120 mm
7-11	B1	250	400	1D10-70 mm	1D10-140 mm
	B2-1	250	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B3	250	650	1D10-100 mm	1D10-150 mm
	B4	300	650	1D10-80 mm	1D10-150 mm
	B5-1	300	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B6	300	600	1D10-120 mm	1D10-250 mm
	B7	300	650	1D10-100 mm	1D10-150 mm
	B8	400	800	1D10-100 mm	1D10-140 mm
	B9	400	850	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B10	500	1500	1D10-250 mm	1D10-500 mm

Lanjutan Tabel 5.39 Rekapitulasi Tulangan Transversal Balok

Tingkat	Tipe Balok	B (mm)	H (mm)	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
12-27	B1	250	400	1D10-70 mm	1D10-140 mm
	B2-1	250	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B3	250	650	1D10-140 mm	1D10-250 mm
	B4	400	650	1D10-70 mm	1D10-200 mm
	B5-1	300	600	1D10-110 mm	1D10-250 mm
	B7	300	650	1D10-100 mm	1D10-150 mm
	B8	400	800	1D10-150 mm	1D10-300 mm
	B9	400	800	1D10-100 mm	1D10-350 mm

Tabel 5.40 merupakan data eksisting tulangan transversal balok pada hotel Swissbell.

Tabel 5.40 Data Eksisting Tulangan Transversal Balok

Tingkat	Tipe Balok	B (mm)	H (mm)	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
1-6	B1	250	400	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B2-1	250	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B2-2	250	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B3	250	650	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B4	300	400	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B5-1	300	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B5-2	300	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B7	300	650	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B8	300	700	1D10-100 mm	1D10-200 mm

Lanjutan Tabel 5.40 Data Eksisting Tulangan Transversal Balok

Tingkat	Tipe Balok	B (mm)	H (mm)	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
7-11	B1	250	400	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B2-1	250	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B3	250	650	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B4	300	650	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B5-1	300	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B6	300	600	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B7	300	650	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B8	400	800	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B9	400	850	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B10	500	1500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
12-27	B1	250	400	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B2-1	250	500	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B3	250	650	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B4	400	650	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B5-1	300	600	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B7	300	650	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B8	400	800	1D10-100 mm	1D10-200 mm
	B9	400	800	1D10-100 mm	1D10-200 mm

Berdasarkan hasil redesain perencanaan balok akibat respons maksimum dan data eksisting gedung dapat dilihat bahwa, jarak antar tulangan untuk hasil redesain perencanaan balok dengan respons maksimum lebih rapat sehingga lebih aman dibandingkan dengan data eksisting gedung.

5.10.4. Perencanaan Kolom

Perubahan dimensi kolom terhadap estimasi awal terjadi karena untuk mengatasi nilai simpangan dan simpangan antar lantai agar sesuai dengan batas ijin yang ditentukan. Perencanaan kolom yang dicontohkan di bawah ini adalah perencanaan kolom K1-1, dengan data sebagai berikut.

Tegangan desak beton, $f'c$	= 30 MPa
Tegangan leleh baja, f_y	= 400 MPa
Tegangan leleh baja, f_{ys}	= 240 MPa
Modulus Elastisitas Baja, E_s	= 200000 MPa
Regangan maksimum beton, ϵ_c	= 0,003
Diameter tulangan pokok	= 25 mm
Diameter tulangan Sengkang	= 13 mm

Selimut beton, $S_b = 40$ mm

$h_t = 1600$ mm

$b_t = 800$ mm

$$\beta_1 = 0,85 - \left(\frac{f'c - 28}{7} \right) \cdot 0,005 = 0,85 - \left(\frac{30 - 28}{7} \right) \cdot 0,05 = 0,836$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

1. Beban Aksial dan Momen Lentur

Pada perencanaan kolom, gaya dan momen lentur arah x dan arah y didapatkan berdasarkan hasil analisa struktur dari ETABS 16.2. Untuk hasil analisa struktur kolom K1-1 800/1600 didapatkan gaya aksial dan momen lentur sebesar :

$$M_{ux} = 1410,265 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 873,521 \text{ kNm}$$

$$P_u = 14681,457 \text{ kN}$$

Kontrol struktur rangka pemikul momen khusus :

- Gaya aksial terfaktor sembarang kombinasi beban tidak kurang dari $A_g \cdot f'c / 10$. $P_u = 14681,457 \text{ kN} > (0,1 \cdot 800 \cdot 1600 \cdot 30) / 1000 = 3840 \text{ kN}$ (Oke)
- Dimensi penampang terpendek kolom tidak kurang dari 300 mm
Dimensi penampang terpendek kolom, $b = 800 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ (Oke)

- c. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4.

$$\text{Rasio dimensi} = b/h = 800/1600 = 0,5 > 0,4 \text{ (Oke)}$$

2. Diagram Mn-Pn

Diagram interaksi Mn-Pn menunjukkan hubungan antara beban aksial dan momen lentur pada kondisi batas. Setiap titik kurva menunjukkan kombinasi Mn-Pn sebagai kapasitas penampang terhadap sesuatu garis netral tertentu. Berikut merupakan contoh perhitungan diagram Mn-Pn.

- a. Kolom K1-1 800/1600 arah x dengan jumlah tulangan per-sisinya 5 buah.

$$d = d' = S_b + \emptyset_{\text{senggang}} + \frac{1}{2} \emptyset_{\text{pokok}} = 40 + 13 + \frac{1}{2} \cdot 25 = 65,5 \text{ mm}$$

$$h_c = h_t - d = 1600 - 65,5 = 1534,5 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = n \cdot A_{1D} = 5 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \emptyset_{\text{pokok}}^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 25^2 = 2454,369 \text{ mm}^2$$

1) Kondisi beban sentris

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban bekerja tepat pada titik berat potongan kolom (beban aksial murni), sehingga tidak ada momen yang terjadi.

$$A_g = b \cdot h = 800 \cdot 1600 = 1280000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = A_s + A_s' = 2454,369 + 2454,369 = 4908,739 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot (1280000 - 4908,739) + 400 \cdot 4908,739 \\ &= 34478322,58 \text{ N} = 34478,32258 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Kondisi balance

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} \cdot h_c = \frac{0,003}{0,003 + 0,002} \cdot 1534,5 = 920,7 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c_b - d'}{c_b} \cdot \varepsilon_c = \frac{920,7 - 65,5}{920,7} \cdot 0,003 = 0,002 > \varepsilon_y \text{ (baja desak sudah leleh)}$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,836 \cdot 920,7 = 769,442 \text{ mm}$$

$$C_{cb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b = 0,85 \cdot 30 \cdot 769,442 \cdot 800 = 15696619,71 \text{ N}$$

$$C_{sb} = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) = 2454,369 \cdot (400 - 0,85 \cdot 30) = 919161,288 \text{ N}$$

$$T_{sb} = A_s \cdot f_y = 2454,369 \cdot 400 = 981747,704 \text{ N}$$

$$P_{nb} = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb}$$

$$= 15696619,71 + 919161,288 - 981747,704$$

$$= 125634033,3 \text{ N} = 125634,0333 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= C_{cb} \left(\frac{ht}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_{sb} \left(\frac{ht}{2} - d' \right) + T_{sb} \left(\frac{ht}{2} - d \right) \\ &= 15696619,71 \left(\frac{1600}{2} - \frac{769,442}{2} \right) + 919161,288 \left(\frac{1600}{2} - 65,5 \right) \\ &\quad + 981747,704 \left(\frac{1600}{2} - 65,5 \right) \\ &= 7914693072 \text{ Nmm} = 7914,693072 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{8193,936603}{15621,51601} = 0,506 \text{ m}$$

3) Kondisi patah desak

Pada kondisi patah desak, $c > c_b$. Sebagai contoh pada perhitungan ini diambil nilai beton desak $c = 1,1 c_b$.

$$c = 1,1 c_b = 1,1 \cdot 920,7 = 1012,77 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{h_c - c}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{1534,5 - 1012,77}{1012,77} \cdot 0,003 = 0,00155 < \varepsilon_y \text{ (baja tarik belum leleh)}$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,00155 \cdot 200000 = 310 \text{ MPa}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,836 \cdot 1012,77 = 846,386 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 30 \cdot 846,386 \cdot 800 = 17266281,69 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) = 2454,369 \cdot (400 - 0,85 \cdot 30) = 919161,288 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 2454,369 \cdot 310 = 758623,226 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 17266281,69 + 919161,288 - 758623,226 \\ &= 17426819,75 \text{ N} = 17426,81975 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(\frac{ht}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{ht}{2} - d' \right) + T_s \left(\frac{ht}{2} - d \right) \\ &= 17266281,69 \left(\frac{1600}{2} - \frac{846,386}{2} \right) + 919161,288 \left(\frac{1600}{2} - 65,5 \right) \\ &\quad + 758623,226 \left(\frac{1600}{2} - 65,5 \right) \\ &= 7738385445 \text{ Nmm} = 7738,385445 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{7984,851991}{17458,92736} = 0,444 \text{ m}$$

4) Kondisi patah tarik

Pada kondisi patah tarik, $c < c_b$. Sebagai contoh pada perhitungan ini diambil nilai beton desak $c = 0,9 c_b$.

$$c = 0,9 c_b = 0,9 \cdot 920,7 = 828,63 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{828,63 - 65,5}{828,63} \cdot 0,003 = 0,00276 < \varepsilon_y \text{ (baja desak sudah}$$

leleh)

$$\varepsilon_s = \frac{h_c - c}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{1534,5 - 828,63}{828,63} \cdot 0,003 = 0,00256 < \varepsilon_y \text{ (baja tarik sudah}$$

leleh)

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,836 \cdot 828,63 = 692,498 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 30 \cdot 692,498 \cdot 800 = 14126957,74 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'c) = 2454,369 \cdot (400 - 0,85 \cdot 30) = 919161,288 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 2454,369 \cdot 400 = 981747,7042 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 14126957,74 + 919161,288 - 981747,7042 \\ &= 14064371,33 \text{ N} = 14064,37133 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(\frac{ht}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{ht}{2} - d' \right) + T_s \left(\frac{ht}{2} - d \right) \\ &= 14126957,74 \left(\frac{1600}{2} - \frac{692,298}{2} \right) + 919161,288 \left(\frac{1600}{2} - 65,5 \right) \\ &\quad + 981747,7042 \left(\frac{1600}{2} - 65,5 \right) \\ &= 7806339362 \text{ Nmm} = 7806,339362 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{8085,582893}{14051,85404} = 0,555 \text{ m}$$

5) Kondisi lentur murni ($P_n = 0$)

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban yang terjadi hanyalah momen, beban aksial = 0, sehingga perhitungannya sama seperti analisis pada balok tulangan rangkap dengan tulangan desak belum leleh.

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 800 = 20400a$$

$$\begin{aligned}
C_s &= A_s' \cdot f_s = A_s' \cdot \epsilon_s \cdot E_s = A_s' \cdot \frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \\
&= 2454,369 \cdot \frac{a - 0,836 \cdot 65,5}{a} \cdot 0,003 \cdot 200000 \\
&= \frac{1472621,4a - 80637802,62}{a}
\end{aligned}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 2454,369 \cdot 400 = 981747,7042 \text{ N}$$

Keseimbangan gaya-gaya horizontal :

$$C_c + C_s - T_s = 0$$

$$20400a + \frac{1472621,4a - 80637802,62}{a} - 981747,7042 = 0$$

Didapat nilai $a = 51,971 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{51,971}{0,836} = 62,187 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{62,187 - 65,5}{62,187} \cdot 0,003$$

$$= -0,00016 < \epsilon_y \text{ (baja desak belum leleh)}$$

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s = -0,00016 \cdot 200000 = -31,964 \text{ MPa}$$

$$C_c = 20400 a = 20400 \cdot 51,971 = 1060200,247 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s = 2454,369 \cdot -31,964 = -78452,543 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= C_c \left(h_c - \frac{a}{2} \right) + C_s (h_c - d) \\
&= 1060200,247 \left(1534,5 - \frac{51,971}{2} \right) + (-78452,54) (1534,5 - 65,5) \\
&= 1484080872 \text{ Nmm} = 1484,080872 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

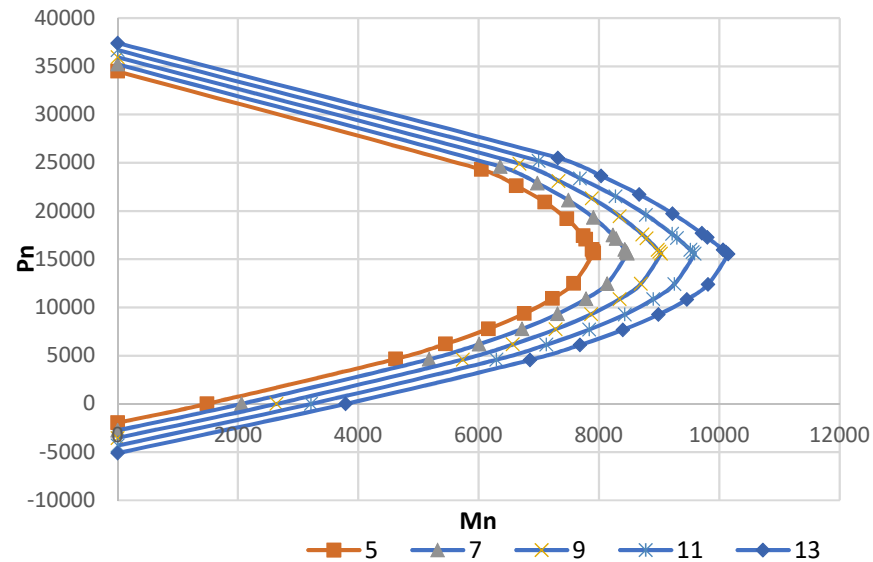
6) Kondisi tarik murni

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban yang terjadi hanya beban aksial tarik murni saja.

$$\begin{aligned}
P_n &= - (A_s + A_s') \cdot f_y \\
&= - (2454,369 + 2454,369) \cdot 400 \\
&= -1963495,41 \text{ N} = -1963,49541 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Langkah-langkah di atas adalah langkah pembuatan diagram M_n - P_n arah x untuk kolom K1-1 dengan tulangan per-sisinya sebanyak 5 buah. Selanjutnya dilakukan dengan cara yang sama untuk 7 buah, 9 buah, 11

buah dan 13 buah tulangan sehingga diagram Mn-Pn dapat dilihat pada Gambar 5.48 berikut.



Gambar 5.48 Diagram Mn-Pn K1-1 arah x

- b. Kolom K1-1 800/1600 arah y dengan jumlah tulangan per-sisinya 11 buah.

$$d = d' = S_b + \varnothing_{\text{senggang}} + \frac{1}{2} \varnothing_{\text{pokok}} = 40 + 13 + \frac{1}{2} \cdot 25 = 65,5 \text{ mm}$$

$$h_c = h_t - d = 800 - 65,5 = 734,5 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = n \cdot A_{1D} = 11 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing_{\text{pokok}}^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 25^2 = 5399,61 \text{ mm}^2$$

- 1) Kondisi beban sentris

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban bekerja tepat pada titik berat potongan kolom (beban aksial murni), sehingga tidak ada momen yang terjadi.

$$A_g = b \cdot h = 1600 \cdot 800 = 1280000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = A_s + A_s' = 5399,61 + 5399,61 = 10799,22 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot (1280000 - 10799,22) + 400 \cdot 10799,22 \\ &= 36684309,6 \text{ N} = 36684,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 2) Kondisi balance

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} \cdot h_c = \frac{0,003}{0,003 + 0,002} \cdot 734,5 = 440,7 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c_b - d'}{c_b} \cdot \varepsilon_c = \frac{440,7 - 65,5}{440,7} \cdot 0,003 = 0,0025 > \varepsilon_y \text{ (baja desak sudah leleh)}$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,836 \cdot 440,7 = 368,299 \text{ mm}$$

$$C_{cb} = 0,85 \cdot f'c \cdot a_b \cdot b = 0,85 \cdot 30 \cdot 368,299 \cdot 1600 = 15026610,86 \text{ N}$$

$$C_{sb} = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'c) = 5399,61 \cdot (400 - 0,85 \cdot 30) = 2022154,83 \text{ N}$$

$$T_{sb} = A_s \cdot f_y = 5399,61 \cdot 400 = 2159844,949 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} P_{nb} &= C_{cb} + C_{sb} - T_{sb} \\ &= 15026610,86 + 2022154,83 - 2159844,949 \\ &= 14888920,74 \text{ N} = 14888,92074 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= C_{cb} \left(\frac{ht}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_{sb} \left(\frac{ht}{2} - d' \right) + T_{sb} \left(\frac{ht}{2} - d \right) \\ &= 15026610,86 \left(\frac{800}{2} - \frac{368,299}{2} \right) + 2022154,83 \left(\frac{800}{2} - 65,5 \right) \\ &\quad + 2159844,949 \left(\frac{800}{2} - 65,5 \right) \\ &= 4642378248 \text{ Nmm} = 4642,378248 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{4642,378248}{14888,92074} = 0,3118 \text{ m}$$

3) Kondisi patah desak

Pada kondisi patah desak, $c > c_b$. Sebagai contoh pada perhitungan ini diambil nilai beton desak $c = 1,1 c_b$.

$$c = 1,1 c_b = 1,1 \cdot 440,7 = 484,77 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{h_c - c}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{734,5 - 484,77}{484,77} \cdot 0,003 = 0,00155 < \varepsilon_y \text{ (baja tarik belum leleh)}$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,00155 \cdot 200000 = 310 \text{ MPa}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,836 \cdot 484,77 = 405,129 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 30 \cdot 405,129 \cdot 1600 = 16529271,94 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'c) = 5399,61 \cdot (400 - 0,85 \cdot 30) = 2022154,834 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s = 5399,61 \cdot 310 = 1668971,097 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 16529271,94 + 2022154,834 - 1668971,097 \\ &= 16882455,68 \text{ N} = 16882,45568 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= C_c \left(\frac{ht}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{ht}{2} - d' \right) + T_s \left(\frac{ht}{2} - d \right) \\
&= 16529271,94 \left(\frac{800}{2} - \frac{405,129}{2} \right) + 2022154,834 \left(\frac{800}{2} - 65,5 \right) \\
&\quad + 1668971,097 \left(\frac{800}{2} - 65,5 \right) \\
&= 4498144924 \text{ Nmm} = 4498,144924 \text{ kNm} \\
e &= \frac{M_n}{P_n} = \frac{4498,144924}{16882,45568} = 0,2664 \text{ m}
\end{aligned}$$

4) Kondisi patah tarik

Pada kondisi patah tarik, $c < c_b$. Sebagai contoh pada perhitungan ini diambil nilai beton desak $c = 0,9 c_b$.

$$c = 0,9 c_b = 0,9 \cdot 440,7 = 396,63 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{396,63-65,5}{396,63} \cdot 0,003 = 0,00250 < \epsilon_y \text{ (baja desak sudah leleh)}$$

$$\epsilon_s = \frac{h_c-c}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{734,5-396,63}{396,63} \cdot 0,003 = 0,00256 < \epsilon_y \text{ (baja tarik sudah leleh)}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,836 \cdot 396,63 = 331,469 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 30 \cdot 331,469 \cdot 1600 = 13523949,77 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'c) = 5399,61 \cdot (400 - 0,85 \cdot 30) = 2022154,834 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 5399,61 \cdot 400 = 2159844,949 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
P_n &= C_c + C_s - T_s \\
&= 13523949,77 + 2022154,834 - 2159844,949 \\
&= 13386259,66 \text{ N} = 13386,25966 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= C_c \left(\frac{ht}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{ht}{2} - d' \right) + T_s \left(\frac{ht}{2} - d \right) \\
&= 13523949,77 \left(\frac{800}{2} - \frac{311,496}{2} \right) + 2022154,834 \left(\frac{800}{2} - 65,5 \right) \\
&\quad + 2159844,949 \left(\frac{800}{2} - 65,5 \right) \\
&= 4567071368 \text{ Nmm} = 4567,071368 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{4567,071368}{13386,25966} = 0,3411 \text{ m}$$

5) Kondisi lentur murni ($P_n = 0$)

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban yang terjadi hanyalah momen, beban aksial = 0, sehingga perhitungannya sama seperti analisis pada balok tulangan rangkap dengan tulangan desak belum leleh.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 1600 = 40800a$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \cdot f_s = A_s' \cdot \epsilon_s \cdot E_s = A_s' \cdot \frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \\ &= 5399,61 \cdot \frac{a - 0,836 \cdot 65,5}{a} \cdot 0,003 \cdot 200000 \\ &= \frac{3239766a - 177403106,6}{a} \end{aligned}$$

$$T_s = A_s \cdot f_y = 5399,61 \cdot 400 = 2159844,949 \text{ N}$$

Keseimbangan gaya-gaya horizontal :

$$C_c + C_s - T_s = 0$$

$$40800a + \frac{3239766a - 177403106,6}{a} - 2159844,949 = 0$$

Didapat nilai $a = 54,0098 \text{ mm}$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{54,0098}{0,836} = 64,627 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{64,627 - 65,5}{64,627} \cdot 0,003 = -0,00004 < \epsilon_y \text{ (baja desak belum}$$

leleh)

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s = -0,00004 \cdot 200000 = -8,104 \text{ MPa}$$

$$C_c = 40800a = 40800 \cdot 54,0098 = 2203601,113 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s = 5399,61 \cdot -8,104 = -43756,163 \text{ N}$$

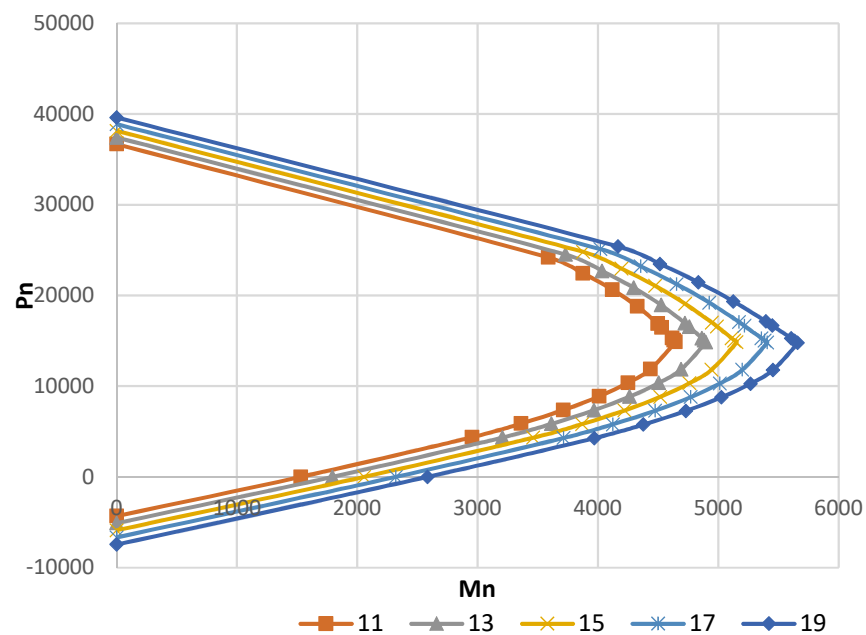
$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(h_c - \frac{a}{2} \right) + C_s (h_c - d) \\ &= 2203601,113 \left(734,5 - \frac{54,0098}{2} \right) + (-43756,163) (734,5 - 65,5) \\ &= 1529764082 \text{ Nmm} = 1529,764082 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6) Kondisi tarik murni

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban yang terjadi hanya beban aksial tarik murni saja.

$$\begin{aligned}
 P_n &= - (A_s + A_s') \cdot f_y \\
 &= - (5399,61 + 5399,61) \cdot 400 \\
 &= -4319689,899 \text{ N} = -4319,689899 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Langkah-langkah di atas adalah langkah pembuatan diagram Mn-Pn arah y untuk kolom K1-1 dengan tulangan per-sisinya sebanyak 11 buah. Selanjutnya dilakukan dengan cara yang sama untuk 13 buah, 15 buah, 17 buah dan 19 buah tulangan sehingga diagram Mn-Pn dapat dilihat pada Gambar 5.49 berikut.



Gambar 5.49 Diagram Mn-Pn K1-1 arah y

3. Tulangan longitudinal

Perhitungan tulangan longitudinal kolom didapatkan dengan memasukkan hasil momen nominal (M_n) dan gaya aksial nominal (P_n) kolom yang didapat dari hasil analisis struktur menggunakan ETABS 16.2 ke dalam diagram Mn-Pn. Berikut merupakan cara mendapatkan nilai tulangan longitudinal.

a. Kolom K1-1 arah x.

Diambil nilai $\phi = 0,65$

$$M_u = 1410,265 \text{ kNm}$$

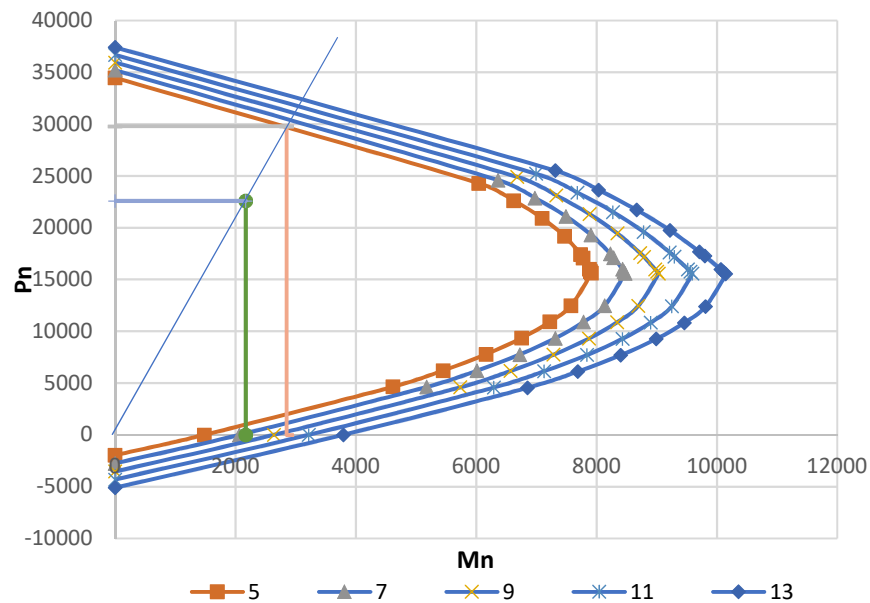
$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1410,265}{0,65} = 2169,639 \text{ kNm}$$

$$P_u = 14681,457 \text{ kN}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{14681,457}{0,65}$$

$$= 22586,856 \text{ kNm} > P_{nb}, \text{ (patah desak)}$$

Nilai momen nominal (M_n) dan gaya aksial nominal (P_n) yang didapat selanjutnya diplotkan ke dalam diagram Mn-Pn kemudian ditarik garis linier ke konfigurasi tulangan yang terdekat seperti pada Gambar 5.50 berikut.



Gambar 5.50 Plot Hasil Mn-Pn Analisis ETABS 16.2 Tulangan Arah X

Dari hasil plot di atas untuk kolom K1-1 didapatkan sebanyak 6 buah tulangan arah x per-sisinya dengan nilai M_n sebesar 2850 kNm dan P_n sebesar 29800 kN.

b. Kolom K1-1 arah y.

Diambil nilai $\phi = 0,65$

$$M_u = 873,52 \text{ kNm}$$

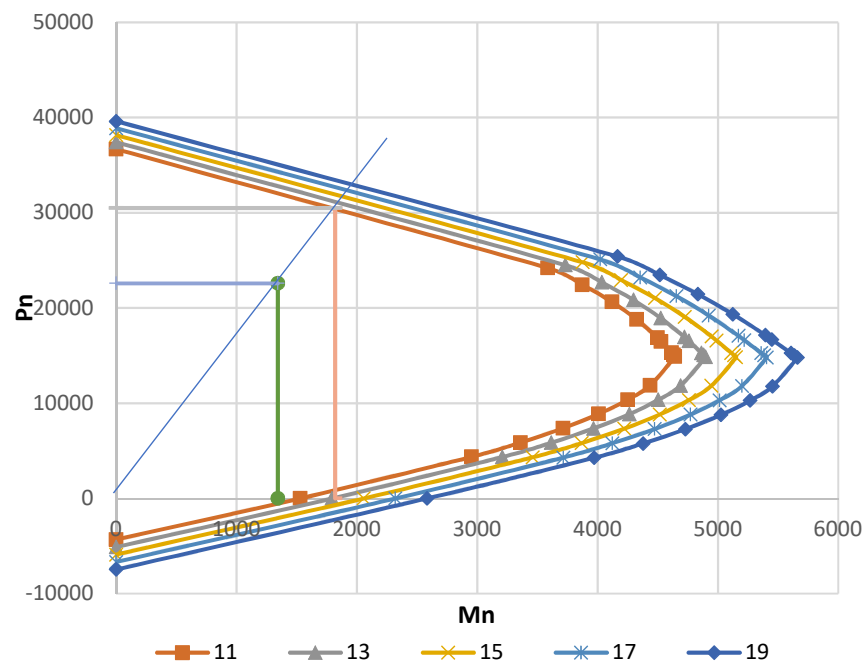
$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{873,52}{0,65}$$

$$= 1343,9 \text{ kNm}$$

$$P_u = 14681,457 \text{ kN}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{14681,457}{0,65} = 22585,856 \text{ kNm} > P_{nb}, \text{ (patah desak)}$$

Nilai momen nominal (M_n) dan gaya aksial nominal (P_n) yang didapat selanjutnya diplotkan ke dalam diagram Mn-Pn kemudian ditarik garis linier ke konfigurasi tulangan yang terdekat seperti pada Gambar 5.51 berikut.



Gambar 5.51 Plot Hasil Mn-Pn Analisis ETABS 16.2 Tulangan Arah Y

Dari hasil plot di atas untuk kolom K1-1 didapatkan sebanyak 6 buah tulangan arah x per-sisinya dengan nilai Mn sebesar 1820 kNm dan Pn sebesar 13500 kN. Untuk perhitungan tulangan longitudinal kolom tipe lainnya dilakukan dengan cara yang sama, sehingga hasilnya dapat dilihat pada Tabel 5.41 berikut.

Tabel 5.41 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Kolom

No.	Tipe Kolom	Tingkat	B (mm)	H (mm)	Jumlah Tulangan	ρ (%)
1	K1-1	1-5	800	1600	28 D25	1,07%
	K1-2	6-10	700	1400	22 D25	1,10%
	K1-3	11-27	600	1200	16 D25	1,09%

Lanjutan Tabel 5.41 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Kolom

No.	Tipe Kolom	Tingkat	B (mm)	H (mm)	Jumlah Tulangan	ρ (%)
2	K2-1	1-5	700	1500	22 D25	1,03%
	K2-2	6-10	600	1200	24 D25	1,64%
	K2-3	11-27	600	1000	18 D25	1,47%
3	K3-1	1-5	650	1400	20 D25	1,08%
	K3-2	6-10	600	1200	16 D25	1,09%
	K3-3	11-27	500	1100	14 D25	1,25%
4	K4	1-12	500	900	12 D25	1,31%
5	K5	1-11	500	900	12 D25	1,31%
6	K5a	1-12	500	900	20 D25	2,18%
7	K6	1-9	450	900	18 D25	2,18%
8	K6a	1-11	400	900	12 D25	1,64%
9	K7	1-6	500	500	8 D25	1,57%
10	K8	1-10	350	700	18 D25	3,61%
11	KL	1-27	500	500	16 D25	3,14%

Tabel 5.42 merupakan data eksisting tulangan longitudinal kolom pada hotel Swissbell.

Tabel 5.42 Data Eksisting Tulangan Longitudinal Kolom

No.	Tipe Kolom	Tingkat	B (mm)	H (mm)	Jumlah Tulangan	ρ (%)
1	K1-1	1-5	700	1500	50 D25	2.34%
	K1-2	6-10	600	1500	40 D 25	2.18%
	K1-3	11-27	600	1200	32 D25	2.18%

Lanjutan Tabel 5.42 Data Eksisting Tulangan Longitudinal Kolom

No.	Tipe Kolom	Tingkat	B (mm)	H (mm)	Jumlah Tulangan	ρ (%)
2	K2-1	1-5	600	1200	32 D25	2.18%
	K2-2	6-10	500	1200	32 D25	2.62%
	K2-3	11-27	500	1000	24 D25	2.36%
3	K3-1	1-5	500	1000	24 D25	2.36%
	K3-2	6-10	400	1000	22 D25	2.70%
	K3-3	11-27	400	900	20 D25	2.73%
4	K4	1-12	400	900	20 D25	2.73%
5	K5	1-11	500	900	22 D25	2.40%
6	K5a	1-12	500	900	22 D25	2.40%
7	K6	1-9	400	900	20 D25	2.73%
8	K6a	1-11	400	900	20 D25	2.73%
9	K7	1-6	300	700	16 D25	3.74%
10	K8	1-10	350	700	20 D19	2.31%
11	KL	1-27	400	400	16 D19	2.84%

Berdasarkan hasil redesain perencanaan tulangan longitudinal kolom akibat respons maksimum dan data eksisting gedung dapat dilihat bahwa, dimensi dan jumlah tulangan akibat respons maksimum lebih besar dibandingkan dengan data eksisting gedung, sehingga hasil redesain menjadi lebih aman.

4. Kuat kolom

Menurut SNI 2857-2013 pasal 21.6.2.2 menjelaskan kuat kolom harus memenuhi $\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$. Berikut merupakan contoh perhitungan kuat kolom arah x.

a. Menentukan ΣM_{nc}

Kolom K1-1 lantai 5, $M_{nc} = 2850 \text{ kNm}$

Kolom K1-2 lantai 6, $M_{nc} = 1560 \text{ kNm}$

$$\Sigma M_{nc} = 2850 + 1560 = 4410 \text{ kNm}$$

b. Menentukan ΣM_{nb}

$$M_n^- = 639,63 \text{ kNm}$$

$$M_n^+ = 342,86 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{nb} = 639,63 + 342,86 = 982,49 \text{ kNm}$$

c. Kontrol syarat

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

$$4410 \geq 1,2 \cdot 982,49$$

$$4410 \text{ kNm} \geq 1179 \text{ kNm (Oke)}$$

Untuk perhitungan kuat kolom lainnya dilakukan dengan cara yang sama, sehingga hasilnya dapat dilihat pada Tabel 5.43.

Tabel 5.43 Rekapitulasi Kuat Kolom

No.	Tipe Kolom	Mn-Pn (X)		Mn-Pn (Y)		Mkap x		Mkap y		ΣMc		1.2 ΣMb		Cek	
		Mn	Pn	Mn	Pn	M-	M+	M-	M+	X	Y	X	Y	X	Y
1	K1-1	2850	29800	1820	30500	518.08	279.16	518.08	279.16	4410	3840	956.687	956.687	ok	ok
	K1-2	1560	23500	2020	20200	874.864	678.796	874.864	678.796	2810	3020	1864.39	1864.39	ok	ok
	K1-3	1250	16700	1000	16200	714.552	533.166	714.552	533.166	2500	2000	1497.26	1497.26	ok	ok
2	K2-1	2650	23600	1540	23900	518.08	279.16	518.08	279.16	3890	2470	956.687	956.687	ok	ok
	K2-2	1240	17400	930	17300	874.864	678.796	874.864	678.796	2400	2270	1864.39	1864.39	ok	ok
	K2-3	1160	13300	1340	12600	714.552	533.166	714.552	533.166	2320	2680	1497.26	1497.26	ok	ok
3	K3-1	2120	20650	980	22000	229.75	132.869	229.75	132.869	2980	1450	435.143	435.143	ok	ok
	K3-2	860	17600	470	18700	229.75	132.869	229.75	132.869	1535	790	435.143	435.143	ok	ok
	K3-3	675	13500	320	14400	229.75	132.869	229.75	132.869	1350	640	435.143	435.143	ok	ok
4	K4	830	10100	590	9900	472.464	256.352	518.08	279.16	1660	1180	874.579	956.687	ok	ok
5	K5	1370	8350	695	9250	472.464	256.352	518.08	279.16	2740	1390	874.579	956.687	ok	ok
6	K5a	1445	9000	850	9000	472.464	256.352	518.08	279.16	2890	1700	874.579	956.687	ok	ok
7	K6	615	9600	447	9550	472.464	256.352	472.464	256.352	1230	894	874.579	874.579	ok	ok
8	K6a	737	8100	595	6350	472.464	256.352	518.08	279.16	1474	1190	874.579	956.687	ok	ok
9	K7	285	5800	270	5950	229.75	132.869	229.75	132.869	570	540	435.143	435.143	ok	ok
10	K8	367	6300	300	6100	244.384	142.312	244.384	142.312	734	600	464.035	464.035	ok	ok
11	KL	296	6500	272	6650	244.384	142.312	166.154	98.7582	592	544	464.035	317.894	ok	ok

5. Tulangan transversal

Tulangan geser atau transversal pada kolom utama berfungsi untuk mengekang daerah inti kolom. Tulangan transversal pada kolom dapat berupa tulangan spiral atau tulangan Sengkang tertutup. Berikut merupakan contoh perhitungan untuk kolom K1-1.

a. Kolom lantai dasar

Terdapat dua daerah dalam mendesain tulangan transversal kolom yaitu daerah sendi plastis (sepanjang l_0) dan daerah luar sendi plastis.

$$\text{Tegangan desak beton, } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tinggi kolom, } h_t = 1600 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar kolom, } b_t = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi kolom} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan Sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton, } S_b = 40 \text{ mm}$$

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

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

$$\begin{aligned} h \text{ arah x} &= b_t - S_b - \emptyset \text{sengkang} - \frac{1}{2} (\emptyset \text{pokok}) \\ &= 800 - 40 - 13 - \frac{1}{2} 25 = 734,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h \text{ arah x} &= h_t - S_b - \emptyset \text{sengkang} - \frac{1}{2} (\emptyset \text{pokok}) \\ &= 1600 - 40 - 13 - \frac{1}{2} 25 = 1534,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi bersih kolom, } l_u &= \text{tinggi kolom} - \frac{1}{2} h \text{ balok atas} - \frac{1}{2} h \text{ balok bawah} \\ &= 4000 - \frac{1}{2} 700 - \frac{1}{2} 700 = 3300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar inti kolom, } b_c &= b_t - 2.S_b - \emptyset \text{sengkang} \\ &= 800 - 2.40 - 13 = 707 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi inti kolom, } h_c &= h_t - 2.S_b - \emptyset \text{sengkang} \\ &= 1600 - 2.40 - 13 = 1507 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$h_x = b_t - 2.S_b = 800 - 2.40 = 720 \text{ mm}$$

$$h_y = h_t - 2.S_b = 1600 - 2.40 = 1520 \text{ mm}$$

$$A_{ID} = \frac{1}{4} \pi. \emptyset \text{sengkang}^2 = \frac{1}{4} \pi. 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$A_g = b \cdot h_t = 800 \cdot 2500 = 1280000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = h_x \cdot h_y = 720 \cdot 1520 = 1094400 \text{ mm}^2$$

1) Daerah Sendi Plastis

Menurut SNI 2847-2013 tulangan transversal yang disyaratkan harus dipasang sepanjang l_o dari setiap muka *joint* dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi dari perpindahan lateral inelastic rangka.

Syarat l_o :

a) $1/6 \cdot L_u = 1/6 \cdot 3300 = 550 \text{ mm}$

b) Dimensi penampang kolom maksimum = 1600 mm

c) 450 mm

Dari syarat di atas maka diambil Panjang l_o sebesar 1600 mm.

Syarat jarak spasi yang dipakai :

a) $1/4 \cdot b_t = 1/4 \cdot 800 = 200 \text{ mm}$

b) $6 \cdot \phi_{\text{pokok}} = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$

c) 100 mm

Dari syarat di atas maka di pake jarak spasi sebesar 100 mm.

Perhitungan arah x:

$$\begin{aligned} A_{sh1} &= 0,3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ &= 0,3 \cdot \frac{100 \cdot 720 \cdot 30}{400} \left[\left(\frac{1280000}{1094400} \right) - 1 \right] = 274,737 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n1 = \frac{A_{sh1}}{A1d} = \frac{274,737}{132,732} = 2,070 \text{ kaki}$$

$$\begin{aligned} A_{s2} &= 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{f_y} \\ &= 0,09 \frac{100 \cdot 720 \cdot 30}{400} = 485 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n2 = \frac{A_{s2}}{A1d} = \frac{485}{132,732} = 3,662 \text{ kaki}$$

maka diambil jumlah kaki yang terbanyak yaitu 4 kaki

$$\text{kontrol jarak antar kaki} = \frac{b_t - 2 \cdot s_b - \phi_{\text{sengkang}}}{\text{jumlah kaki} - 1}$$

$$= \frac{800-2.40-13}{4-1}$$

$$= 235,667 \text{ mm} < 350 \text{ mm (Oke)}$$

Dari perhitungan arah x di atas maka dipakai 4D13-100.

Perhitungan arah y:

$$Ash1 = 0,3 \cdot \frac{s.bc.f'c}{fy} \left[\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right]$$

$$= 0,3 \cdot \frac{100.1520.30}{400} \left[\left(\frac{1280000}{1094400} \right) - 1 \right] = 580 \text{ mm}^2$$

$$n1 = \frac{Ash1}{A1d} = \frac{580}{132,732} = 4,370 \text{ kaki}$$

$$As2 = 0,09 \frac{s.bc.f'c}{fy}$$

$$= 0,09 \frac{100.1520.30}{400} = 1026 \text{ mm}^2$$

$$n2 = \frac{Ash2}{A1d} = \frac{1026}{132,732} = 7,730 \text{ kaki}$$

maka diambil jumlah kaki yang terbanyak yaitu 8 kaki

$$\text{kontrol jarak antar kaki} = \frac{bt-2.sb-\phi\text{sengkang}}{\text{jumlah kaki}-1}$$

$$= \frac{1600-2.40-13}{8-1} = 101 \text{ mm} < 350 \text{ mm (Oke)}$$

Dari perhitungan arah y di atas maka dipakai 8D13-100.

2) Daerah luar sendi plastis

Syarat jarak spasi arah x:

$$\frac{1}{2} (h \text{ arah } x) = \frac{1}{2} 734,5 = 367,25 \text{ mm}$$

Maka dipakai jarak spasi sebesar 300 mm dengan menggunakan 4 kaki.

$$\text{kontrol jarak antar kaki} = \frac{bt-2.sb-\phi\text{sengkang}}{\text{jumlah kaki}-1}$$

$$= \frac{800-2.40-13}{4-1}$$

$$= 235,667 \text{ mm} < 350 \text{ mm (Oke)}$$

Maka untuk daerah luar sendi plastis arah x dipakai 4D13-300.

Syarat jarak spasi arah y:

$$\frac{1}{2} (h \text{ arah } y) = \frac{1}{2} 1534,5 = 767,25 \text{ mm}$$

Maka dipakai jarak spasi sebesar 300 mm dengan menggunakan 6 kaki.

$$\begin{aligned} \text{kontrol jarak antar kaki} &= \frac{bt - 2 \cdot sb - \phi \text{sengkang}}{\text{jumlah kaki} - 1} \\ &= \frac{1600 - 2 \cdot 40 - 13}{6 - 1} \\ &= 301,4 \text{ mm} < 350 \text{ mm (Oke)} \end{aligned}$$

Maka untuk daerah luar sendi plastis arah y dipakai 6D13-300.

b. Kolom lantai 2-5

Terdapat dua daerah dalam mendesain tulangan transversal kolom yaitu daerah sendi plastis (sepanjang l_0) dan daerah luar sendi plastis.

$$\text{Tegangan desak beton, } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tinggi kolom, } h_t = 1600 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar kolom, } b_t = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi kolom} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan Sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton, } S_b = 40 \text{ mm}$$

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

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

$$h \text{ arah } x = b_t - S_b - \phi \text{sengkang} - \frac{1}{2} (\phi \text{pokok})$$

$$= 800 - 40 - 13 - \frac{1}{2} 25 = 734,5 \text{ mm}$$

$$h \text{ arah } y = h_t - S_b - \phi \text{sengkang} - \frac{1}{2} (\phi \text{pokok})$$

$$= 1600 - 40 - 13 - \frac{1}{2} 25 = 1534,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi bersih kolom, } l_u = \text{tinggi kolom} - \frac{1}{2} h \text{ balok atas} - \frac{1}{2} h \text{ balok bawah}$$

$$= 4000 - \frac{1}{2} 700 - \frac{1}{2} 700 = 3300 \text{ mm}$$

$$A_{ID} = \frac{1}{4} \pi \cdot \phi \text{sengkang}^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$A_g = b \cdot h_t = 800 \cdot 2500 = 1280000 \text{ mm}^2$$

1) Daerah Sendi Plastis

Menurut SNI 2847-2013 tulangan transversal yang disyaratkan harus dipasang sepanjang l_o dari setiap muka *joint* dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi dari perpindahan lateral inelastik rangka.

Syarat l_o :

a) $1/6 \cdot L_u = 1/6 \cdot 3300 = 550 \text{ mm}$

b) Dimensi penampang kolom maksimum = 1600 mm

c) 450 mm

Dari syarat di atas maka diambil Panjang l_o sebesar 1600 mm.

Berdasarkan analisa struktur kolom K1-1 lantai 2-5 didapatkan gaya geser seperti berikut :

$$N_u = 26562,05 \text{ kN}$$

$$V_D = 49,432 \text{ kN}$$

$$V_L = 27,892 \text{ kN}$$

$$V_E = 167,52 \text{ kN}$$

Dari hasil momen kapasitas balok didapatkan :

$$M_{u,a} = 491,2484 \text{ kNm}$$

$$M_{u,b} = 709,1745 \text{ kNm}$$

Dari data diatas kemudian mencari nilai gaya geser ultimit (V_u)

$$V_{u1} = \frac{M_{u,a} + M_{u,b}}{l_u} = \frac{491,2484 + 709,1745}{\left(\frac{3300}{1000}\right)} = 363,76 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = 1,2V_D + 1V_L + 4V_E = 1,2 \cdot 49,432 + 1 \cdot 27,892 + 4 \cdot 167,52 = 757,305 \text{ kN}$$

Diambil nilai terkecil dari hasil di atas V_u pakai = 363,76 kN

Kemudian mencari nilai V_n dengan $\phi = 0,75$

$$V_n = V_u / \phi = 363,76 / 0,75 = 485,019 \text{ kN}$$

Mencari nilai V_c dengan nilai $\lambda = 1$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b \cdot h \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{26562,05}{14 \cdot 1280000} \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 800 \cdot 734,5 \\ &= 1358120 \text{ N} = 1358,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

Arah x:

$$V_s = V_n - V_c = 485,019 - 1358,12 = -873,101 \text{ kN}$$

Digunakan 4 kaki

$$A_v = 4 \cdot A_{ID} = 4 \cdot 132,732 = 530,930 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak spasi min} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot h}{V_s} = \frac{530,930 \cdot 400 \cdot 734,5}{-873,101} = -1822,32 \text{ mm}$$

Syarat jarak antar spasi:

a) $8 \cdot \emptyset_{\text{pokok}} = 8 \cdot 25 = 200 \text{ mm}$

b) $24 \cdot \emptyset_{\text{sengkang}} = 24 \cdot 13 = 312 \text{ mm}$

c) $\frac{1}{2} bt = \frac{1}{2} \cdot 800 = 400 \text{ mm}$

d) 300 mm

Dari syarat di atas dipakai jarak antar spasi 150 mm.

$$\begin{aligned} \text{kontrol jarak antar kaki} &= \frac{bt - 2 \cdot sb - \emptyset_{\text{sengkang}}}{\text{jumlah kaki} - 1} \\ &= \frac{800 - 2 \cdot 40 - 13}{4 - 1} \\ &= 235,667 \text{ mm} < 350 \text{ mm (Oke)} \end{aligned}$$

Dari perhitungan arah x di atas maka dipakai 4D13-150.

Arah y:

$$V_s = V_n - V_c = 485,019 - 1358,12 = -873,101 \text{ kN}$$

Digunakan 6 kaki

$$A_v = 6 \cdot A_{ID} = 6 \cdot 132,732 = 796,394 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak spasi min} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot h}{V_s} = \frac{796,394 \cdot 400 \cdot 734,5}{-873,101} = -7295,33 \text{ mm}$$

Syarat jarak antar spasi:

e) $8 \cdot \emptyset_{\text{pokok}} = 8 \cdot 25 = 200 \text{ mm}$

f) $24 \cdot \emptyset_{\text{sengkang}} = 24 \cdot 13 = 312 \text{ mm}$

g) $\frac{1}{2} bt = \frac{1}{2} \cdot 800 = 400 \text{ mm}$

h) 300 mm

Dari syarat di atas dipakai jarak antar spasi 150 mm.

$$\begin{aligned}
 \text{kontrol jarak antar kaki} &= \frac{bt-2.sb-\phi\text{sengkang}}{\text{jumlah kaki}-1} \\
 &= \frac{1600-2.40-13}{4-1} \\
 &= 301,4 \text{ mm} < 350 \text{ mm (Oke)}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan arah y di atas maka dipakai 6D13-150.

2) Daerah luar sendi plastis

Syarat jarak spasi arah x:

$$\frac{1}{2} (h \text{ arah } x) = \frac{1}{2} 734,5 = 367,25 \text{ mm}$$

Maka dipakai jarak spasi sebesar 300 mm dengan menggunakan 4 kaki.

$$\begin{aligned}
 \text{kontrol jarak antar kaki} &= \frac{bt-2.sb-\phi\text{sengkang}}{\text{jumlah kaki}-1} \\
 &= \frac{800-2.40-13}{4-1} \\
 &= 235,667 \text{ mm} < 350 \text{ mm (Oke)}
 \end{aligned}$$

Maka untuk daerah luar sendi plastis arah x dipakai 4D13-300.

Syarat jarak spasi arah y:

$$\frac{1}{2} (h \text{ arah } y) = \frac{1}{2} 1534,5 = 767,25 \text{ mm}$$

Maka dipakai jarak spasi sebesar 300 mm dengan menggunakan 6 kaki.

$$\begin{aligned}
 \text{kontrol jarak antar kaki} &= \frac{bt-2.sb-\phi\text{sengkang}}{\text{jumlah kaki}-1} \\
 &= \frac{1600-2.40-13}{6-1} \\
 &= 301,4 \text{ mm} < 350 \text{ mm (Oke)}
 \end{aligned}$$

Maka untuk daerah luar sendi plastis arah y dipakai 6D13-300.

Untuk perhitungan tipe kolom lainnya dilakukan dengan cara yang sama, sehingga hasilnya dapat dilihat pada Tabel 5.44.

Tabel 5.44 Rekapitulasi Tulangan Transversal Kolom

No.	Tipe Kolom	Tingkat	B (mm)	H (mm)	Desain Sengkang			
					Lo		Luar Lo	
					X	Y	X	Y
1	K1-1	1	800	1600	4D13-100	8D13-100	4D13-300	6D13-300
		2-5	800	1600	4D13-150	6D13-150	4D13-300	6D13-300
	K1-2	6-10	700	1400	3D13-150	5D13-150	3D13-300	5D13-300
	K1-3	11-27	600	1200	3D13-150	5D13-150	3D13-250	5D13-250
2	K2-1	1	700	1500	4D13-100	8D13-100	4D13-300	6D13-300
		2-5	700	1500	3D13-150	5D13-150	3D13-300	5D13-300
	K2-2	6-10	600	1200	3D13-150	5D13-150	3D13-250	5D13-250
	K2-3	11-27	600	1000	3D13-150	5D13-150	3D13-250	5D13-250
3	K3-1	1	650	1400	3D13-100	7D13-100	3D13-250	5D13-250
		2-5	650	1400	3D13-150	5D13-150	3D13-250	5D13-250
	K3-2	6-10	600	1200	3D13-150	5D13-150	3D13-250	5D13-250
	K3-3	11-27	500	1100	3D13-150	5D13-150	3D13-200	4D13-200
4	K4	1	500	900	3D13-100	5D13-100	3D13-200	4D13-200
		2-12	500	900	3D13-150	4D13-150	3D13-200	4D13-200
5	K5	1	500	900	3D13-100	5D13-100	3D13-200	4D13-200
		2-11	500	900	3D13-150	4D13-150	3D13-200	4D13-200
6	K5a	1	500	900	3D13-100	5D13-100	3D13-200	4D13-200
		2-12	500	900	3D13-150	4D13-150	3D13-200	4D13-200
7	K6	1	450	900	3D13-100	5D13-100	3D13-150	4D13-150
		2-9	450	900	3D13-150	4D13-150	3D13-150	4D13-150
8	K6a	1	400	900	3D13-100	6D13-100	3D13-150	4D13-150
		2-11	400	900	3D13-150	4D13-150	3D13-150	4D13-150
9	K7	1	500	500	3D13-100	3D13-100	3D13-200	3D13-200
		2-6	500	500	3D13-150	3D13-150	3D13-200	3D13-200
10	K8	1	350	700	3D13-100	5D13-100	2D13-120	3D13-120
		2-10	350	700	2D13-100	3D13-100	2D13-120	3D13-120
11	KL	1	500	500	3D13-100	3D13-100	3D13-200	3D13-200
		2-27	500	500	3D13-150	3D13-150	3D13-200	3D13-200

Tabel 5.45 merupakan data eksisting tulangan transversal kolom pada hotel Swissbell.

Tabel 5.45 Data Eksisting Tulangan Transversal Kolom

No.	Tipe Kolom	Tingkat	B (mm)	H (mm)	Desain Senggang			
					Lo		Luar Lo	
					X	Y	X	Y
1	K1-1	1	700	1500	4D13-100	10D13-100	4D13-200	10D13-200
		2-5	700	1500	4D13-100	10D13-100	4D13-200	10D13-200
	K1-2	6-10	600	1500	4D13-100	8D13-100	4D13-200	8D13-200
	K1-3	11-27	600	1200	3D13-100	7D13-100	3D13-200	7D13-200
2	K2-1	1	600	1200	3D13-100	7D13-100	3D13-200	7D13-200
		2-5	600	1200	3D13-100	7D13-100	3D13-200	7D13-200
	K2-2	6-10	500	1200	3D13-100	5D13-100	3D13-200	5D13-200
	K2-3	11-27	500	1000	3D13-100	5D13-100	3D13-200	5D13-200
3	K3-1	1	500	1000	3D13-100	5D13-100	3D13-200	5D13-200
		2-5	500	1000	3D13-100	5D13-100	3D13-200	5D13-200
	K3-2	6-10	400	1000	2D13-100	5D13-100	2D13-200	5D13-200
	K3-3	11-27	400	900	2D13-100	5D13-100	2D13-200	5D13-200
4	K4	1	400	900	2D13-100	5D13-100	2D13-200	5D13-200
		2-12	400	900	2D13-100	5D13-100	2D13-200	5D13-200
5	K5	1	500	900	2D13-100	5D13-100	2D13-200	5D13-200
		2-11	500	900	2D13-100	5D13-100	2D13-200	5D13-200
6	K5a	1	500	900	2D13-100	5D13-100	2D13-200	5D13-200
		2-12	500	900	2D13-100	5D13-100	2D13-200	5D13-200
7	K6	1	400	900	2D13-100	5D13-100	2D13-200	5D13-200
		2-9	400	900	2D13-100	5D13-100	2D13-200	5D13-200
8	K6a	1	400	900	2D13-100	5D13-100	2D13-200	5D13-200
		2-11	400	900	2D13-100	5D13-100	2D13-200	5D13-200
9	K7	1	300	700	2D13-100	2D13-100	2D13-200	2D13-200
		2-6	300	700	2D13-100	2D13-100	2D13-200	2D13-200
10	K8	1	350	700	2D13-100	4D13-100	2D13-200	4D13-200
		2-10	350	700	2D13-100	4D13-100	2D13-200	4D13-200
11	KL	1	400	400	2D13-100	2D13-100	2D13-200	2D13-200
		2-27	400	400	2D13-100	2D13-100	2D13-200	2D13-200

Berdasarkan hasil redesain perencanaan tulangan transversal kolom akibat respons maksimum dan data eksisting gedung dapat dilihat bahwa, jarak spasi antar tulangan lebih renggang hasil redesain dibandingkan dengan data eksisting gedung.

5.10.5. Perencanaan Dinding Geser (*shearwall*)

Menurut SNI 2847-2013 pasal 14.5.3.1 menyebutkan bahwa tebal minimum dinding geser tidak boleh kurang dari 100 mm. namun SNI tidak mendetailkan perhitungan perencanaan tebal dinding geser pada struktur bangunan bertingkat, maka pada penelitian ini dimensi dinding geser dihitung sesuai persyaratan dalam buku “*seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*” karangan Paulay and Priestley (1992). Pada penelitian ini terdapat dua jenis struktur dinding geser tipe kantilever seperti yang sudah dijelaskan pada sub bab 5.3.4. Namun dimensi yang digunakan tersebut harus dikontrol terlebih dahulu sesuai dengan buku karangan Paulay and Priestley (1992). Berikut merupakan contoh perhitungan struktur dinding geser kantilever jenis satu.

1. Kontrol dimensi

Diketahui :

Tinggi dinding, hl = 5000 mm

Tinggi total dinding geser, hw = 91700 mm

Panjang dinding, lw = 7000 mm

Tebal dinding, bw = 450 mm

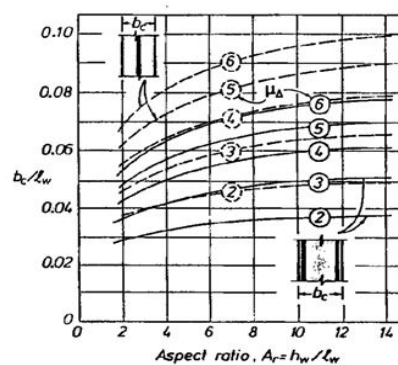
Nilai daktilitas, $\mu\Delta$ = 4

$$Ar = \frac{hw}{lw} = \frac{91700}{7000} = 13,1.$$

Dari nilai $\mu\Delta$ dan Ar maka didapatkanlah $\frac{bc}{lw}$ berdasarkan Gambar 5.52.

$$\frac{bc}{lw} = 0,061, \text{ sehingga}$$

$$bc = 0,061 \cdot lw = 0,061 \cdot 7000 = 427 \text{ mm}$$



Gambar 5.52 Hubungan Antara bc dan $\mu\Delta$

Menurut Paulay dan Priestly (1992), luasan *boundary element* harus memenuhi persamaan berikut.

$$bc^2 \leq Awb \geq \frac{bc.lw}{10}$$

$$427^2 \leq Awb \geq \frac{357.7000}{10} \longrightarrow 182329 \text{ mm}^2 \leq Awb \geq 298900 \text{ mm}^2$$

Diambil lebar elemen pembatas, $b1 = 1500 \text{ mm}$ (sesuai data proyek), maka luasan *boundary element* (Awb) adalah $450 \times 1500 = 675000 \text{ mm}^2$.

$$182329 \text{ mm}^2 \leq 675000 \text{ mm}^2 \geq 298900 \text{ mm}^2 \text{ (Oke)}$$

Selanjutnya kontrol dimensi dinding geser sesuai dengan Gambar 5.53.

$$b \geq bw \longrightarrow 450 \text{ mm} \geq 450 \text{ mm (Oke)}$$

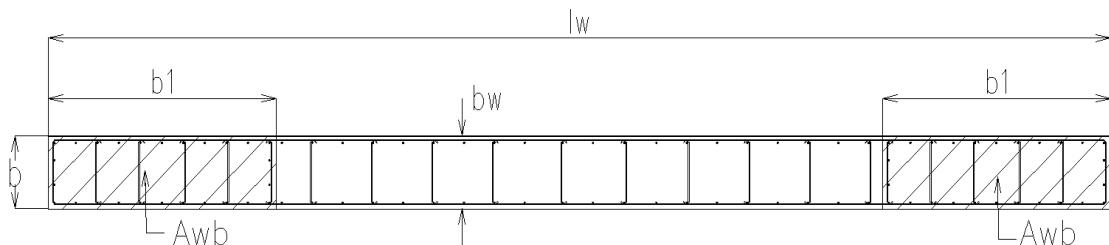
$$b \geq bc \longrightarrow 450 \text{ mm} \geq 427 \text{ mm (Oke)}$$

$$b \geq h1/16 \longrightarrow 450 \text{ mm} \geq 5000/16 = 312,5 \text{ mm (Oke)}$$

$$b1 \geq \frac{bc.lw}{10b} \longrightarrow 1500 \text{ mm} \geq \frac{427.7000}{10.450} = 664,222 \text{ mm (Oke)}$$

$$b1 \geq \frac{bc^2}{b} \longrightarrow 1500 \text{ mm} \geq \frac{427^2}{450} = 405,176 \text{ mm (Oke)}$$

$$b1 \geq h1/16 \longrightarrow 1500 \text{ mm} \geq 5000/16 = 312,5 \text{ mm (Oke)}$$



Gambar 5.53 Keterangan Dimensi Dinding Geser

Untuk pengecekan dimensi struktur dinding tipe kantilever jenis dua dilakukan yang sama sehingga struktur dinding yang dipakai dapat dilihat pada Tabel 5.46.

Tabel 5.46 Ukuran Dimensi Struktur Dinding

Jenis Dinding	lw (mm)	Ar	bc/lw	bc (mm)	Awb (mm ²)	b (mm)	$b1$ (mm)	bw (mm)
1.	7000	13,1	0,061	427	675000	450	1500	450
2.	7000	13,1	0,061	427	2250000	1500	1500	450

2. Menentukan baja tulangan transversal

Untuk struktur dinding dengan tebal 450 mm, maksimum diameter tulangan yang digunakan adalah 1/10 nya. Berarti $1/10 \cdot 450 = 45$ mm.

a. Kuat geser dinding

Kuat geser beton (V_c) struktur dinding dihitung sesuai SNI 2847-2013 Pasal 11.9.6, yang tertulis dalam Persamaan 3.111 dan 3.112. Dari kedua persamaan kemudian diambil nilai yang terkecil.

Diketahui data struktur dan hasil analisa struktur dari ETABS 16.2:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

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

$$\phi = 0,75$$

$$P_u = 30255,386 \text{ kN}$$

$$M_u = 41187,3667 \text{ kNm}$$

$$V_u = 4725,584 \text{ kN}$$

$$\text{Tinggi total struktur dinding, } h_w = 91700 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang struktur dinding, } l_w = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal dinding, } h = 450 \text{ mm}$$

$$d = 0,8 \cdot l_w = 0,8 \cdot 7000 = 5600 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d + \frac{P_u \cdot d}{4 \cdot l_w}$$

$$= 0,27 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 450 \cdot 5600 + \frac{30255,386 \cdot 5600}{4 \cdot 7000}$$

$$= 10354304,58 \text{ N} = 10354,305 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = \left[0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \cdot (0,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 0,2 \cdot \frac{P_u \cdot l_w}{h})}{\frac{M_u \cdot l_w}{V_u \cdot 2}} \right] h \cdot d$$

$$= \left[0,05 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} + \frac{7000 \cdot (0,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} + 0,2 \cdot \frac{30255,39 \cdot 1000 \cdot 7000}{450})}{\frac{41187,37 \cdot 1000000}{4725,58 \cdot 1000} \cdot \frac{7000}{2}} \right] 450 \cdot 5600$$

$$= 9432641,428 \text{ N} = 9423,641 \text{ kN}$$

Dari nilai V_c di atas diambil yang terkecil, sehingga V_c pakai = 9423,641 kN. Menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.9.8 menjelaskan bahwa, gaya geser rencana V_u harus kurang dari $0,5 \cdot \phi \cdot V_c$.

$$0,5 \cdot \phi \cdot V_c = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 9432,641 = 3537,241 \text{ kN}$$

$$V_u = 4725,584 \text{ kN}$$

$0,5 \cdot \phi \cdot V_c = 3537,241 \text{ kN} < V_u = 4725,584 \text{ kN}$, sehingga harus dipasang tulangan sesuai SNI 2847-2013 Pasal 11.9.8.

b. Periksa kebutuhan tirai tulangan

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.2.2 menjelaskan bahwa paling sedikit dua tirai tulangan harus digunakan pada suatu dinding jika gaya geser rencana V_u , melebihi persamaan 3.110.

$$A_{cv} = l_w \cdot h = 7000 \cdot 450 = 3150000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} 0,17 \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} &= 0,17 \cdot 1 \cdot (3150000) \cdot \sqrt{40} \\ &= 3386799,374 \text{ N} = 3386,799 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$3386,799 \text{ kN} < V_u = 4725,584 \text{ kN}$$

Dari hasil di atas disimpulkan bahwa harus digunakan dua lapis tulangan sesuai SNI 2847-2013 Pasal 21.9.2.2.

c. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk menahan gaya geser

Digunakan dua lapis tulangan diameter 13 mm dengan jarak spasi sebesar 200 mm (jarak spasi maksimum 450 mm). kemudian hitung rasio tulangannya.

$$A_{1D} = \frac{1}{4} \pi \cdot \phi^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{2 \cdot A_{1D}}{h \cdot s} = \frac{2 \cdot 132,732}{450 \cdot 200} = 0,00295 > 0,0025 \text{ (Sesuai SNI 2837-2013 Pasal 21.9.2)}$$

Menurut Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.4.1 menjelaskan bahwa kuat geser struktur dinding tidak boleh melebihi kuat geser nominal seperti persamaan 3.114.

$$A_{cv} = 3150000 \text{ mm}^2$$

$$h_w/l_w = 91700/7000 = 13,1 > , \text{ maka } \alpha_c = 0,17$$

$$\begin{aligned} V_n &= A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho \cdot f_y) \\ &= 3150000 \cdot (0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} + 0,00332 \cdot 400) \\ &= 7103303,48 \text{ N} = 7103,303 \text{ kN} > V_u = 4725,584 \text{ kN} \end{aligned}$$

“memenuhi syarat bahwa struktur dinding cukup kuat menahan gaya geser”.
Sehingga dipakai tulangan 2D13-200.

3. Kebutuhan *boundary element*

Boundary element dibutuhkan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada struktur dinding melebihi $0,2 f'c$ sesuai SNI 2847-2013 Pasal 21.9.6.3.

a. Syarat *boundary element*

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.6.3 menjelaskan bahwa suatu struktur dinding memerlukan komponen batas jika memenuhi persamaan 3.115.

$$f_{max} > 0,2 f'c$$

$$f_{max} = \frac{Pu}{Ag} + \left[\frac{Mu}{I} \cdot \frac{lw}{2} \right] = \frac{30255,386.1000}{7000.400} + \left[\frac{41187,367.1000000}{400.7000^3 \cdot \frac{1}{12}} \cdot \frac{7000}{2} \right] = 23,414 \text{ MPa}$$

$$f_{max} = 23,414 \text{ MPa} > 0,2 f'c = 0,2 \cdot 40 = 8 \text{ MPa}$$

“sehingga dibutuhkan *boundary element*”

b. Panjang *boundary element*

Bila digunakan komponen batas (*boundary element*), maka harus memenuhi persyaratan dimana komponen batas harus menerus secara horizontal dari sisi serat desak terluar sejarak tidak kurang daripada persamaan yang terdapat dalam SNI 2847-2013 Pasal 21.9.6.4 yang ditulis dalam persamaan

$$c - 0,1 \cdot lw \text{ dan } c/2. \text{ Nilai } \frac{\delta u}{hw} = 0,007 \text{ dan } lw = 7000 \text{ mm.}$$

$$c > \frac{lw}{600 \cdot \left(\frac{\delta u}{hw}\right)} = \frac{7000}{600 \cdot 0,007} = 1670 \text{ mm}$$

sehingga $c - 0,1 \cdot lw = 1670 - 0,1 \cdot 7000 = 970 \text{ mm}$ dan $c/2 = 1670/2 = 835 \text{ mm}$, maka diambil Panjang *boundary element* sesuai dengan data proyek sebesar 1500 mm.

c. Penulangan transversal yang diperlukan *boundary element*

Ukuran *boundary element*, $b = 450 \text{ mm}$, dan digunakan tulangan Senggang diameter 10 mm.

$$hc = 450 - (2 \cdot 40 + 2 \cdot 10) = 350 \text{ mm}$$

1) syarat spasi antar tulangan:

a) $\frac{1}{4} \cdot 450 = 112,5 \text{ mm}$

b) $6 \cdot db = 6 \cdot 19 = 114 \text{ mm}$

$$c) 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350-\frac{1}{3}\cdot 350}{3}\right) = 177,778 \text{ mm}$$

Dari ketiga syarat di atas maka dipakai jarak spasi tulangan 100 mm.

- 2) Luas tulangan Sengkang A_{sh} , tidak boleh kurang dari ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.4.

$$A_{sh} \geq 0,09 \cdot \frac{s \cdot h_c \cdot f'c}{f_y} = 0,09 \cdot \frac{100 \cdot 350 \cdot 40}{400} = 315 \text{ mm}^2$$

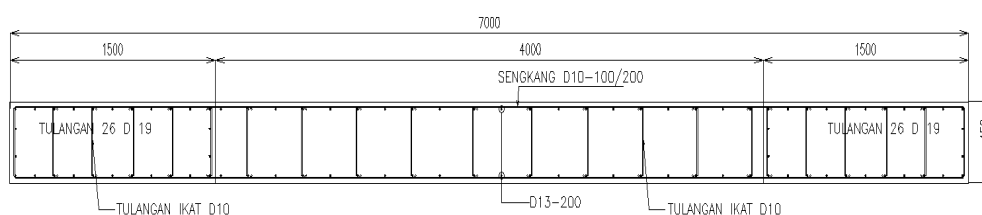
Misal digunakan 6 kaki sengkang dengan tulangan diameter 10 mm.

$$A_{sh} = n \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot \phi^2 = 6 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 10^2 = 471,239 \text{ mm}^2 \geq 315 \text{ mm}^2 \text{ (Oke)}$$

Sehingga tulangan transversal *boundary element* dipakai 6D10-100.

4. Diagram Mn-Pn untuk struktur dinding.

Diagram interaksi Mn-Pn menunjukkan hubungan antara beban aksial dan momen lentur pada kondisi batas.



Gambar 5.54 Penulangan Struktur Dinding

Diketahui:

Tegangan desak beton, $f'c$ = 40 MPa

Tegangan leleh baja, f_y = 400 MPa

Modulus Elastisitas Baja, E_s = 200000 MPa

Regangan maksimum beton, ϵ_c = 0,003

Regangan Baja, ϵ_y = $\frac{f_y}{E} = \frac{400}{200000} = 0,002$

Factor reduksi, ϕ = 0,65

Gaya aksial nominal, P_n = $\frac{Pu}{\phi} = \frac{30255,386}{0,65} = 46546,747 \text{ kN}$

Momen nominal, M_n = $\frac{Mu}{\phi} = \frac{41187,3667}{0,65} = 63365,180 \text{ kNm}$

$$\beta_1 = 0,85 - \left(\frac{f'c - 28}{7}\right) \cdot 0,005 = 0,85 - \left(\frac{40 - 28}{7}\right) \cdot 0,005 = 0,764$$

Digunakan 40 buah tulangan diameter 13 mm pada badan struktur dinding dan 52 buah tulangan diameter 19 mm pada daerah komponen batas (*boundary element*).

a. Kondisi beban sentris

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban bekerja tepat pada titik berat potongan kolom (beban aksial murni), sehingga tidak ada momen yang terjadi.

Lebar dinding, $b = 450$ mm

Panjang struktur dinding, $h = 7000$ mm

$$A_g = b \cdot h = 450 \cdot 7000 = 3150000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = (40 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2) + (52 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 19^2) = 20052,786 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \\ &= 0,85 \cdot 40 \cdot (3150000 - 20052,786) + 400 \cdot 20052,786 \\ &= 114439319,6 \text{ N} = 114439,320 \text{ kN} \end{aligned}$$

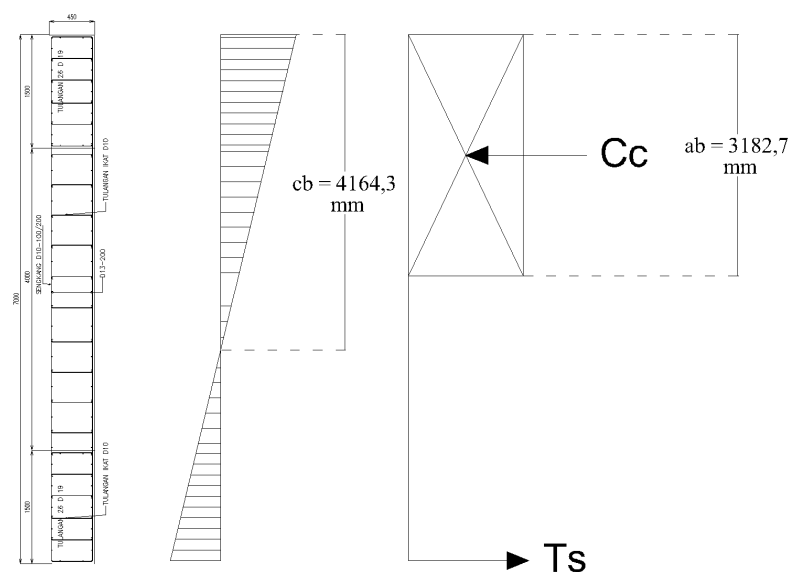
b. Kondisi *balance*

$$d_s = S_b + \emptyset_s + \frac{1}{2} \emptyset_p = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 = 59,5 \text{ mm}$$

$$d = l_w - d_s = 7000 - 59,5 = 6940,5 \text{ mm}$$

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \cdot d = \frac{0,003}{0,003 + 0,002} \cdot 6940,5 = 4164,3 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,764 \cdot 4164,3 = 3182,715 \text{ mm}$$



Gambar 5.55 Penampang Struktur Dinding pada Kondisi Balance

Tabel 5.47 Regangan dan Tegangan pada Kondisi Balance

Baris	y_i (mm)	ϵ_{si}	F_{si} (MPa)	A_{si} (mm ²)	$F_s = A_{si} \cdot f_{si}$ (N)	$F_{si}(c-y_i)$	Ket
1	59,5	0,00296	400	1134,11	415086,07	1703845304	CS1
2	182,75	0,00287	400	567,06	207543,04	826342972,9	CS2
3	324,51	0,00277	400	567,06	207543,04	796921672,2	CS3
4	466,26	0,00266	400	567,06	207543,04	767502446,9	CS4
5	608,01	0,00256	400	567,06	207543,04	738083221,6	CS5
6	749,76	0,00246	400	567,06	207543,04	708663996,3	CS6
7	891,52	0,00236	400	567,06	207543,04	679242695,6	CS7
8	1033,27	0,00226	400	567,06	207543,04	649823470,4	CS8
9	1175,02	0,00215	400	567,06	207543,04	620404245,1	CS9
10	1316,77	0,00205	400	567,06	207543,04	590985019,8	CS10
11	1459	0,00195	389,78	1134,11	403500,63	1091590256	CS11
12	1541	0,00189	377,97	265,46	91311,82	239538300,8	CS12
13	1741	0,00175	349,15	265,46	83662,10	202738358,1	CS13
14	1941	0,00160	320,34	265,46	76012,37	168998305,4	CS14
15	2141	0,00146	291,52	265,46	68362,65	138318142,7	CS15
16	2341	0,00131	262,70	265,46	60712,92	110697869,9	CS16
17	2541	0,00117	233,89	265,46	53063,20	86137487,15	CS17
18	2741	0,00103	205,07	265,46	45413,47	64636994,33	CS18
19	2941	0,00088	176,26	265,46	37763,75	46196391,48	CS19
20	3141	0,00074	147,44	265,46	30114,02	30815678,6	CS20
21	3391	0,00056	111,42	265,46	20551,87	15892757,77	CS21
22	3591	0,00041	82,60	265,46	12902,14	7396797,324	CS22
23	3798,98	0,00026	52,64	265,46	4947,19	1807308,129	CS23
24	4009	0,00011	22,38	265,46	-3085,78	-479222,3001	CS24
25	4209	-0,00003	-6,44	265,46	-1709,71	76424,19438	TS1

Lanjutan Tabel 5.47 Regangan dan Tegangan pada Kondisi Balance

Baris	y_i (mm)	ϵ_{si}	F_{si} (MPa)	A_{si} (mm ²)	$F_s = A_{si} \cdot f_{si}$ (N)	$F_{si}(c-y_i)$	Ket
26	4409	-0,00018	-35,26	265,46	-9359,44	2290254,588	TS2
27	4609	-0,00032	-64,07	265,46	-17009,16	7563974,951	TS3
28	4809	-0,00046	-92,89	265,46	-24658,89	15897585,29	TS4
29	5009	-0,00061	-121,71	265,46	-32308,61	27291085,59	TS5
30	5209	-0,00075	-150,52	265,46	-39958,34	41744475,86	TS6
31	5409	-0,00090	-179,34	265,46	-47608,06	59257756,11	TS7
32	5541	-0,00099	-198,36	1134,11	-224960,17	309702663,8	TS8
33	5683,23	-0,00109	-218,85	567,06	-124100,66	188500210,7	TS9
34	5824,98	-0,00120	-239,27	567,06	-135682,01	225324404,1	TS10
35	5966,73	-0,00130	-259,70	567,06	-147263,37	265431911,7	TS11
36	6108,48	-0,00140	-280,12	567,06	-158844,72	308822733,5	TS12
37	6250,24	-0,00150	-300,55	567,06	-170426,90	355500278,1	TS13
38	6391,99	-0,00160	-320,97	567,06	-182008,25	405457960,1	TS14
39	6533,74	-0,00171	-341,39	567,06	-193589,61	458698956,3	TS15
40	6675,49	-0,00181	-361,82	567,06	-205170,96	515223266,7	TS16
41	6817,25	-0,00191	-382,24	567,06	-216753,13	575035226,5	TS17
42	6940,5	-0,00200	-400	1134,11	-453645,98	1259411967	TS18
Total					883147,76	15307331605	

Resultan gaya diperoleh dari tulangan dan gaya desak beton.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot ab \cdot b = 0,85 \cdot 40 \cdot 3182,715 \cdot 450 = 48695539,5 \text{ N}$$

$$P_n = \Sigma C_c + \Sigma f_s$$

$$= 48695539,5 + 883147,76$$

$$= 49578687,26 \text{ N} = 29578,687 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \left(cb - \frac{ab}{2} \right) + \Sigma f_s (cb - y_i) + P_n \left(\frac{d}{2} - cb \right)$$

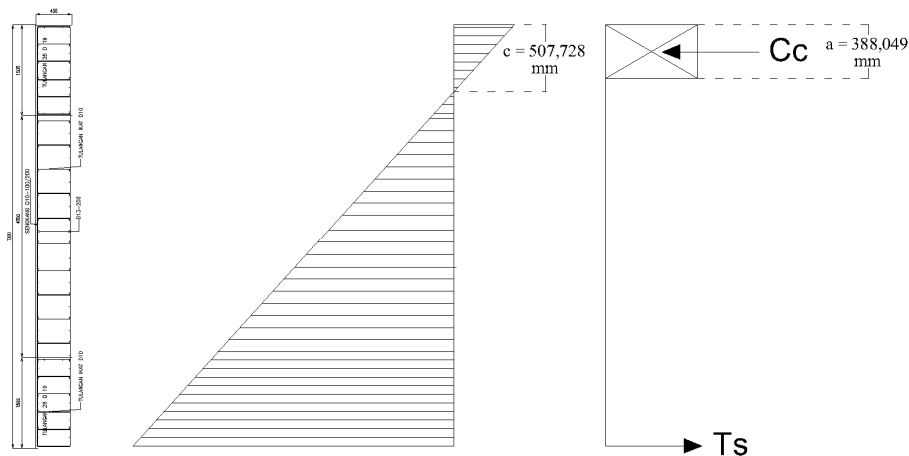
$$\begin{aligned}
 &= 48695539,5 \left(4164,3 - \frac{3182,72}{2} \right) + 15307331605 + \\
 &44168071,76 \left(\frac{6940,5}{2} - 4164,3 \right) \\
 &= 106188066855 \text{ Nmm} = 106188,067 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Kondisi Momen Murni

Kondisi momen murni adalah kondisi dimana nilai tekan aksial nominalnya, $P_n = 0$. Untuk mendapatkan nilai c dilakukan *trial error*.

$$c = 507,728 \text{ mm (trial error)}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,764 \cdot 507,728 = 388,0496 \text{ mm}$$



Gambar 5.56 Penampang Struktur Dinding pada Kondisi Momen Murni

Tabel 5.48 Regangan dan Tegangan pada Kondisi Momen Murni

Baris	y_i (mm)	ϵ_{si}	F_{si} (MPa)	A_{si} (mm ²)	$F_s = A_{si} \cdot f_{si}$ (N)	$F_{si}(c - y_i)$	Ket
1	59,5	0,00265	400,0	1134,11	415086,07	186053366	CS1
2	182,75	0,00192	384,0	567,06	198491,71	64505518,55	CS2
3	324,51	0,00108	216,5	567,06	103496,75	18962508,57	CS3
4	466,26	0,00025	49,0	567,06	8508,49	352833,3009	CS4
5	608,01	-0,00059	-118,5	567,06	-67199,82	6738905,548	TS1
6	749,76	-0,00143	-286,0	567,06	-162188,08	39254641,06	TS2
7	891,52	-0,00227	-400,0	567,06	-226822,99	87052757,79	TS3

**Lanjutan Tabel 5.48 Regangan dan Tegangan pada Kondisi Momen
Murni**

Baris	y_i (mm)	ϵ_{si}	F_{si} (MPa)	A_{si} (mm²)	$F_s=A_{si}.f_{si}$ (N)	$F_{si}(c-y_i)$	Ket
8	1033,27	-0,00311	-400,0	567,06	-226822,99	119204916,6	TS4
9	1175,02	-0,00394	-400,0	567,06	-226822,99	151357075,3	TS5
10	1316,77	-0,00478	-400,0	567,06	-226822,99	183509234,1	TS6
11	1459	-0,00562	-400,0	1134,11	-453645,98	431540535,9	TS7
12	1541	-0,00611	-400,0	265,46	-106185,83	109718804,1	TS8
13	1741	-0,00729	-400,0	265,46	-106185,83	130955970,4	TS9
14	1941	-0,00847	-400,0	265,46	-106185,83	152193136,7	TS10
15	2141	-0,00965	-400,0	265,46	-106185,83	173430303,1	TS11
16	2341	-0,01083	-400,0	265,46	-106185,83	194667469,4	TS12
17	2541	-0,01201	-400,0	265,46	-106185,83	215904635,8	TS13
18	2741	-0,01320	-400,0	265,46	-106185,83	237141802,1	TS14
19	2941	-0,01438	-400,0	265,46	-106185,83	258378968,4	TS15
20	3141	-0,01556	-400,0	265,46	-106185,83	279616134,8	TS16
21	3391	-0,01704	-400,0	265,46	-106185,83	306162592,7	TS17
22	3591	-0,01822	-400,0	265,46	-106185,83	327399759	TS18
23	3798,98	-0,01945	-400,0	265,46	-106185,83	349484288,3	TS19
24	4009	-0,02069	-400,0	265,46	-106185,83	371785436,7	TS20
25	4209	-0,02187	-400,0	265,46	-106185,83	393022603	TS21
26	4409	-0,02305	-400,0	265,46	-106185,83	414259769,4	TS22
27	4609	-0,02423	-400,0	265,46	-106185,83	435496935,7	TS23
28	4809	-0,02541	-400,0	265,46	-106185,83	456734102	TS24
29	5009	-0,02660	-400,0	265,46	-106185,83	477971268,4	TS25
30	5209	-0,02778	-400,0	265,46	-106185,83	499208434,7	TS26
31	5409	-0,02896	-400,0	265,46	-106185,83	520445601,1	TS27

Lanjutan Tabel 5.48 Regangan dan Tegangan pada Kondisi Momen Murni

Baris	y_i (mm)	ϵ_{si}	F_{si} (MPa)	A_{si} (mm ²)	$F_s = A_{si} \cdot f_{si}$ (N)	$F_{si}(c-y_i)$	Ket
32	5541	-0,02974	-400,0	1134,11	-453645,98	2283323423	TS28
33	5683,23	-0,03058	-400,0	567,06	-226822,99	1173922745	TS29
34	5824,98	-0,03142	-400,0	567,06	-226822,99	1206074904	TS30
35	5966,73	-0,03226	-400,0	567,06	-226822,99	1238227063	TS31
36	6108,48	-0,03309	-400,0	567,06	-226822,99	1270379222	TS32
37	6250,24	-0,03393	-400,0	567,06	-226822,99	1302533649	TS33
38	6391,99	-0,03477	-400,0	567,06	-226822,99	1334685807	TS34
39	6533,74	-0,03561	-400,0	567,06	-226822,99	1366837966	TS35
40	6675,49	-0,03644	-400,0	567,06	-226822,99	1398990125	TS36
41	6817,25	-0,03728	-400,0	567,06	-226822,99	1431144552	TS37
42	6940,5	-0,03801	-400,0	1134,11	-453645,98	2918200971	TS38
Total					-5937158,33	24516830734	

Resultan gaya diperoleh dari tulangan dan gaya desak beton.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 40 \cdot 425,075 \cdot 450 = 5937158,327 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} P_n &= \Sigma C_c + \Sigma f_s \\ &= 5937158,327 + (-5937158,33) \\ &= 0,000 \text{ N} \end{aligned}$$

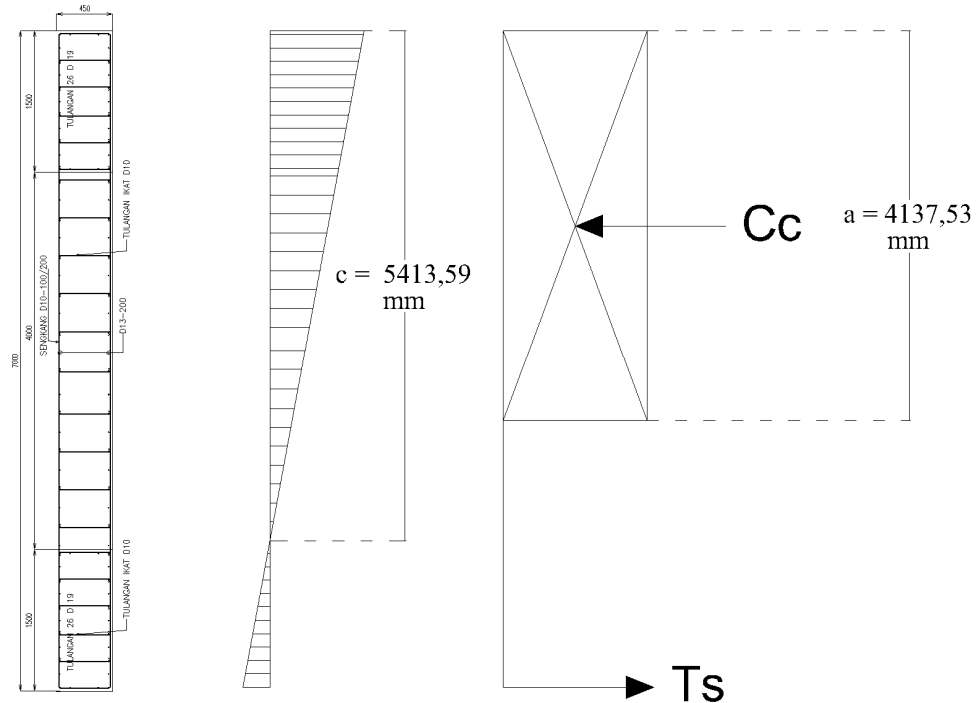
$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(c - \frac{a}{2} \right) + \Sigma f_s (c - y_i) + P_n \left(\frac{d}{2} - c \right) \\ &= 5937158,327 \left(507,728 - \frac{425,075}{2} \right) + 24516830734 + \\ &\quad 0 \left(\frac{6940,5}{2} - 507,728 \right) \\ &= 26379338790 \text{ Nmm} = 26379,339 \text{ kNm} \end{aligned}$$

d. Kondisi Patah Desak

Kondisi patah desak merupakan kondisi dimana $c > cb$. Pada perhitungan ini dicoba nilai c sebesar $1,3cb$.

$$c = 1,3 cb = 1,3 \cdot 4164,3 = 5413,59 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,764 \cdot 5413,59 = 4137,53 \text{ mm}$$



Gambar 5.57 Penampang Struktur Dinding pada Kondisi Patah Desak

Tabel 5.49 Regangan dan Tegangan pada Kondisi Patah Desak

Baris	y_i (mm)	ϵ_{si}	F_{si} (MPa)	A_{si} (mm ²)	$F_s = A_{si} \cdot f_{si}$ (N)	$F_{si}(c-y_i)$	Ket
1	59,5	0,00297	400,00	1134,11	415086,07	2222408182	CS1
2	182,75	0,00290	400,00	567,06	207543,04	1085624412	CS2
3	324,51	0,00282	400,00	567,06	207543,04	1056203111	CS3
4	466,26	0,00274	400,00	567,06	207543,04	1026783886	CS4
5	608,01	0,00266	400,00	567,06	207543,04	997364660,4	CS5
6	749,76	0,00258	400,00	567,06	207543,04	967945435,1	CS6
7	891,52	0,00251	400,00	567,06	207543,04	938524134,4	CS7
8	1033,27	0,00243	400,00	567,06	207543,04	909104909,1	CS8
9	1175,02	0,00235	400,00	567,06	207543,04	879685683,9	CS9
10	1316,77	0,00227	400,00	567,06	207543,04	850266458,6	CS10

**Lanjutan Tabel 5.49 Regangan dan Tegangan pada Kondisi Patah
Desak**

Baris	y_i (mm)	ϵ_{si}	F_{si} (MPa)	A_{si} (mm²)	$F_s = A_{si} \cdot f_{si}$ (N)	$F_{si}(c-y_i)$	Ket
11	1459	0,00219	400,00	1134,11	415086,07	1641495225	CS11
12	1541	0,00215	400,00	265,46	97160,04	376260983,8	CS12
13	1741	0,00204	400,00	265,46	97160,04	356828976,6	CS13
14	1941	0,00192	384,87	265,46	93144,81	323453746,4	CS14
15	2141	0,00181	362,71	265,46	87260,41	285567542,8	CS15
16	2341	0,00170	340,54	265,46	81376,01	250035100,7	CS16
17	2541	0,00159	318,38	265,46	75491,60	216856420,1	CS17
18	2741	0,00148	296,21	265,46	69607,20	186031501,1	CS18
19	2941	0,00137	274,04	265,46	63722,79	157560343,5	CS19
20	3141	0,00126	251,88	265,46	57838,39	131442947,5	CS20
21	3391	0,00112	224,17	265,46	50482,89	102106179,6	CS21
22	3591	0,00101	202,00	265,46	44598,48	81284746,97	CS22
23	3798,98	0,00089	178,95	265,46	38479,29	62129046,93	CS23
24	4009	0,00078	155,67	265,46	32300,08	45368366,41	CS24
25	4209	0,00067	133,51	265,46	26415,67	31820056,87	CS25
26	4409	0,00056	111,34	265,46	20531,27	20625508,85	CS26
27	4609	0,00045	89,17	265,46	14646,87	11784722,34	CS27
28	4809	0,00034	67,01	265,46	8762,46	5297697,348	CS28
29	5009	0,00022	44,84	265,46	2878,06	1164433,871	CS29
30	5209	0,00011	22,68	265,46	-3006,34	-615068,0904	CS30
31	5409	0,00000	0,51	265,46	-8890,75	-40808,5362	CS31
32	5541	-0,00007	-14,12	1134,11	-16014,98	2040468,972	TS1
33	5683,23	-0,00015	-29,88	567,06	-16946,39	4569425,542	TS2
34	5824,98	-0,00023	-45,60	567,06	-25855,13	10636541,27	TS3

**Lanjutan Tabel 5.49 Regangan dan Tegangan pada Kondisi Patah
Desak**

Baris	y_i (mm)	ϵ_{si}	F_{si} (MPa)	A_{si} (mm ²)	$F_s = A_{si} \cdot f_{si}$ (N)	$F_{si}(c-y_i)$	Ket
35	5966,73	-0,00031	-61,31	567,06	-34763,86	19229283,34	TS4
36	6108,48	-0,00039	-77,02	567,06	-43672,60	30347651,76	TS5
37	6250,24	-0,00046	-92,73	567,06	-52581,96	43992698,15	TS6
38	6391,99	-0,00054	-108,44	567,06	-61490,70	60162497,43	TS7
39	6533,74	-0,00062	-124,15	567,06	-70399,43	78857923,05	TS8
40	6675,49	-0,00070	-139,86	567,06	-79308,17	100078975	TS9
41	6817,25	-0,00078	-155,57	567,06	-88217,53	123827417,7	TS10
42	6940,5	-0,00085	-169,23	1134,11	-191927,15	293055477	TS11
Total					2966840,82	15987166901	

Resultan gaya diperoleh dari tulangan dan gaya desak beton.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 40 \cdot 4137,53 \cdot 450 = 63304201,35 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} P_n &= \Sigma C_c + \Sigma f_s \\ &= 63304201,35 + 2966840,82 \\ &= 66271042,17 \text{ N} = 66271,042 \text{ kN} \end{aligned}$$

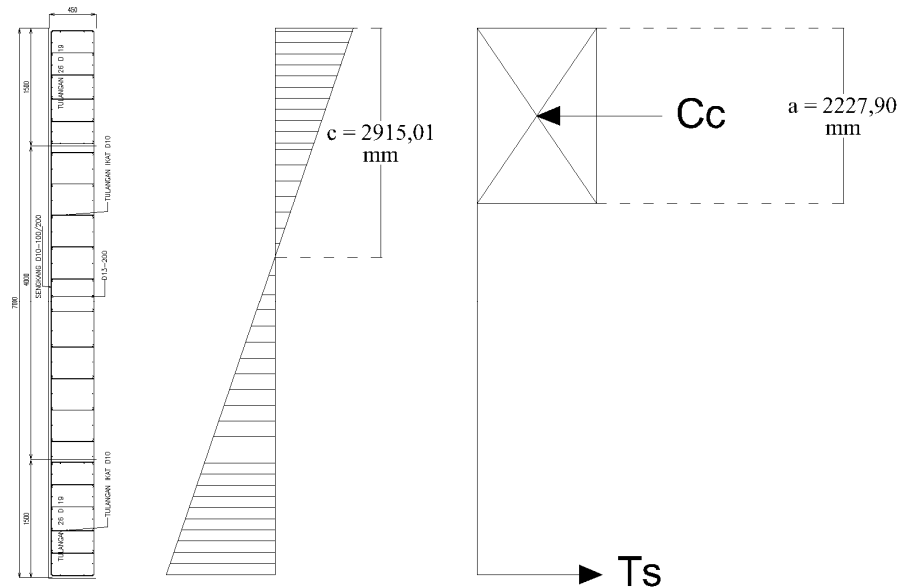
$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(c - \frac{a}{2} \right) + \Sigma f_s (c - y_i) + P_n \left(\frac{d}{2} - c \right) \\ &= 63304201,35 \left(5413,59 - \frac{4137,53}{2} \right) + 15987166901 + \\ &\quad 66271042,17 \left(\frac{6940,5}{2} - 5413,59 \right) \\ &= 98941490911 \text{ Nmm} = 98941,491 \text{ kNm} \end{aligned}$$

e. Kondisi Patah Tarik

Kondisi patah tarik merupakan kondisi dimana $c < cb$. Pada perhitungan ini dicoba nilai c sebesar $0,7cb$.

$$c = 0,7 cb = 1,3 \cdot 4164,3 = 2915,01 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,764 \cdot 2915,01 = 2227,9 \text{ mm}$$



Gambar 5.58 Penampang Struktur Dinding pada Kondisi Patah Tarik

Tabel 5.50 Regangan dan Tegangan pada Kondisi Patah Tarik

Baris	y_i (mm)	ϵ_{si}	F_{si} (MPa)	A_{si} (mm ²)	$F_s = A_{si} \cdot f_{si}$ (N)	$F_{si}(c-y_i)$	Ket
1	59,5	0,00294	400,00	1134,11	415086,07	1185282426	CS1
2	182,75	0,00281	400,00	567,06	207543,04	567061534,1	CS2
3	324,51	0,00267	400,00	567,06	207543,04	537640233,4	CS3
4	466,26	0,00252	400,00	567,06	207543,04	508221008,1	CS4
5	608,01	0,00237	400,00	567,06	207543,04	478801782,8	CS5
6	749,76	0,00223	400,00	567,06	207543,04	449382557,6	CS6
7	891,52	0,00208	400,00	567,06	207543,04	419961256,9	CS7
8	1033,27	0,00194	387,32	567,06	200353,20	377012629,3	CS8
9	1175,02	0,00179	358,14	567,06	183808,41	319824788,3	CS9
10	1316,77	0,00164	328,97	567,06	167263,61	267327396,2	CS10
11	1459	0,00150	299,69	1134,11	301325,59	438733070,8	CS11
12	1541	0,00141	282,81	265,46	66051,34	90755197,24	CS12

**Lanjutan Tabel 5.50 Regangan dan Tegangan pada Kondisi Patah
Tarik**

Baris	y_i (mm)	ϵ_{si}	F_{si} (MPa)	A_{si} (mm²)	$F_s = A_{si} \cdot f_{si}$ (N)	$F_{si}(c-y_i)$	Ket
13	1741	0,00121	241,65	265,46	55123,16	64715139,08	CS13
14	1941	0,00100	200,48	265,46	44194,98	43046352,31	CS14
15	2141	0,00080	159,32	265,46	33266,80	25748836,93	CS15
16	2341	0,00059	118,15	265,46	22338,62	12822592,94	CS16
17	2541	0,00038	76,98	265,46	11410,44	4267620,327	CS17
18	2741	0,00018	35,82	265,46	482,27	83919,10314	CS18
19	2941	-0,00003	-5,35	265,46	-1420,12	36908,83541	TS1
20	3141	-0,00023	-46,52	265,46	-12348,30	2790591,245	TS2
21	3391	-0,00049	-97,97	265,46	-26008,52	12379794,64	TS3
22	3591	-0,00070	-139,14	265,46	-36936,70	24968837,67	TS4
23	3798,98	-0,00091	-181,95	265,46	-48300,91	42696555,05	TS5
24	4009	-0,00113	-225,18	265,46	-59776,59	65394991,47	TS6
25	4209	-0,00133	-266,34	265,46	-70704,77	91491263,08	TS7
26	4409	-0,00154	-307,51	265,46	-81632,95	121958806,1	TS8
27	4609	-0,00174	-348,68	265,46	-92561,13	156797620,5	TS9
28	4809	-0,00195	-389,84	265,46	-103489,30	196007706,2	TS10
29	5009	-0,00216	-400,00	265,46	-106185,83	222352069,7	TS11
30	5209	-0,00236	-400,00	265,46	-106185,83	243589236	TS12
31	5409	-0,00257	-400,00	265,46	-106185,83	264826402,4	TS13
32	5541	-0,00270	-400,00	1134,11	-453645,98	1191269805	TS14
33	5683,23	-0,00285	-400,00	567,06	-226822,99	627895936,2	TS15
34	5824,98	-0,00299	-400,00	567,06	-226822,99	660048095	TS16
35	5966,73	-0,00314	-400,00	567,06	-226822,99	692200253,8	TS17
36	6108,48	-0,00329	-400,00	567,06	-226822,99	724352412,6	TS18

**Lanjutan Tabel 5.50 Regangan dan Tegangan pada Kondisi Patah
Tarik**

Baris	y_i (mm)	ϵ_{si}	F_{si} (MPa)	A_{si} (mm ²)	$F_s = A_{si} \cdot f_{si}$ (N)	$F_{si}(c-y_i)$	Ket
37	6250,24	-0,00343	-400,00	567,06	-226822,99	756506839,6	TS19
38	6391,99	-0,00358	-400,00	567,06	-226822,99	788658998,3	TS20
39	6533,74	-0,00372	-400,00	567,06	-226822,99	820811157,1	TS21
40	6675,49	-0,00387	-400,00	567,06	-226822,99	852963315,9	TS22
41	6817,25	-0,00402	-400,00	567,06	-226822,99	885117742,9	TS23
42	6940,5	-0,00414	-400,00	1134,11	-453645,98	1826147353	TS24
Total					-1054472,93	17061951034	

Resultan gaya diperoleh dari tulangan dan gaya desak beton.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 40 \cdot 2227,9 \cdot 450 = 34086877,65 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} P_n &= \Sigma C_c + \Sigma f_s \\ &= 34086877,65 + (-1054472,93) \\ &= 33032404,72 \text{ N} = 33032,405 \text{ kN} \end{aligned}$$

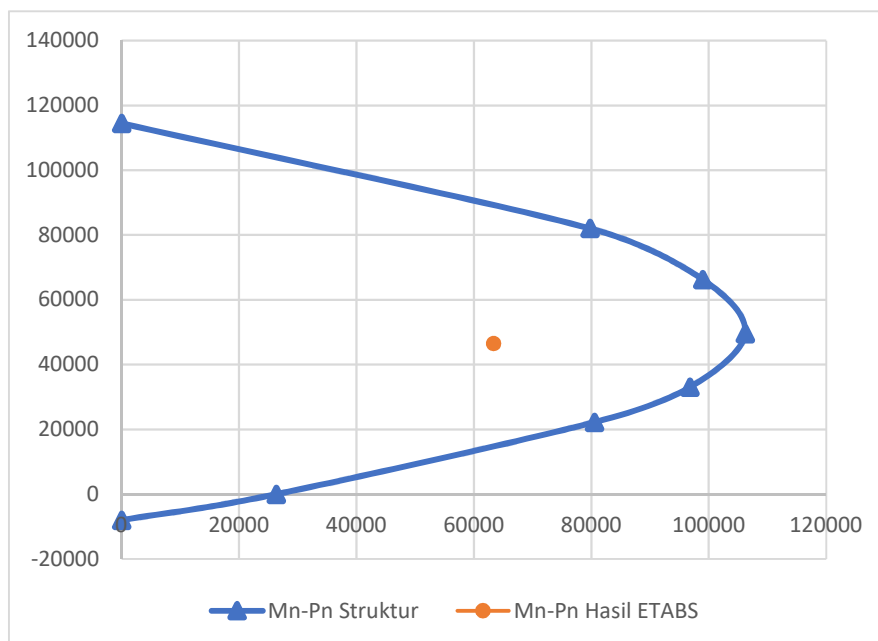
$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left(c - \frac{a}{2} \right) + \Sigma f_s (c - y_i) + P_n \left(\frac{d}{2} - c \right) \\ &= 34086877,65 \left(2915,01 - \frac{2227,9}{2} \right) + 17061951034 + \\ &\quad 33032404,72 \left(\frac{6940,5}{2} - 2915,01 \right) \\ &= 96795366769 \text{ Nmm} = 96795,367 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f. Kondisi Tarik Murni

Kondisi ini adalah kondisi dimana beban yang terjadi hanya beban aksial tarik murni saja.

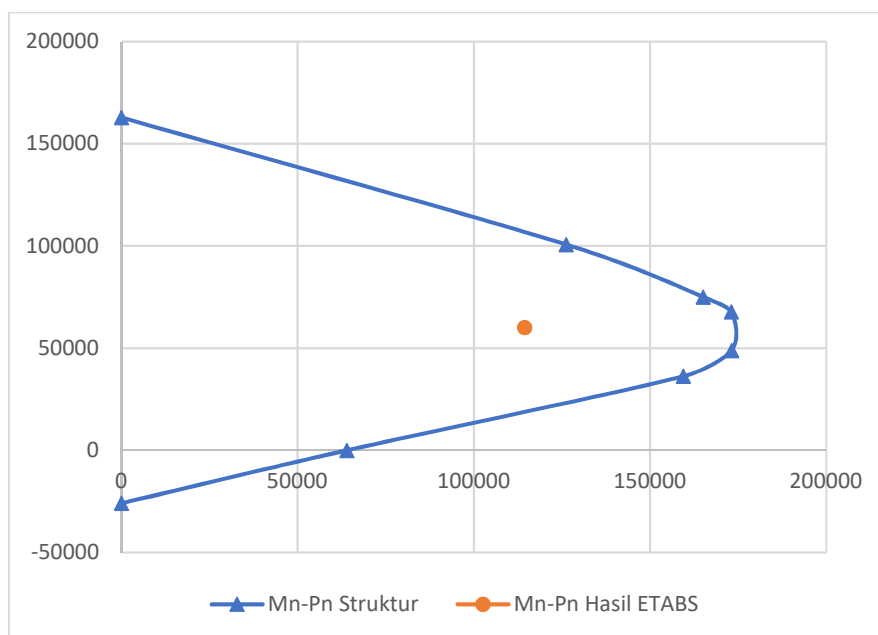
$$\begin{aligned} P_n &= - \Sigma A_{st} \cdot f_y \\ &= - 20052,78591 \cdot 400 \\ &= -8021114,363 \text{ N} = -8021,114363 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan gaya aksial nominal (P_n) dan momen lentur (M_n) pada tiap-tiap kondisi diatas, kemudian hasil tersebut diplotkan menjadi grafik Mn-Pn penampang struktur dinding yang dapat dilihat pada Gambar 5.59.



Gambar 5.59 Diagram Mn-Pn Struktur Dinding Jenis Satu

Untuk perhitungan Mn-Pn struktur dinding jenis dua dilakukan dengan cara yang sama sehingga hasil grafik Mn-Pn dapat dilihat pada Gambar 5.60.



Gambar 5.60 Diagram Mn-Pn Struktur Dinding Jenis Dua

Berikut merupakan hasil rekapitulasi perhitungan struktur dinding tipe kantilever (*cantilever wall*) dapat dilihat pada Tabel 5.51.

Tabel 5.51 Hasil Desain Struktur Dinding.

Jenis Dinding	L_w (mm)	Komponen Batas		Tebal (mm)	Tulangan			
		b (mm)	bl (mm)		Badan Dinding		Komponen Batas	
					Sengkang	Utama	Sengkang	Utama
1	7000	450	1500	450	2D13-200	40D13	6D10-100	52D19
2	7000	2500	1500	450	2D19-200	62D19	6D10-100	96D25

Berdasarkan hasil perencanaan dinding geser akibat respons maksimum pada tabel 5.51, dimensi dan konfigurasi tulangan yang digunakan sama dengan data eksisting gedung.