

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Mutu/Standar Material

4.1.1 Beton

Kekuatan karakteristik silinder beton (f'_c) yang didasarkan pada kuat tekan beton sebagai berikut:

1. Kolom : 30 MPa
2. Balok : 30 MPa
3. Pelat : 30 MPa
4. Shear wall : 30 MPa

4.1.2 Baja tulangan

Berdasarkan SNI 2052:2017 Baja Tulangan Beton, jenis tegangan leleh (f_y) baja tulangan yang digunakan:

1. Baja polos : 300 MPa (BjTP 280) untuk tulangan sengkang
2. Tulangan ulir : 420 MPa (BjTS 420) untuk tulangan utama

4.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan direncanakan sesuai dengan SNI 1727:2020 Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Beban gempa dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen sesuai dengan wilayah gempa Kota Padang.

4.3.1 Beban Mati

Beban mati merupakan berat sendiri pada struktur. Dalam analisis menggunakan *Robot Structural Analysis Professional*, beban ini didefinisikan dengan memasukkan elemen struktural yaitu terdiri dari balok, plat, kolom, dan dinding geser ke tipe beban *Dead Load* (DL).

4.3.2 Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan yang diperhitungkan dalam penelitian adalah:

Tabel 4. 1 Beban mati tambahan

Spesi 3 cm	=	h spesi	×	bj spesi
------------	---	---------	---	----------

	=	0,025	×	21	=	0,53	kN/m ²
Keramik 1 cm	=	h keramik	×	bj keramik			
	=	0,01	×	24	=	0,24	kN/m ²
Plafon + rangka	=	bj plafon					
	=	0,18		kN/m ²			
ME	=	berat ME					
	=	0,25		kN/m ²			
Untuk lantai 1-7	=	Total SIDL			=	1,2	kN/m ²
		Beban plafon + rangka +					
Untuk lantai 8	=	ME+Water Profing			=	0,48	kN/m ²

4.3.3 Beban Hidup

Beban hidup mengacu SNI 1727:2020 Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain pasal 4.3 untuk gedung perkantoran sebagai berikut:

Tabel 4. 2 Beban hidup

Lantai 1-8	=	2,4	kN/m ²
Lantai 10	=	1	kN/m ²

4.3.4 Beban Air Hujan

Beban hujan mengacu berdasarkan SNI 1727:2020 Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain pasal 8.3 dengan nilai d_s dan d_h yaitu 50 mm.

$$R = 0,0098 (d_s + d_h) = 0,0098 (50+50) = 0,99 \text{ kN/m}^2$$

4.3.5 Kombinasi Pembebanan

Beban kombinasi gedung yang direncanakan untuk dapat menghasilkan kekuatan struktur gedung yang sanggup menahan beban terfaktor. Berikut adalah beban kombinasi gedung yang di gunakan:

Tabel 4. 3 Kombinasi pembebanan

Comb 1	= 1,4 DL + 1,4 SIDL
Comb 2	= 1,2 DL + 1,2 SIDL + 1,6 LL + 0,5 R
Comb 3	= 1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL + 1,6 R + 1LL
Comb 8.1	= (1.0+0.14 S_{DS})D + 0.7 ρ EQX + 0.21 ρ EQY

Comb 8.2 = (1.0+0.14 S_{DS})D + 0.7 ρ EQX - 0.21 ρ EQY
Comb 8.3 = (1.0+0.14 S_{DS})D - 0.7 ρ EQX + 0.21 ρ EQY
Comb 8.4 = (1.0+0.14 S_{DS})D - 0.7 ρ EQX - 0.21 ρ EQY
Comb 8b.1 = (1.0+0.14 S_{DS})D + 0.21 ρ EQX + 0.7 ρ EQY
Comb 8b.2 = (1.0+0.14 S_{DS})D + 0.21 ρ EQX - 0.7 ρ EQY
Comb 8b.3 = (1.0+0.14 S_{DS})D - 0.21 ρ EQX + 0.7 ρ EQY
Comb 8b.4 = (1.0+0.14 S_{DS})D - 0.21 ρ EQX - 0.7 ρ EQY
Comb 9a.1 = (1.0+0.105 S_{DS})D + 0.525 ρ EQX + 0.1575 ρ EQY + 0.75L
Comb 9a.2 = (1.0+0.105 S_{DS})D + 0.525 ρ EQX - 0.1575 ρ EQY + 0.75L
Comb 9a.3 = (1.0+0.105 S_{DS})D - 0.525 ρ EQX + 0.1575 ρ EQY + 0.75L
Comb 9a.4 = (1.0+0.105 S_{DS})D - 0.525 ρ EQX - 0.1575 ρ EQY + 0.75L
Comb 9b.1 = (1.0+0.105 S_{DS})D + 0.1575 ρ EQX + 0.525 ρ EQY + 0.75L
Comb 9b.2 = (1.0+0.105 S_{DS})D + 0.1575 ρ EQX - 0.525 ρ EQY + 0.75L
Comb 9b.3 = (1.0+0.105 S_{DS})D - 0.1575 ρ EQX + 0.525 ρ EQY + 0.75L
Comb 9b.4 = (1.0+0.105 S_{DS})D - 0.1575 ρ EQX - 0.525 ρ EQY + 0.75L
Comb 10 = (1D + 0,2 S_{DS}) + 1Ex + 0,5L
Comb 11 = (1D + 0,2 S_{DS}) + 1Ey + 0,5 L
Comb 12 = 1,0 DL + 1,0 LL
Comb 13 = 1,2 D + 1 L

4.3 Preliminary Design

4.2.1 Perhitungan Dimensi Balok dan Sloof

Balok merupakan salah satu elemen struktural sebagai penopang vertical. Asumsi tinggi dan lebar balok berdasarkan bentangnya. Sesuai dengan Badan Standardisasi Nasional, SNI 2847-2019 pasal 9.3.1.1 maka dalam tinggi dan lebar minimum balok non-prategang yang digunakan berdasarkan *rule of thumb* yaitu:

1. Pada bentang 5,463 meter:

$$h = \frac{1}{12} \times 5463 \text{ mm} = 455 \text{ mm} = 500 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} \times 500 \text{ mm} = 250 \text{ mm}$$

2. Pada bentang 3,642 meter:

$$h = \frac{1}{12} \times 3642 \text{ mm} = 303,5 \text{ mm} = 350 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} \times 350 \text{ mm} = 151,7 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

3. Pada bentang 4,666 meter:

$$h = \frac{1}{12} \times 466 \text{ mm} = 38,8 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} \times 40 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

4. Pada bentang 4,835 meter:

$$h = \frac{1}{16} \times 4800 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} \times 300 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

Tipe pelat lantai dapat ditentukan dengan melihat ketentuan di bawah ini:

1. Jika $\frac{L_y}{L_x} < 2$, pelat dua arah
2. Jika $\frac{L_y}{L_x} \geq 2$, pelat satu arah

Dikarenakan panjang bentang bangunan yang diteliti 5,463 meter dan 3,642 meter, maka $\frac{L_y}{L_x} = \frac{546,3}{364,2} = 1,5$. Sehingga tipe pelat adalah pelat dua arah. Pada SNI 2847:2019 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan penjelasan Pasal 8.3.1 dijelaskan pada tabel 4.3 berikut:

Tabel 4. 4 Tebal minimum pelat lantai

a_{fm}	h minimum (mm)
$a_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku
$0,2 < a_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari $\frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(a_{fm} - 0,2)}$ 125
$a_{fm} > 2,0$	Terbesar dari $\frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$ 90

Sumber: SNI 2847:2019

Asumsi awal:

$$h_f \text{ (tebal pelat)} = 120\text{mm}$$

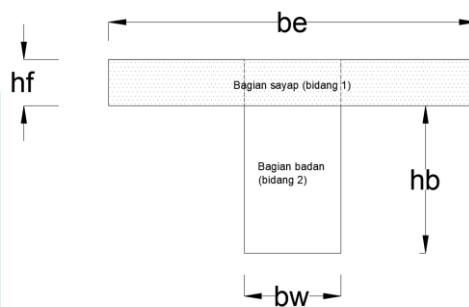
Balok $250 \times 500\text{mm}$

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

$$h_b \text{ (tinggi dari balok dikurang tebal pelat)} = 500\text{mm} - 150\text{mm} = 350\text{mm}$$

$$\begin{aligned} b_e &= b_w + 2 h_b \leq b_w + 8 h_f \\ &= 250 \text{ mm} + (2 \times 380 \text{ mm}) \leq 250 \text{ mm} + (8 \times 120 \text{ mm}) \\ &= 1.010 \text{ mm} \leq 1.210 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gunakan $b_e = 1010\text{mm}$



Gambar 4. 1 Balok T untuk menghitung tebal minimum pelat

Menentukan titik berat penampang y dari balok T

$$\text{Luas sayap (Bidang 1)} \quad b_e \times h_f = 1.010 \times 120 = 121.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas badan (Bidang 2)} \quad b_w \times h_b = 250 \times 380 = 95.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas total} = 121.200 \text{ mm}^2 + 95.000 \text{ mm}^2 + 216.200 \text{ mm}^2$$

Titik berat penampang y

$$\bar{y} = \frac{(\text{luas sayap} \times \text{titik berat sayap}) + (\text{luas badan} \times \text{titik berat badan})}{\text{Luas total}}$$

$$\bar{y} = \frac{(121200\text{mm}^2 \times 60\text{mm}) + (95000\text{mm}^2 \times (120\text{mm} + \frac{380\text{mm}}{2}))}{216200\text{mm}^2}$$

$$\bar{y} = 169,852\text{mm} = 170\text{mm}$$

Momen inersia total balok and slab

$$I_b = \left(\frac{1}{12} 1010\text{mm} \times 120^3 + 121200 \times 110^2 \right) + \left(\frac{1}{12} 250\text{mm} \times 380^3 + 95000 \times 80^2 \right)$$

$$I_b = 3363126667 \text{ mm}^4$$

Momen inersia pelat

$$I_s = \left(\frac{1}{12} \times l_y \times h f^3 \right) = \left(\frac{1}{12} \times \left(5000 - \frac{250}{2} - \frac{250}{2} \right) \times 120^3 \right)$$

$$I_s = 684.000.000 \text{ mm}^4$$

$$a_{fm} = \frac{E_b \times I_b}{E_s \times I_s} = \frac{4700 \sqrt{35} \times 3363126667}{4700 \sqrt{35} \times 684000000} = 4,91$$

Persamaan untuk mencari nilai β adalah sebagai berikut

$$\beta = \frac{5000 - \frac{250}{2} - \frac{250}{2}}{5000 - \frac{250}{2} - \frac{250}{2}} = 1$$

Karena $a_{fm} > 2$, maka persamaan yang digunakan untuk mencari tebal plat minimum adalah

$$h = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{(5000 + 250) \left(0,8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9} = 128,33 \text{ mm}$$

Maka ketebalan pelat lantai adalah 150 mm

4.2.2 Perhitungan Dimensi Kolom

Pembebanan yang digunakan pada perencanaan kolom ini sesuai dengan Badan Standar Nasional Indonesia, SNI 1727-2020 Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Perencanaan kolom dihitung dengan cara beban yang dipikul dari pelat dan balok hanya setengah dari bentang dan mengambil area terluas, metode ini disebut dengan *tributary area*.

Dimensi kolom dapat dicari dengan menghitung beban gravitasi yang harus dipikul kolom. Persamaan *rule of thumb* adalah sebagai berikut.

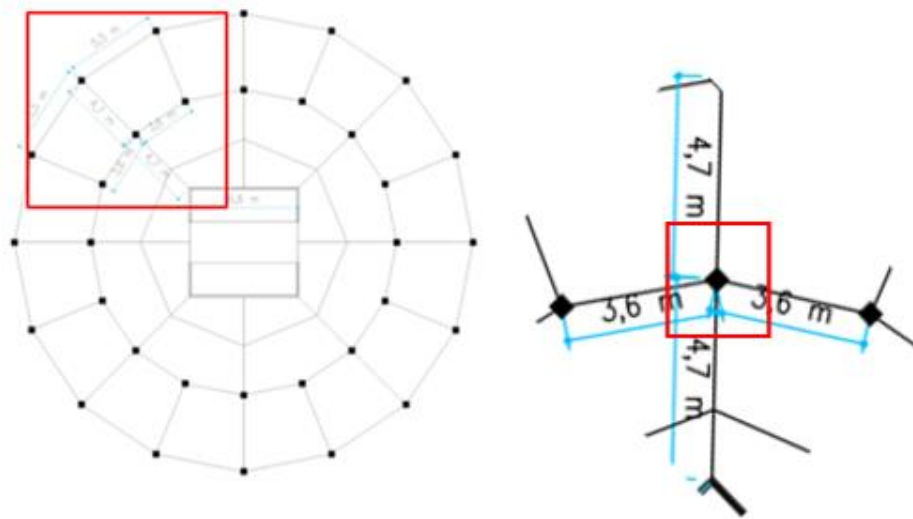
$$A_g \geq \frac{P_u}{0,35 \times f'_c} \quad (4.1)$$

Keterangan:

A_g = luas penampang kotor kolom (mm)

P_u = beban total yang bekerja pada kolom (Nmm)

f'_c = kuat tekan kolom beton (MPa)



Gambar 4. 2 Tributary area

Perhitungan beban struktur pada kolom:

1. Bebab mati

Tabel 4. 5 Beban mati untuk perhitungan preliminary design kolom

Pelat	h Pelat	Bj Beton	Tributary Area		
	0.13 m	24 kN/m ³	7.2 m	9.4 m	211.16 kN
Balok 25x50	b	h	Beton	p	
	0.25 m	0.5 m	24 kN/m ³	8	30 kN
Total DL					241.16 kN
Total 8 Lantai					1929.29 kN

2. Beban mati tambahan

Tabel 4. 6 Beban mati tambahan untuk perhitungan preliminary design kolom

Spesi 3 cm	h spesi	bj spesi	Tributary Area		
	0.03 m	21 kN/m ³	7.2 m	9.4 m	42.64 kN
Keramik 1 cm	h keramik	bj keramik	Tributary Area		
	0.01 m	24 kN/m ³	7.2 m	9.4 m	16.24 kN
Plafon+Rangka	bj plafon	Tributary Area			
	0.18 kN/m ²	7.2 m	9.4 m		12.18 kN
ME	Berat ME	Tributary Area			
	0.25 kN/m ²	7.2 m	9.4 m		16.92 kN
Total SL					87.98 kN
Lantai 1-7					615.89 kN
Lantai 8					29.10 kN
Total SDL					644.99 kN

3. Beban hidup

Tabel 4. 7 beban hidup untuk perhitungan preliminary design kolom

	Beban	Tributary Area		
Lantai 1-7	2.4 kN/m ²	7.2 m	9.4 m	162.43 kN
Lantai 8	1 kN/m ²	7.2 m	9.4 m	67.68 kN
Total LL				230.11 kN

4. Gaya aksial ultimate pada kolom (Pu)

Tabel 4. 8 Gaya aksial ultimate kolom (PU)

PU =	1.2	×	(DL	+SDL)	+ 1.6	×	LL
PU =	1.2	×	(1929.29	+644.99)	+ 1.6	×	230.11
PU				= 3457.52 kN			

5. Dimensi kolom (SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.2)

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.3 \times f_{c'}}$$

(4.2)

$$\geq \frac{3457.52 \text{ kN}}{0.3 \times 30 \text{ N/mm}^2}$$

$$\geq \frac{3457520 \text{ N}}{0.3 \times 30 \text{ N/mm}^2}$$

$$b^2 \geq 384146,56 \text{ mm}^2$$

$$b \geq 598,795 \text{ mm}$$

Maka dimensi kolom adalah 600 × 600mm

Berdasarkan persyaratan pada SNI 2847-2019 pasal 18.7.2, yaitu:

a. Nilai $b_w < 300 \text{ mm}$.

b. Nilai $\frac{b_w}{h} > 0,4$.

Karena dimensi kolom yang digunakan adalah 600 × 600mm, maka:

$$600 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \text{ (terpenuhi)}$$

$$600/600 = 1 \geq 0,4 \text{ (terpenuhi)}$$

Dengan demikian, kedua syarat telah terpenuhi.

4.2.3 Perhitungan Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847:2019, tabel 11.3.1.1, tebal minimum dari dinding geser dicari dengan cara berikut.

H_w = terbesar dari 100 mm atau 1/25 tinggi antar lantai
 = terbesar dari 100 mm atau 1/25(3500mm)
 = terbesar dari 100mm atau 140 mm
 = 140mm

L_w = terbesar dari 100 mm atau 1/25 panjang bentang
 = terbesar dari 100 mm atau 1/25(6600mm)
 = terbesar dari 100 mm atau 264 mm
 = 300mm

Maka tebal dinding geser adalah 300 mm.

4.1.3 Rekapitulasi *Preliminary Design*

Setelah melakukan preliminary design, hasil yang didapat ditampilkan pada Tabel 4.6 di bawah ini.

Tabel 4. 9 Rekapitulasi preliminary design

Elemen	Dimensi atau Tebal
Balok	B1 250×500 mm
	B2 200×350 mm
	B3 200×400 mm
	B4 300×550 mm
	BA 150×300 mm
Pelat Lantai	150 mm
Kolom	600×600 mm
Dinding Geser	300 mm

4.4 Analisis Gaya Gempa Dengan Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen

4.4.1 Data Gempa

Data gempa dapat diperoleh di situs Puskim yaitu RSA 2021 dengan link: <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>. Langkah pertama yaitu memasukkan nama Kota sesuai lokasi yang ditinjau yaitu Kota Padang.

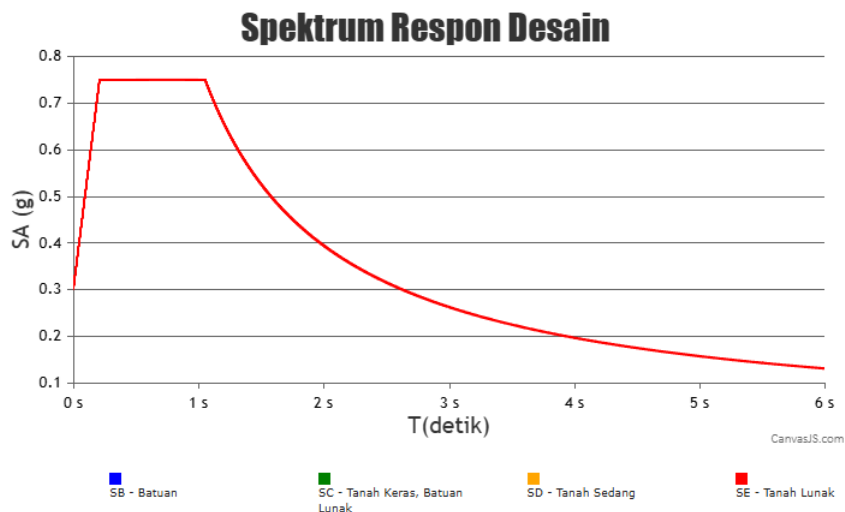
Results: Tabel dibawah ini merupakan Parameter untuk membuat Grafik Desain Spektra Indonesia:

Kelas	T0(detik)	Ts(detik)	Sds(g)	Sd1(g)
SBC - Batuan	0.09	0.46	0.67	0.31

PGA MCEg: 0.7172 (g) bedrock
 SS MCEr: 1.1245 (g) bedrock
 S1 MCEr: 0.5737 (g) bedrock
 TL: 20 Detik

Gambar 4. 3 Tampilan parameter desain spektra respons gempa untuk Kota Padang

Gambar 4.3 merupakan tampilan parameter desain spektra respons gempa untuk Kota Padang berdasarkan klasifikasi tanah SE (lunak), yang mencakup nilai S_s , S_1 , dan T_L serta sesuai dengan (Badan Standardisasi Nasional, 2019b) SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung. Berdasarkan hasil input di situs tersebut menghasilkan grafik respon spektrum seperti gambar 4.4.



Gambar 4. 4 Grafik Respon Spektrum Kota Padang

1. Percepatan Gempa

Berdasarkan hasil situs RSA 2021 di Kota Padang dengan tipe tanah lunak (SE) yaitu:

$$S_s = 1,1245$$

$$S_1 = 0,5737$$

2. Faktor implikasi percepatan

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung pada tabel 6 nilai koefisien situs, F_a dan F_v dicari dengan melakukan interpolasi.

Tabel 4. 10 Koefisien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS					

Sumber: SNI 1726:2019

Sehingga didapat hasil:

Nilai $S_s = 1,1245$, maka untuk hasil dari nilai F_a yaitu:

$$F_a = 0,9 + \frac{(1,25 - 1,1245)(1,1 - 0,9)}{1,25 - 1} = 1,000$$

Tabel 4. 11 Koefisien situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS					

Sumber: SNI 1726:2019

Nilai $S_1 = 0,5737$ maka nilai F_v adalah

$$F_v = 2,0 + \frac{(0,6 - 0,5737)(2,2 - 2,0)}{0,6 - 0,5} = 2,053$$

3. Koefisien kelas situs

Koefisien kelas situs dihitung dengan rumus berikut

$$S_{MS} = F_a S_S = 1,000 \times 1,1245 = 1,125$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 2,053 \times 0,5737 = 1,178$$

4. Parameter percepatan spektral desain sesuai SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung pasal 6.2 dan 6.3.

Parameter percepatan spektral desain dicari dengan cara berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} 1,125 = 0,750$$

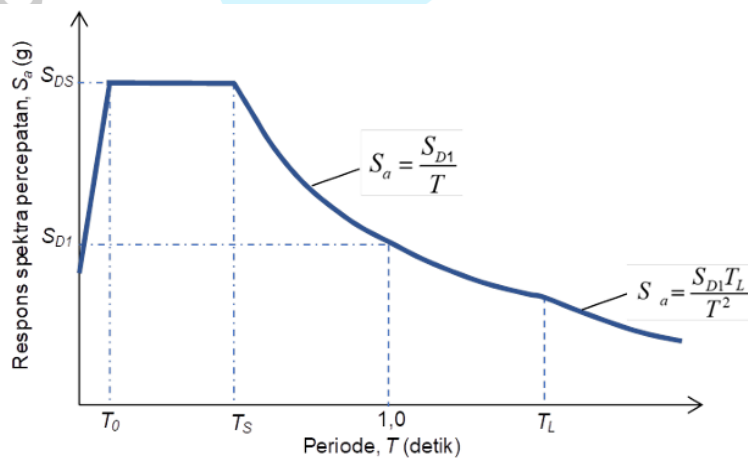
$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} 1,178 = 0,785$$

5. Penentuan parameter respon spektrum desain sesuai SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung pasal 6.4.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \frac{0,785}{0,750} = 0,209 \text{ s}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,785}{0,750} = 1,047 \text{ s}$$

$$T_L = 20 \text{ s}$$



1. Pada nilai periode $< T_0$, maka nilai S_a berdasarkan persamaan:

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

Sehingga, untuk $T = 0$,

$$S_a = 0,75 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,209} \right) = 0,3$$

2. Pada nilai periode = T_0 , maka nilai S_a = nilai S_{DS}

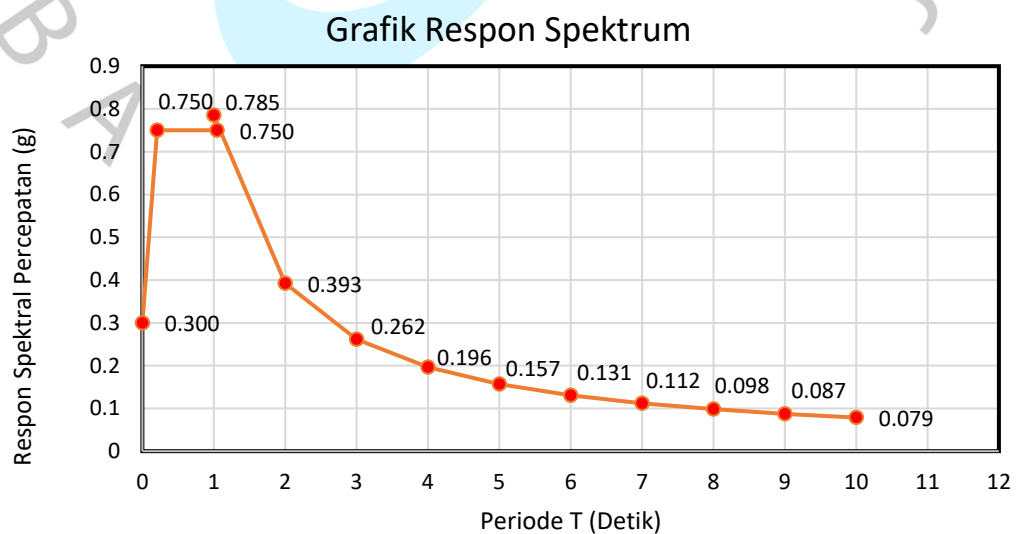
3. Untuk nilai $T_s \geq$ periode ($T \leq T_L$), maka nilai S_a yaitu:

$$S_a = S_{D1}/T. \text{ Sehingga untuk } T = 1 \text{ yaitu } S_a = \frac{0,785}{1} = 0,785$$

Sehingga hasil respon spektrum yang terbentuk adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 12 Hasil respon spektrum di Kota Padang

T	Sa
0,000	0,300
0,209	0,750
1,047	0,750
1,000	0,785
2,000	0,393
3,000	0,262
4,000	0,196
5,000	0,157
6,000	0,131
7,000	0,112
8,000	0,098
9,000	0,087
10,000	0,079



Gambar 4. 5 Grafik respon spektrum Kota Padang

4.4.2 Parameter Gempa

1. Nilai parameter

Struktur bangunan berdasarkan tingkat risiko yang di sesuaikan pada penggunaan fungsi bangunan yaitu gedung perkantoran maka:

Kategori risiko bangunan II, maka faktor keutamaan gempa (I_e) = 1

2. Koefisien Modifikasi Respon (R)

Berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik, dengan menggunakan nilai S_{DS} yang ditentukan dalam pasal 6.5 SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung.

Tabel 4. 13 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 4. 14 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2019

Maka digunakan Kategori Desain Seismik : D

3. Faktor Reduksi Gempa

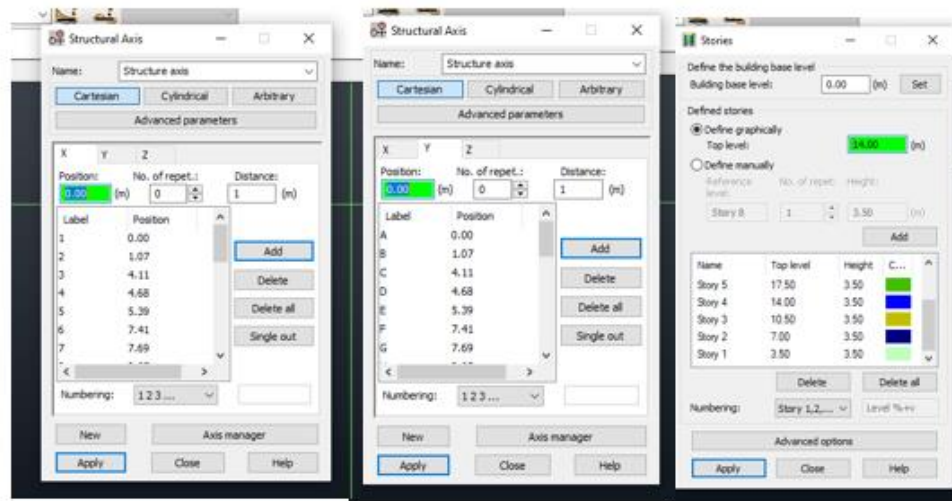
- $R = 7$
- $\Omega_0 = 2,5$
- $C_d = 5,5$

4.5 Analisis Menggunakan *Robot Structural Analysis Professional (RSAP)*

Tahapan pemodelan di RSAP dilakukan seperti sebagai berikut:

1. Mengatur grid system

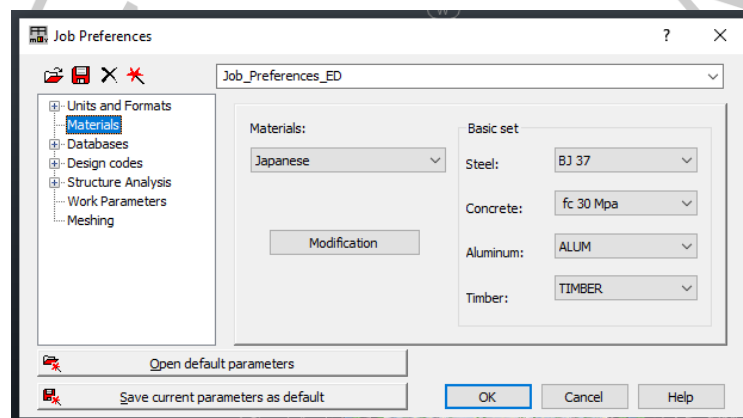
Langkah-langkah sebagai berikut: Klik “Geometry” – “Stories” – “Define Manually” – lalu masukkan tinggi bangunan setiap lantai – kemudian klik “Ok”.



Gambar 4. 6 Definisi grid untuk arah X, Y, dan Z

2. Mendefinisikan *material properties*

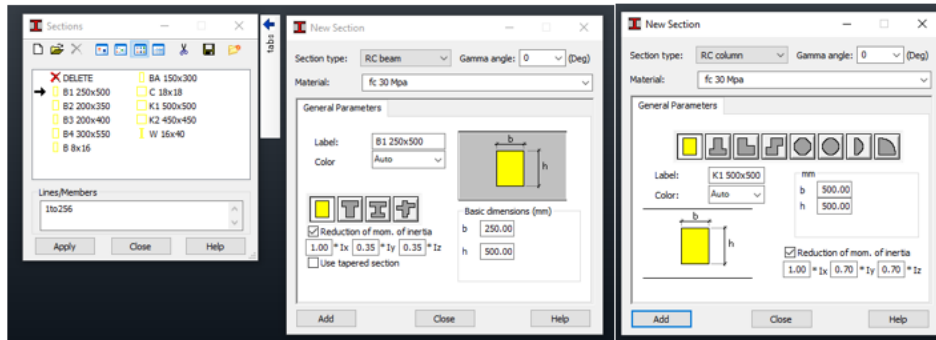
Langkah-langkah sebagai berikut: Klik “Tool” – “Job Preferences” – lalu masukkan data yang digunakan – kemudian klik “Ok”



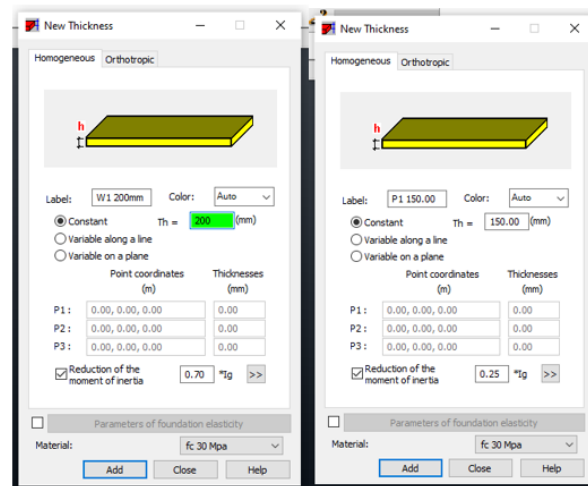
Gambar 4. 7 Definisi material properties

3. Menentukan *geometry* elemen struktur

Langkah-langkah sebagai berikut: Klik “*Geometry*” – “*Properties*” – untuk kolom dan balok dengan memilih “*Sections*” – untuk pelat dan dinding geser dengan memilih “*Thickness*” – kemudian klik “*Ok*”

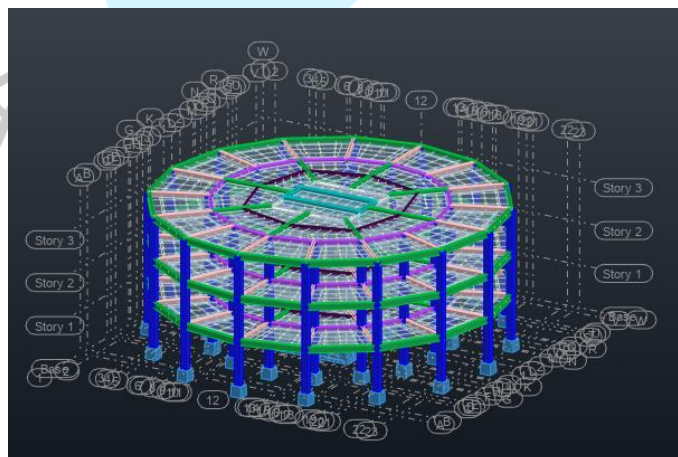
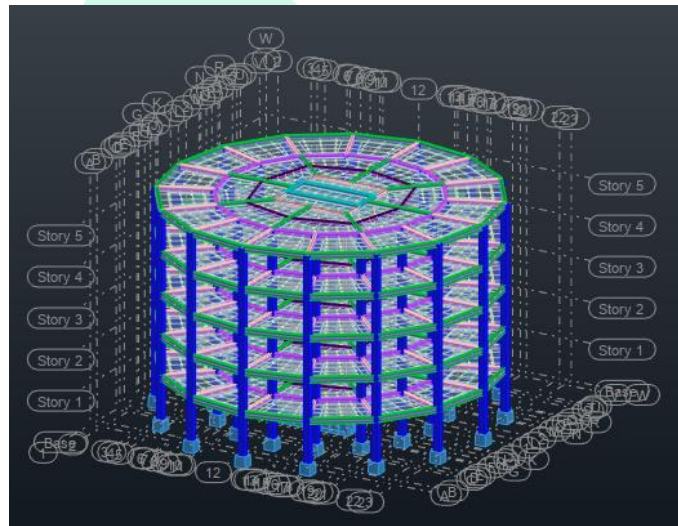
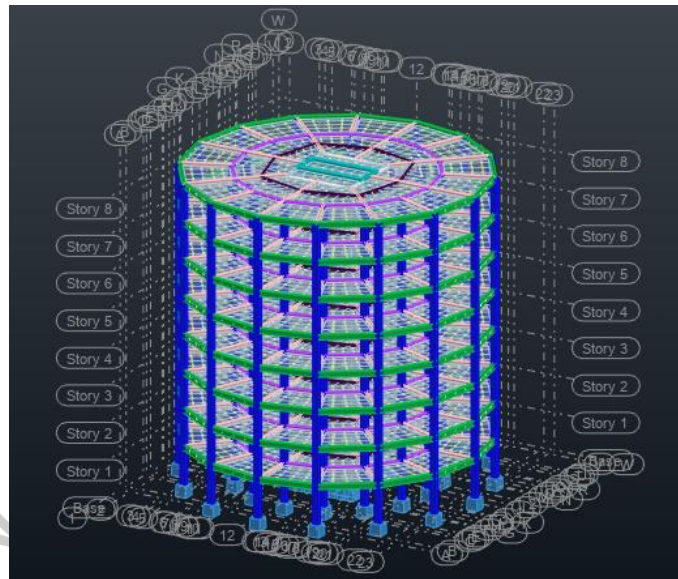


Gambar 4. 8 Definisi kolom dan balok



Gambar 4. 9 Definisi pelat dan dinding geser

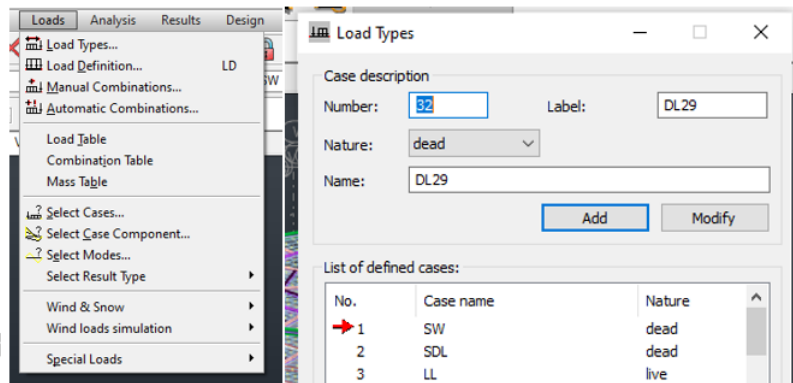
4. Pembuatan 3D modelling struktur bangunan



Gambar 4. 10 Pemodelan struktur pada RSAP

5. Input beban dan kombinasi pembebanan

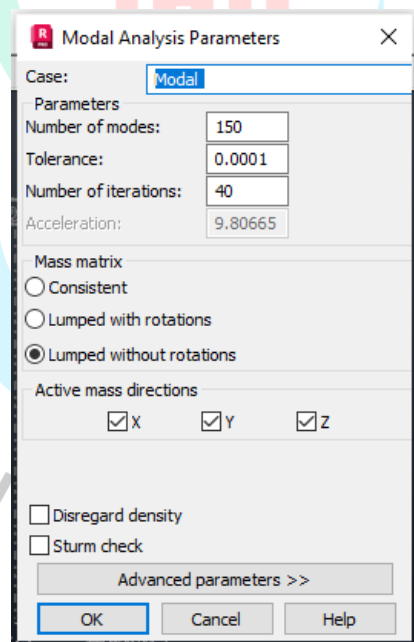
Langkah-langkah sebagai berikut: Klik “Load” – “Load Definition” kemudian di *apply* – lalu untuk kombinasi beban dengan memilih “Manual Combinations” – kemudian klik “Ok”



Gambar 4. 11 Input beban dan kombinasi pembebanan

6. Input modal analysis parameter

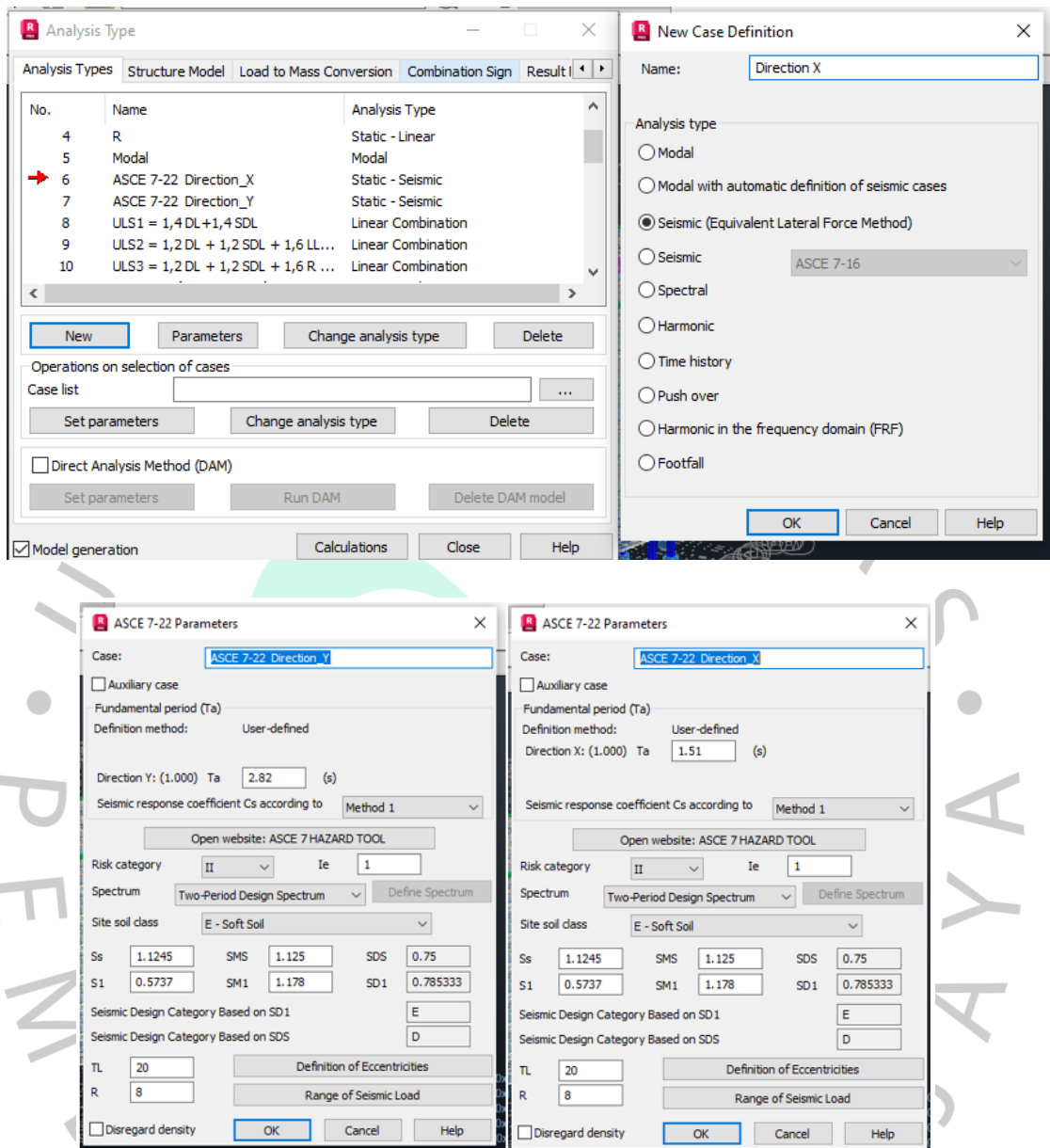
- Langkah-langkah sebagai berikut: Klik “Analysis” – “Analysis Types” – pilih “Modal” – lalu masukkan modal yang digunakan – kemudian klik “Ok”



Gambar 4. 12 Input modal

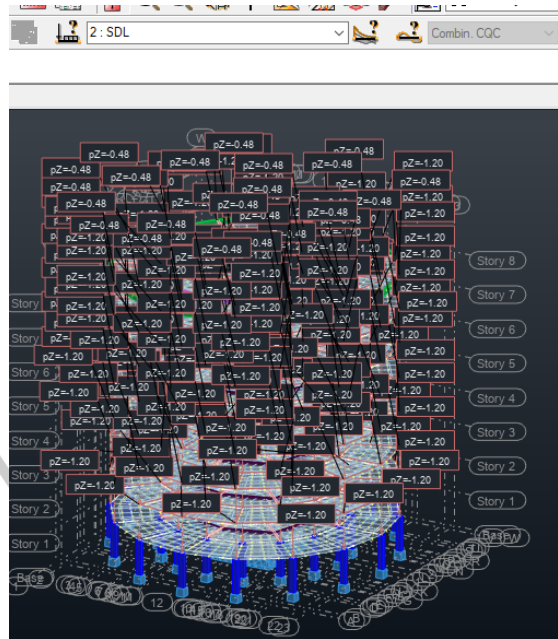
7. Input beban gempa

Langkah-langkah sebagai berikut: Klik “Analysis” – “Analysis Types” – “New” – pilih “Seismic (Equivalent Lateral Forces Method)” lalu masukkan parameter gempa – kemudian klik “Ok”



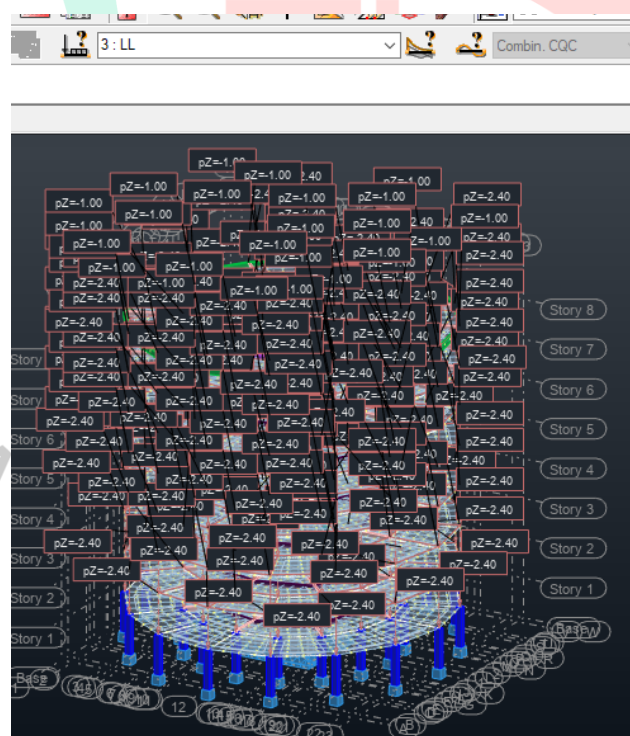
Gambar 4. 13 Input beban gempa

8. Input beban mati tambahan



Gambar 4. 14 Input beban mati tambahan

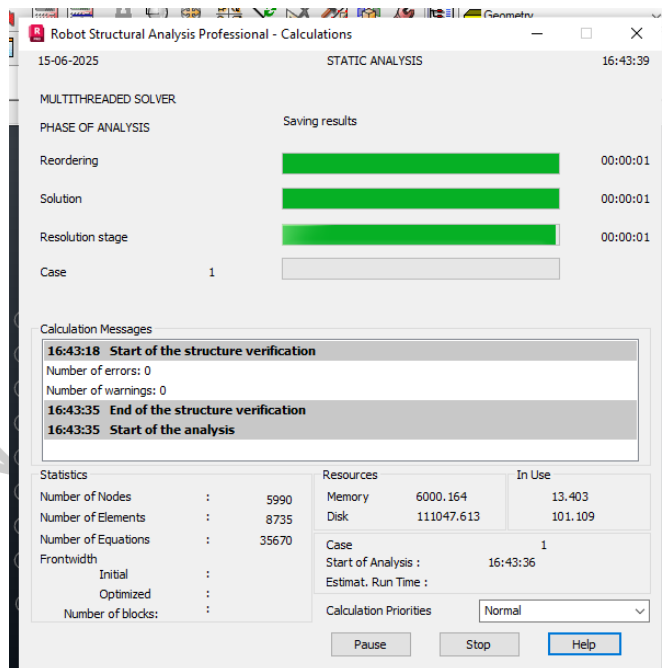
9. Input beban hidup



Gambar 4. 15 Input beban hidup

10. Run analysis

Setelah pemodelan bangunan selesai maka langsung pilih “Calculations” kemudian klik “Ok”



Gambar 4. 16 Run analisis di RSAP

4.5.1 Hasil Analisis Menggunakan RSAP

Melalui pemodelan bangunan dengan beban gempa menggunakan RSAP 2025, diperoleh nilai maksimum untuk *displacement*, *story drift*, dan *base shear* berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan.

1. Hasil Kombinasi Ragam Partisipasi Massa

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	RelMax.UX (%)	RelMax.UY (%)	RelMax.UZ (%)	Cur.max.UX (%)	Cur.max.UY (%)	Cur.max.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
5/ 243	10.71	0.09	95.13	96.28	68.28	5.35	0.00	0.00	7652672.13	7652672.13	7652672.13
5/ 244	10.73	0.09	95.13	96.28	68.29	0.00	0.00	0.00	7652672.13	7652672.13	7652672.13
5/ 245	10.76	0.09	95.13	96.28	68.29	0.00	0.00	0.00	7652672.13	7652672.13	7652672.13
5/ 246	10.84	0.09	95.13	96.28	68.29	0.00	0.00	0.00	7652672.13	7652672.13	7652672.13
5/ 247	10.92	0.09	95.13	96.28	68.29	0.00	0.00	0.00	7652672.13	7652672.13	7652672.13
5/ 248	10.93	0.09	95.13	96.28	68.29	0.00	0.00	0.00	7652672.13	7652672.13	7652672.13
5/ 249	10.93	0.09	95.13	96.28	68.29	0.00	0.00	0.00	7652672.13	7652672.13	7652672.13
5/ 250	10.93	0.09	95.13	96.29	68.29	0.00	0.01	0.00	7652672.13	7652672.13	7652672.13

Gambar 4. 17 Modal Analysis 8 lantai

Berdasarkan hasil gambar 4.17 didapatkan bahwa:

Cek modal pada arah X yaitu, 95,13% > 90%OK!

Cek modal pada arah Y yaitu, 96,29% > 90%OK!

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
5/ 242	14.25	0.07	93.00	96.07	58.20	0.01	0.01	0.00	4766115.18	4766115.18	4766115.18
5/ 243	14.26	0.07	93.00	96.07	58.20	0.00	0.00	0.00	4766115.18	4766115.18	4766115.18
5/ 244	14.26	0.07	93.00	96.13	58.20	0.00	0.00	0.00	4766115.18	4766115.18	4766115.18
5/ 245	14.26	0.07	93.00	96.14	58.20	0.00	0.00	0.00	4766115.18	4766115.18	4766115.18
5/ 246	14.29	0.07	93.00	96.14	58.20	0.00	0.00	0.00	4766115.18	4766115.18	4766115.18
5/ 247	14.29	0.07	93.00	96.14	58.20	0.00	0.00	0.00	4766115.18	4766115.18	4766115.18
5/ 248	14.31	0.07	93.00	96.15	58.20	0.00	0.00	0.00	4766115.18	4766115.18	4766115.18
5/ 249	14.32	0.07	93.00	96.15	58.20	0.00	0.00	0.00	4766115.18	4766115.18	4766115.18
5/ 250	14.34	0.07	93.00	96.15	58.21	0.00	0.00	0.00	4766115.18	4766115.18	4766115.18

Gambar 4. 18 Modal Analysis 5 lantai

Berdasarkan hasil gambar 4.18 didapatkan bahwa:

Cek modal pada arah X yaitu, 93% > 90%OK!

Cek modal pada arah Y yaitu, 96,15% > 90%OK!

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
5/ 246	17.87	0.06	95.01	98.76	54.61	0.00	0.00	0.01	2814899.62	2814899.62	2814899.62
5/ 247	17.94	0.06	95.04	98.76	54.61	0.02	0.00	0.00	2814899.62	2814899.62	2814899.62
5/ 248	18.04	0.06	95.04	98.76	54.61	0.00	0.00	0.00	2814899.62	2814899.62	2814899.62
5/ 249	18.09	0.06	95.04	98.76	54.62	0.00	0.00	0.01	2814899.62	2814899.62	2814899.62
5/ 250	18.16	0.06	95.04	98.76	55.05	0.00	0.00	0.43	2814899.62	2814899.62	2814899.62

Gambar 4. 19 Modal Analysis 3 lantai

Berdasarkan hasil gambar 4.19 didapatkan bahwa:

Cek modal pada arah X yaitu, 96,45% > 90%OK!

Cek modal pada arah Y yaitu, 95,21% > 90%OK!

Ketiga model bangunan sudah memenuhi standar minimum yang dimana menurut SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Pasal 7.9.1.1 massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa aktual untuk masing-masing arah yang ditinjau saat pemodelan pada aplikasi perangkat lunak RSAP 2025.

4.5.2 Kontrol Analisis Struktur Gedung

4.5.2.1 Penentuan Periode

Nilai periode fundamental struktur (T) pada arah yang dianalisis harus ditentukan berdasarkan karakteristik deformasi elemen penahan beban serta respons struktur secara keseluruhan melalui metode analisis yang tervalidasi. Oleh karena itu, penentuan periode dilakukan dengan menggunakan data sebagai berikut:

1. Koefisien Pembatas (C_u)

Periode Struktur (SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Tabel 17 & Tabel 18

Tabel 4. 15 Koefisien pembatas (C_u)

S_{D1}	C_U
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Karena nilai S_{D1} lebih besar dari 0,4, maka koefisien pembatas (C_u) = 1,4

2. Parameter periode pendekatan

Tabel 4. 16 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100% gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:	0,0724	0,800
- Rangka baja pemikul momen	0,0466	0,900
- Rangka beton pemikul momen		
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,750
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,750
Semua system struktur lainnya	0,0488	0,750

Sumber: SNI 1726:2019

Nilai $C_t = 0,0488$ dan $x = 0,750$

3. Tinggi bangunan

h (8 lantai) = 28 m

h (5 lantai) = 17,5 m

h (3 lantai) = 10,5 m

4. Periode Fundamental Pendekatan (SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung Persamaan 36)

8 lantai: $T_a = C_t h_n^x = 1,510 \text{ detik}$

5 lantai: $T_a = C_t h_n^x = 0,820 \text{ detik}$

$$3 \text{ lantai: } T_a = C_t h_n^x = 0,460 \text{ detik}$$

5. Periode maksimum (SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung Pasal 7.8.2)

$$8 \text{ lantai: } T_{max} = C_u T_a = 1,4 \times 1,510 = 2,114 \text{ detik}$$

$$5 \text{ lantai: } T_{max} = C_u T_a = 1,4 \times 0,820 = 1,148 \text{ detik}$$

$$3 \text{ lantai: } T_{max} = C_u T_a = 1,4 \times 0,460 = 0,644 \text{ detik}$$

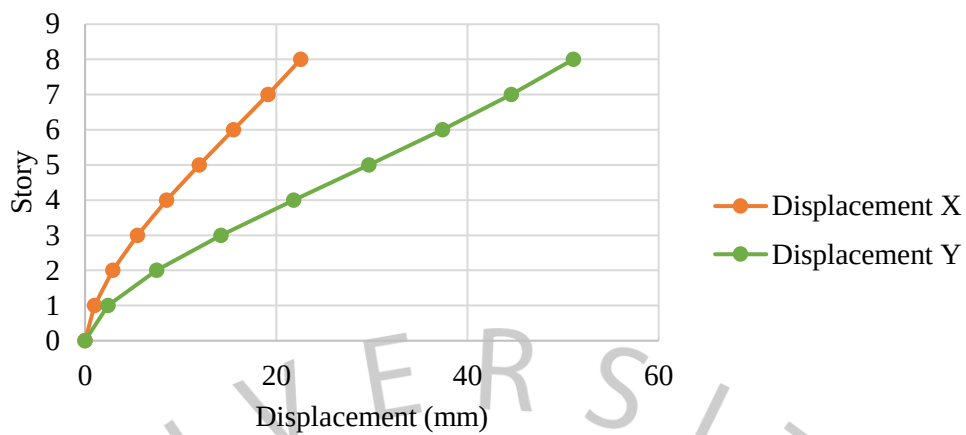
4.5.2.2 Displacement

Dari hasil analisis menggunakan RSAP diperoleh hasil *displacement* yang ditampilkan dalam bentuk tabel sebagai berikut:

1. Bangunan 8 lantai:

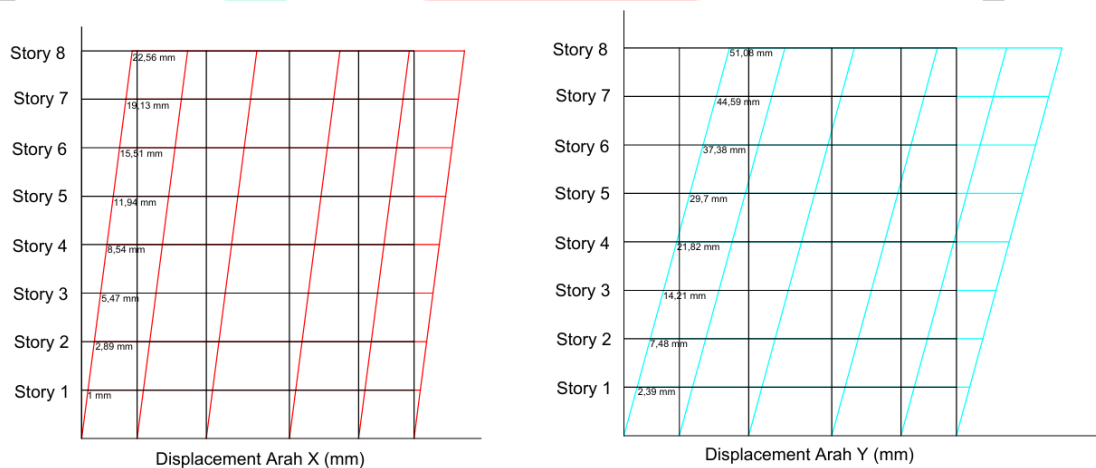
Tabel 4. 17 Displacement 8 lantai

Story	Tinggi Tingkat	Load Case	Direction	Displacement (mm)	Load Case	Direction	Displacement (mm)
1	3.500	Ex	X	1	Ey	Y	2,39
2	3.500	Ex	X	2,89	Ey	Y	7,48
3	3.500	Ex	X	5,47	Ey	Y	14,21
4	3.500	Ex	X	8,54	Ey	Y	21,82
5	3.500	Ex	X	11,94	Ey	Y	29,7
6	3.500	Ex	X	15,51	Ey	Y	37,38
7	3.500	Ex	X	19,13	Ey	Y	44,59
8	3.500	Ex	X	22,56	Ey	Y	51,08



Gambar 4. 20 Grafik displacement arah x dan y 8 lantai

Gambar 4.8 merupakan grafik dari nilai hubungan antara nilai *displacement* dengan ketinggian bangunan, berdasarkan grafik nilai *displacement* terbesar dari arah X sebesar 22,56 mm dan pada arah Y sebesar 51,08 mm.

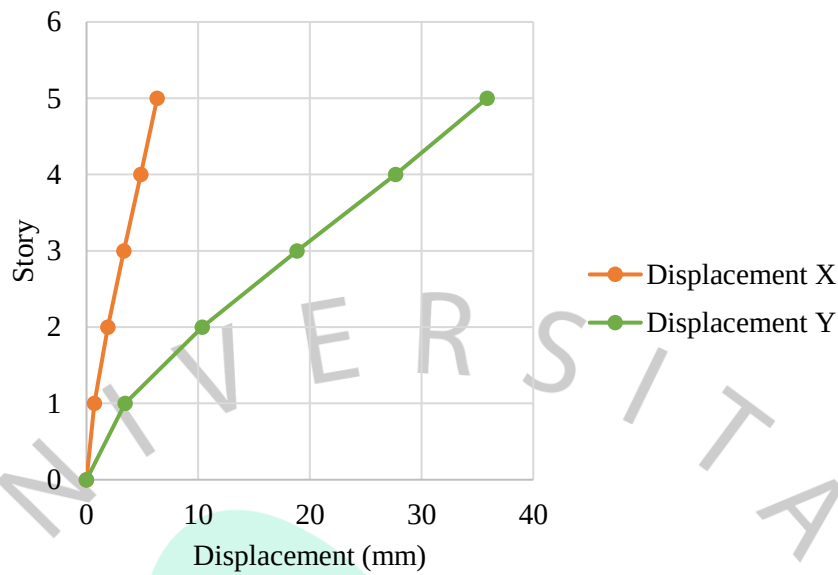


Gambar 4. 21 Visual hasil displacement bangunan 8 lantai

2. Bangunan 5 lantai:

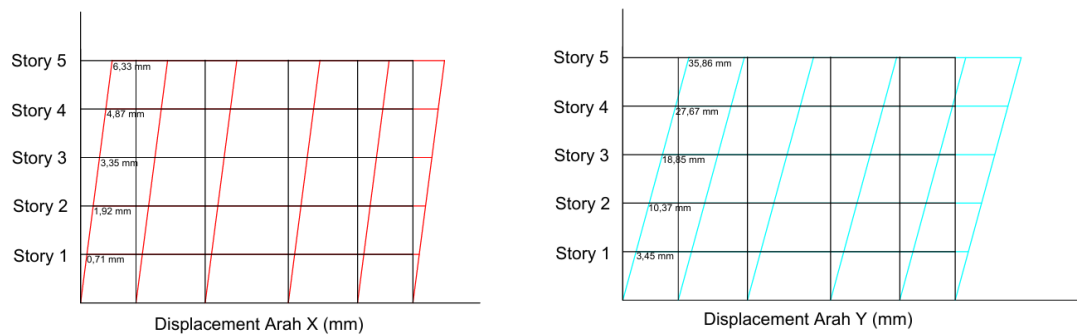
Tabel 4. 18 Displacement 5 lantai

Story	Tinggi Tingkat	Load Case	Direction	Displacement	Load Case	Direction	Displacement
1	3.500	Ex	X	0,71	Ey	Y	3,45
2	3.500	Ex	X	1,92	Ey	Y	10,37
3	3.500	Ex	X	3,35	Ey	Y	18,85
4	3.500	Ex	X	4,87	Ey	Y	27,67
5	3.500	Ex	X	6,33	Ey	Y	35,86



Gambar 4. 22 Grafik *displacement* arah x dan y 5 lantai

Gambar 4.9 merupakan grafik dari nilai hubungan antara nilai *displacement* dengan ketinggian bangunan, berdasarkan grafik nilai *displacement* terbesar dari arah X sebesar 6,33 mm dan pada arah Y sebesar 35,86 mm.

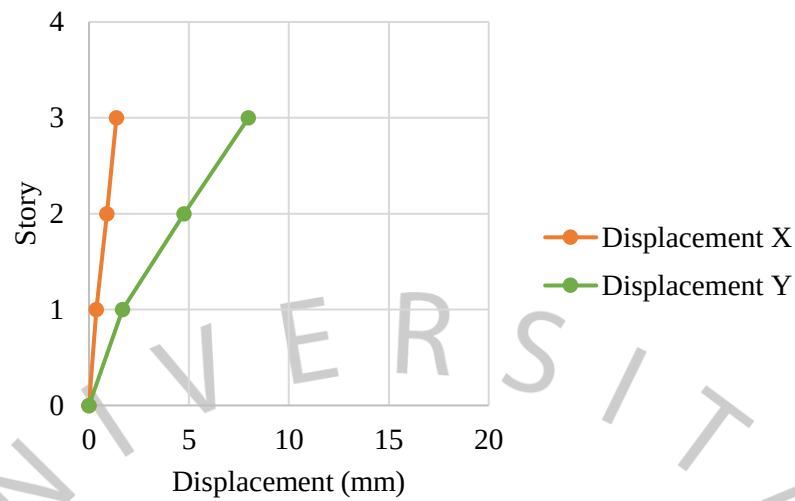


Gambar 4. 23 Visual hasil *displacement* bangunan 5 lantai

3. Bangunan 3 lantai:

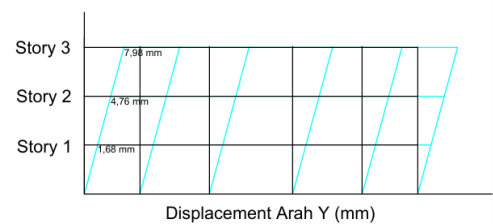
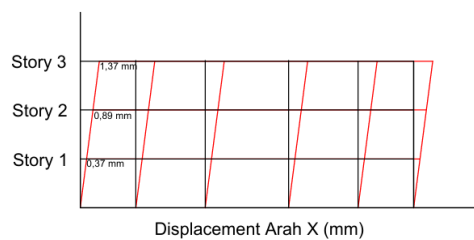
Tabel 4. 19 *Displacement* 3 lantai

Story	Tinggi Tingkat	Load Case	Direction	Displacement	Load Case	Direction	Displacement
1	3.500	Ex	X	0,37	Ey	Y	1,68
2	3.500	Ex	X	0,89	Ey	Y	4,76
3	3.500	Ex	X	1,37	Ey	Y	7,98

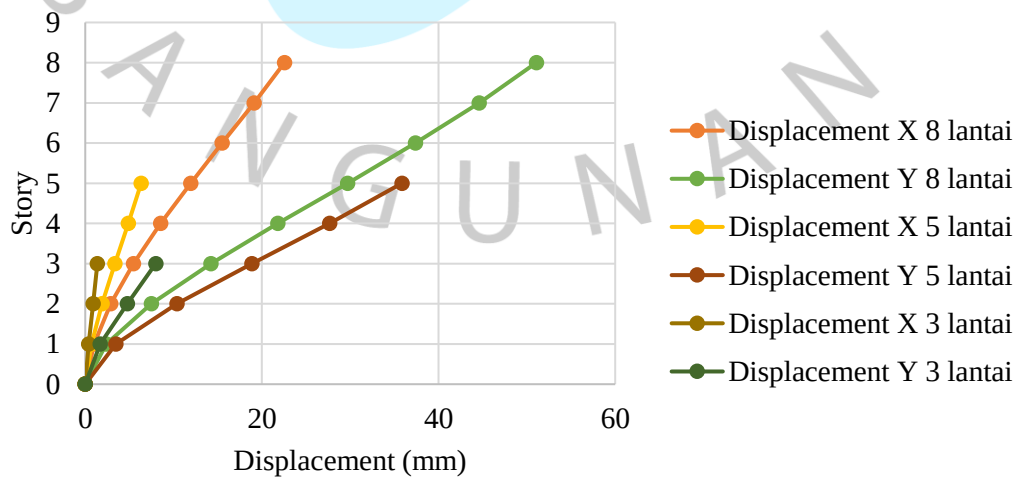


Gambar 4. 24 Grafik *Displacement* arah x dan y 3 lantai

Gambar 4.10 merupakan grafik dari nilai hubungan antara nilai displacement dengan ketinggian bangunan, berdasarkan grafik nilai *displacement* terbesar dari arah X sebesar 1,37 mm dan pada arah Y sebesar 7,98 mm.



Gambar 4. 25 Visual hasil displacement bangunan 3 lantai



Gambar 4. 26 Grafik hasil displacement 3 bangunan

Berdasarkan hasil pemodelan menggunakan RSAP, diperoleh bahwa nilai *displacement* meningkat seiring dengan bertambahnya jumlah lantai sejalan dengan hasil kesimpulan dari penelitian (Halimatusadiyah, 2022). Hal tersebut menunjukkan bahwa struktur yang lebih tinggi memiliki *fleksibilitas* lateral lebih besar, sehingga menghasilkan perpindahan yang lebih tinggi ketika diberi beban lateral. Dengan demikian, dapat disimpulkan bahwa ketinggian struktur secara langsung memengaruhi nilai perpindahan lateral sesuai dengan hasil penelitian dari (Wantalangie et al., 2016) sehingga perlu menjadi perhatian utama dalam perencanaan struktur tahan gempa untuk bangunan bertingkat. *Displacement* arah Y konsisten lebih besar daripada arah X pada ketiga bangunan, menunjukkan kekakuan arah Y lebih rendah akibat konfigurasi struktur atau sistem penahan gempa yang berbeda antar arah. Fenomena ini selaras dengan hasil penelitian oleh (Pratama and Teguh, 2025)

4.5.2.3 Gaya Geser Dasar Seismik

1. Berat bangunan (W)

Tabel 4. 20 Berat bangunan (W) 8 lantai

Story	Berat (Kg)
Lt 8	830.846,45
Lt 7	871.412,84
Lt 6	871.412,84
Lt 5	871.412,84
Lt 4	871.412,84
Lt 3	871.412,84
Lt 2	871.412,84
Lt 1	871.412,84

Berdasarkan tabel 4.18 total berat bangunan 8 lantai adalah 6930736.33 kg

Tabel 4. 21 Berat bangunan (W) 5 lantai

Story	Berat (Kg)
Lt 5	838.237,40
Lt 4	880.818,11
Lt 3	880.818,11
Lt 2	880.818,11
Lt 1	880.818,11

Berdasarkan tabel 4.19 total berat bangunan 5 lantai adalah 4361509.85 kg

Tabel 4. 22 Berat bangunan 3 lantai

Story	Berat (Kg)
Lt 3	975.707,78
Lt 2	975.707,78
Lt 1	975.707,78

Berdasarkan tabel 4.20 total berat bangunan 3 lantai adalah 2927123.34 kg

Menurut SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung Pasal 7.8.1, gaya geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \times W \quad (4.3)$$

1. Koefisien respons seismik (C_s) berdasarkan SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,750}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,107$$

Batas Atas berdasarkan SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung yaitu:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.4)$$

$$C_{s \max} = \frac{0,785}{1,510\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,065$$

Batas Bawah berdasarkan SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung Persamaan

$$C_{s \min} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (4.5)$$

$$C_{s \min} = 0,044 \times 0,750 \times 1 \geq 0,01$$

$$C_{s \min} = 0,0100$$

- a. Koefisien seismik 8 lantai :

$$C_s \text{ pakai untuk arah X} = 0,065$$

$$C_s \text{ pakai untuk arah Y} = 0,035$$

- b. Koefisien seismik 5 lantai :

C_s pakai untuk arah X = 0,094

C_s pakai untuk arah Y = 0,094

c. Koefisien seismik 8 lantai :

C_s pakai untuk arah X = 0,094

C_s pakai untuk arah Y = 0,094

2. Gaya Geser Dasar Seismik berdasarkan SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung Persamaan 4.2:

a. Bangunan 8 lantai

$$V_x = C_{sX} W = 0,0650 \times 76.152,29 \text{ kN} = 4.950,56 \text{ kN}$$

$$V_y = C_{sY} W = 0,0350 \times 76.152,29 \text{ kN} = 2.650,83 \text{ kN}$$

b. Bangunan 5 lantai

$$V_x = C_{sX} W = 0,094 \times 9.568,77 \text{ kN} = 4.4485,20 \text{ kN}$$

$$V_y = C_{sY} W = 0,094 \times 9.568,77 \text{ kN} = 4.4485,20 \text{ kN}$$

c. Bangunan 3 lantai

$$V_x = C_{sX} W = 0,094 \times 2.8706,30 \text{ kN} = 2.691,12 \text{ kN}$$

$$V_y = C_{sY} W = 0,094 \times 2.8706,30 \text{ kN} = 2.691,12 \text{ kN}$$

3. Gaya geser dasar seismik

Setelah gaya geser dasar seismik diperoleh, langkah berikutnya adalah mendistribusikan gaya tersebut ke setiap tingkat bangunan dalam bentuk gaya gempa lateral (F_x), dengan besaran yang ditentukan melalui rumus berikut:

$$F_x = C_{vx} V \quad (4.6)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (4.7)$$

Tahapan berikutnya adalah mendistribusikan gaya geser tingkat akibat gempa (V_x) ke masing-masing elemen vertikal dari sistem penahan lateral pada setiap lantai yang dianalisis, dengan nilai sebesar:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (4.8)$$

Tabel 4. 23 Gaya geser dasar seismik 8 lantai

H_i (m)	W_i (kN)	$W_i H_i^k$ (kN.m)	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
3,50	9568,77	63049,0	0,01	59,053	4950,560
7,00	9568,77	178948,7	0,03	167,606	4891,507
10,50	9568,77	329416,9	0,06	308,536	4723,902

H_i (m)	W_i (kN)	$W_i H_i^k$ (kN.m)	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
14,00	9568,77	507900,5	0,10	475,706	4415,366
17,50	9568,77	710604,9	0,13	665,562	3939,660
21,00	9568,77	934966,4	0,18	875,701	3274,098
24,50	9568,77	1179100,7	0,22	1104,361	2398,397
28,00	9170,93	1381612,6	0,26	1294,036	1294,036

Tabel 4. 24 Gaya geser dasar seismik 5 lantai

H_i (m)	W_i (kN)	$W_i H_i^k$ (kN.m)	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
3,50	9568,77	38680,5	0,06	259,589	4485,200
7,00	9568,77	83780,0	0,13	562,258	4225,570
10,50	9568,77	131668,5	0,20	883,643	3663,312
14,00	9568,77	181463,3	0,27	1217,822	2779,669
17,50	9568,77	232725,2	0,35	1561,847	1561,847

Tabel 4. 25 Gaya geser dasar seismik 3 lantai

H_i (m)	W_i (kN)	$W_i H_i^k$ (kN.m)	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
3,50	9568,77	33490,7	0,17	448,516	2691,120
7,00	9568,77	66981,4	0,33	897,032	2242,580
10,50	9568,77	100472,0	0,50	1345,548	1345,548

Hasil output yang dikeluarkan oleh *Robot Structural Analysis Professional* untuk distribusi seismik forces yaitu sebagai berikut:

1. Distribusi seismik forces versi *Robot Structural Analysis Professional* bangunan 8 lantai

Vertical distribution of seismic forces

Story	Height (m)	Weight (kG)	F(kN)
Story 1	3.50	975707.78	59.05
Story 2	3.50	975707.78	167.61
Story 3	3.50	975707.78	308.54
Story 4	3.50	975707.78	475.71
Story 5	3.50	975707.78	665.56
Story 6	3.50	975707.78	875.70
Story 7	3.50	975707.78	1104.36
Story 8	3.50	935141.39	1294.04

Gambar 4. 27 Hasil distribusi seismik bangunan 8 lantai di RSAP

2. Distribusi seismik forces versi *Robot Structural Analysis Professional* bangunan 5 lantai

Vertical distribution of seismic forces

Story	Height (m)	Weight (kG)	F(kN)
Story 1	3.50	975707.78	259.59
Story 2	3.50	975707.78	562.26
Story 3	3.50	975707.78	883.65
Story 4	3.50	975707.78	1217.83
Story 5	3.50	975707.78	1561.86

Gambar 4. 28 Hasil distribusi seismik bangunan 5 lantai di RSAP

3. Distribusi seismik forces versi *Robot Structural Analysis Professional* bangunan 3 lantai

Vertical distribution of seismic forces

Story	Height (m)	Weight (kG)	F(kN)
Story 1	3.50	975707.78	448.52
Story 2	3.50	975707.78	897.04
Story 3	3.50	975707.78	1345.56

Gambar 4. 29 Hasil distribusi seismik bangunan 3 lantai di RSAP

- Berdasarkan hasil gambar 4.27 yang merupakan output dari *Robot Structural Analysis Professional (RSAP)* dengan hasil dari perhitungan manual bahwa kedua hasil tersebut sama. Dengan demikian, hasil perhitungan yang diperoleh dapat dinyatakan telah sesuai.

4.5.2.4 Analisis Simpangan Antar Lantai

Menurut SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non gedung pasal 7.12.1, simpangan antar tingkat desain seperti ditentukan pada pasal 7.8.6 atau 7.9, tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin seperti pada tabel berikut:

Tabel 4. 26 Simpangan antar tingkat izin

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah disesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,025h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Sumber: SNI 1726:2019

$$\begin{aligned}
 \Delta_a &: 0.02 \\
 \rho &: 1 \\
 \Delta_{max} &: 0.02 \\
 C_d &: 5.5 \\
 I_e &: 1
 \end{aligned}$$

a. Bangunan 8 lantai

Rekapitulasi hasil simpangan pada arah X berdasarkan analisis menggunakan *software* RSAP 2025 disajikan pada Tabel 4.27.

Tabel 4. 27 *Story drift* arah x 8 lantai

Story Drift Arah X akibat Gempa Static						
Level	Tinggi Lantai	Elastic	Story Drift	Amplified Drift	Allowable Story Drift	Ket.
●	h_{sx} (mm)	δ_{xe} (mm)	Δ_x (mm)	δ_x (mm)	Δ_a (mm)	●
3.500	3.500	1,00	1,00	5,50	53,85	Aman
7.000	3.500	2,89	1,89	10,40	53,85	Aman
10.500	3.500	5,47	2,58	14,19	53,85	Aman
14.000	3.500	8,54	3,07	16,89	53,85	Aman
17.500	3.500	11,94	3,40	18,70	53,85	Aman
21.000	3.500	15,51	3,57	19,64	53,85	Aman
24.500	3.500	19,13	3,62	19,91	53,85	Aman
28.000	3.500	22,56	3,43	18,87	53,85	Aman

Berdasarkan tabel 4.27 berikut merupakan contoh perhitungan kontrol simpang:

$$\delta x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

$$\delta x = \frac{5.5 \times 1,00}{1} = 5,50 \text{ mm}$$

$$\Delta a = \frac{5.5 \times 0,37}{1,3} = 53,85 \text{ mm}$$

Melakukan cek syarat untuk simpangan

$$\delta x (5,50 \text{ mm}) < \Delta a (53,85 \text{ mm}) \dots OK!$$

Rekapitulasi hasil simpangan pada arah Y berdasarkan analisis menggunakan *software* RSAP 2025 disajikan pada Tabel 4.28.

Tabel 4. 28 *Story drift* arah y 8 lantai

Story Drift Arah Y akibat Gempa Static						
Level	Tinggi Lantai	Elastic	Story Drift	Amplified Drift	Allowable Story Drift	Ket.
	h_{sx} (mm)	δ_{ye} (mm)	Δ_y (mm)	δ_x (mm)	Δ_a (mm)	
3.500	3.500	2,39	2,39	13,15	53,846	Aman
7.000	3.500	7,48	5,09	28,00	53,846	Aman
10.500	3.500	14,21	6,73	37,02	53,846	Aman
14.000	3.500	21,82	7,61	41,86	53,846	Aman
17.500	3.500	29,7	7,88	43,34	53,846	Aman
21.000	3.500	37,38	7,68	42,24	53,846	Aman
24.500	3.500	44,59	7,21	39,66	53,846	Aman
28.000	3.500	51,08	6,49	35,70	53,846	Aman

Berdasarkan tabel 4.28 berikut merupakan contoh perhitungan kontrol simpang:

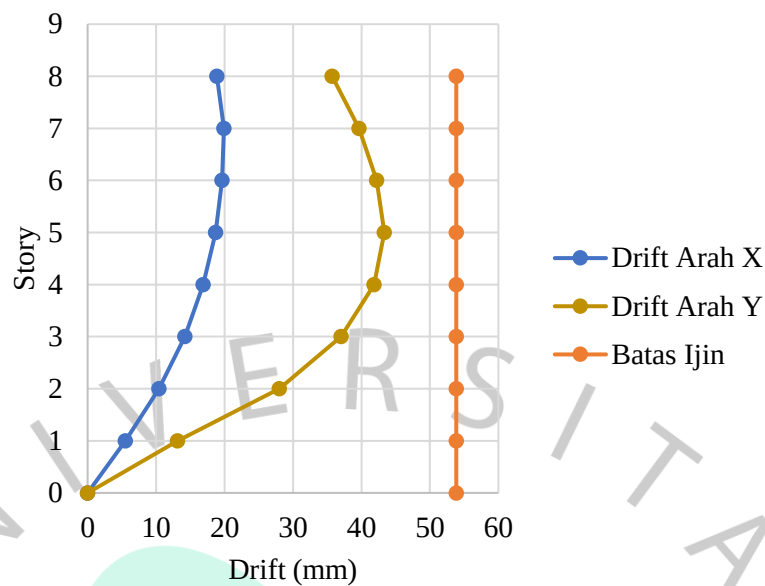
$$\delta x = \frac{Cd \delta_{xe}}{I_e}$$

$$\delta x = \frac{5.5 \times 2,39}{1} = 13,15 \text{ mm}$$

$$\Delta a = \frac{5.5 \times 0,37}{1,3} = 53,85 \text{ mm}$$

Melakukan cek syarat untuk simpangan

$$\delta x (13,15 \text{ mm}) < \Delta a (53,85 \text{ mm}) \dots \text{OK!}$$



Gambar 4. 30 Grafik story drift 8 lantai

- Berdasarkan gambar 4.30, dapat dilihat bahwa nilai *story drift* terbesar bangunan 8 lantai dari arah X sebesar 19,91 mm dan pada arah Y sebesar 43,34 mm. Dari hasil tersebut, semua dikatakan aman karena tidak melebihi batas ijin sebesar 53,85 mm.

b. Bangunan 5 lantai

Rekapitulasi hasil simpangan pada arah X berdasarkan analisis menggunakan *software* RSAP 2025 disajikan pada Tabel 4.29.

Tabel 4. 29 Story drift arah x 5 lantai

Story Drift Arah X akibat Gempa Static						
Level	Tinggi Lantai	Elastic	Story Drift	Amplified Drift	Allowable Story Drift	Ket.
	h_{sx} (mm)	δ_{xe} (mm)	Δ_x (mm)	δ_x (mm)	Δ_a (mm)	
3.500	3.500	0,71	0,71	3,91	53,85	Aman
7.000	3.500	1,92	1,21	6,66	53,85	Aman
10.500	3.500	3,35	1,43	7,87	53,85	Aman
14.000	3.500	4,87	1,52	8,36	53,85	Aman
17.500	3.500	6,33	1,46	8,03	53,85	Aman

Berdasarkan tabel 4.29 berikut merupakan contoh perhitungan kontrol simpang:

$$\delta x = \frac{Cd \delta_{xe}}{Ie}$$

$$\delta x = \frac{5.5 \times 0,71}{1} = 3,91 \text{ mm}$$

$$\Delta a = \frac{5.5 \times 0,37}{1,3} = 53,85 \text{ mm}$$

Melakukan cek syarat untuk simpangan

$$\delta x (3,91 \text{ mm}) < \Delta a (53,85 \text{ mm}) \dots OK!$$

Rekapitulasi hasil simpangan pada arah Y berdasarkan analisis menggunakan software RSAP 2025 disajikan pada Tabel 4.30.

Tabel 4. 30 *Story drift* arah y 5 lantai

Story Drift Arah Y akibat Gempa Static						
Level	Tinggi Lantai	Elastic	Story Drift	Amplified Drift	Allowable Story Drift	Ket.
	$h_{sx} \text{ (mm)}$	$\delta_{ye} \text{ (mm)}$	$\Delta_y \text{ (mm)}$	$\delta_x \text{ (mm)}$	$\Delta_a \text{ (mm)}$	
3.500	3.500	3,45	3,45	18,98	53,846	Aman
7.000	3.500	10,37	6,92	38,06	53,846	Aman
10.500	3.500	18,85	8,48	46,64	53,846	Aman
14.000	3.500	27,67	8,82	48,51	53,846	Aman
17.500	3.500	35,86	8,19	45,05	53,846	Aman

Berdasarkan tabel 4.30 berikut merupakan contoh perhitungan kontrol simpang:

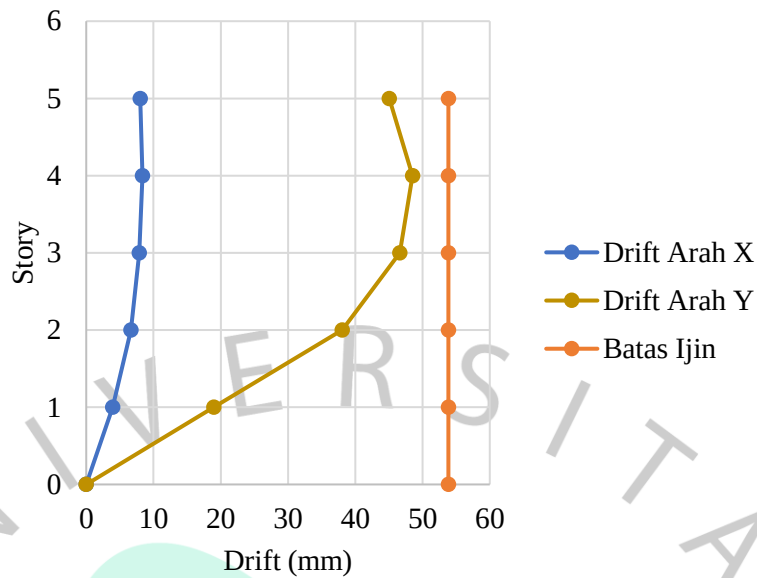
$$\delta x = \frac{Cd \delta_{xe}}{Ie}$$

$$\delta x = \frac{5.5 \times 3,45}{1} = 18,98 \text{ mm}$$

$$\Delta a = \frac{5.5 \times 0,37}{1,3} = 53,85 \text{ mm}$$

Melakukan cek syarat untuk simpangan

$$\delta x (18,98 \text{ mm}) < \Delta a (58,85 \text{ mm}) \dots OK!$$



Gambar 4. 31 Grafik story drift 5 lantai

Berdasarkan gambar 4.31, dapat dilihat bahwa nilai *story drift* terbesar pada bangunan 5 lantai dari arah X sebesar 8,36 mm dan pada arah Y sebesar 48,51 mm. Dari hasil tersebut, semua dikatakan aman karena tidak melebihi batas ijin sebesar 53,85 mm.

c. Bangunan 3 lantai

Rekapitulasi hasil simpangan pada arah X berdasarkan analisis menggunakan software RSAP 2025 disajikan pada Tabel 4.31.

Tabel 4. 31 Story drift arah x 3 lantai

Story Drift Arah X akibat Gempa Static						
Level	Tinggi Lantai h_{sx} (mm)	Elastic δ_{xe} (mm)	Story Drift Δ_x (mm)	Amplified Drift δ_x (mm)	Allowable Story Drift Δ_a (mm)	Ket.
3.500	3.500	0,3700	0,3700	2,04	53,85	Aman
7.000	3.500	0,8900	0,5200	2,86	53,85	Aman
10.500	3.500	1,3700	0,4800	2,64	53,85	Aman

Berdasarkan tabel 4.31 berikut merupakan contoh perhitungan kontrol simpang:

$$\delta_x = \frac{Cd \delta_{xe}}{I_e}$$

$$\delta x = \frac{5.5 \times 0,37}{1} = 2,04 \text{ mm}$$

$$\Delta a = \frac{5.5 \times 0,37}{1,3} = 53,85 \text{ mm}$$

Melakukan cek syarat untuk simpangan

$$\delta x (2,04 \text{ mm}) < \Delta a (53,85 \text{ mm}) \dots \text{OK!}$$

Rekapitulasi hasil simpangan pada arah X berdasarkan analisis menggunakan software RSAP 2025 disajikan pada Tabel 4.32.

Tabel 4. 32 *Story drift* arah y 3 lantai

Story Drift Arah Y akibat Gempa Static						
Level	Tinggi Lantai	Elastic	Story Drift	Amplified Drift	Allowable Story Drift	Ket.
	h_{sx} (mm)	δ_{ye} (mm)	Δ_y (mm)	δ_x (mm)	Δ_a (mm)	
3.500	3.500	1,68	1,68	9,24	53,846	Aman
7.000	3.500	4,76	3,08	16,94	53,846	Aman
10.500	3.500	7,98	3,22	17,71	53,846	Aman

Berdasarkan tabel 4.32 berikut merupakan contoh perhitungan kontrol simpang:

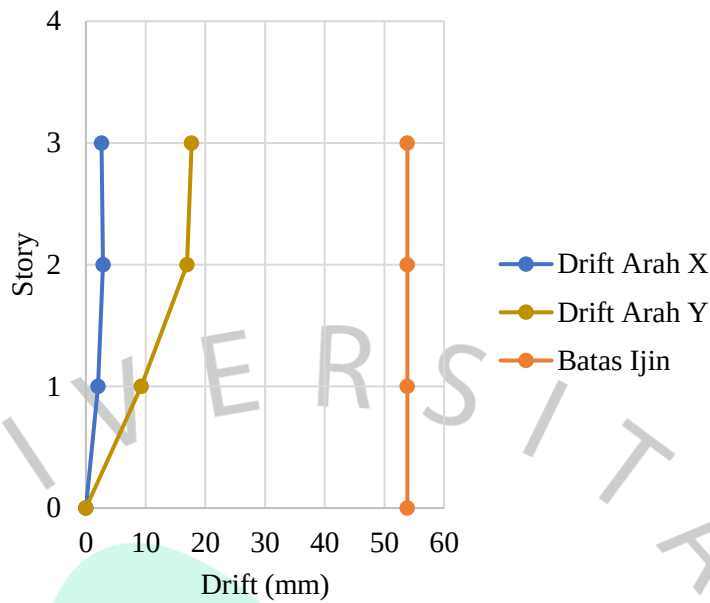
$$\delta x = \frac{Cd \delta_{xe}}{Ie}$$

$$\delta x = \frac{5.5 \times 1,68}{1} = 9,24 \text{ mm}$$

$$\Delta a = \frac{5.5 \times 0,37}{1,3} = 53,85 \text{ mm}$$

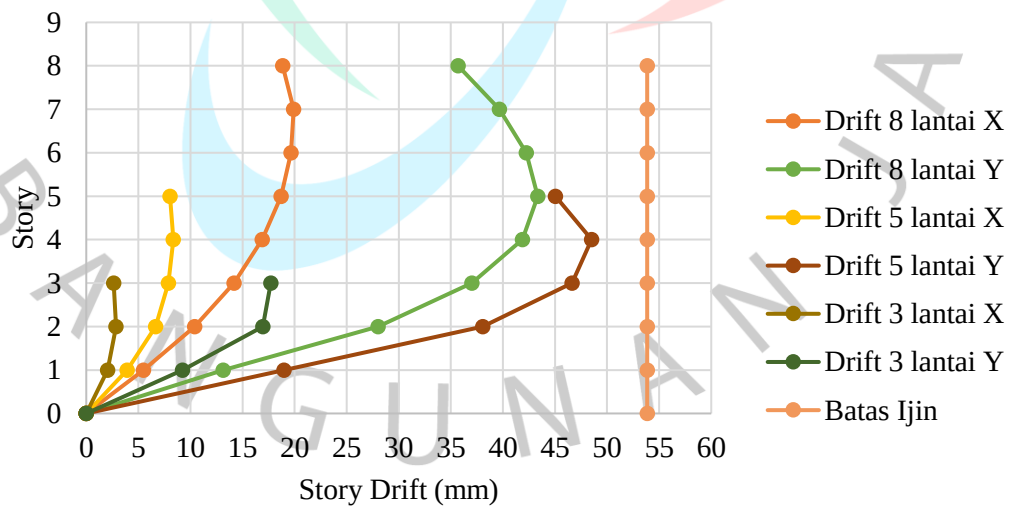
Melakukan cek syarat untuk simpangan

$$\delta x (9,24 \text{ mm}) < \Delta a (53,85 \text{ mm}) \dots \text{OK!}$$



Gambar 4. 32 Grafik *story drift* 3 lantai

Berdasarkan gambar 4.32, dapat dilihat bahwa nilai *story drift* terbesar pada 3 lantai dari arah X sebesar 2,86 mm dan pada arah Y sebesar 17,71 mm. Dari hasil tersebut, semua dikatakan aman karena tidak melebihi batas ijin sebesar 53,85 mm.



Gambar 4. 33 Hasil *story drift* 3 bangunan

Berdasarkan hasil analisis di dapatkan semua nilai *story drift* semua dikatakan aman karena tidak melebihi batas ijin, seperti hasil dari penelitian yang telah dilakukan oleh (Fahrul et al., 2023). Hasil analisis pada ketiga bangunan

terlihat bahwa nilai *story drift* meningkat seiring bertambahnya jumlah lantai bangunan. Sesuai hasil kesimpulan penelitian dari Pola kenaikan *story drift* ini terlihat cukup progresif pada lantai-lantai bawah hingga pertengahan, kemudian cenderung menurun di lantai atas, terutama pada bangunan 5 dan 8 lantai. Penurunan ini dapat dikaitkan dengan fenomena perubahan mode getar serta distribusi kekakuan yang lebih merata di lantai atas, sehingga menyebabkan deformasi relatif antar lantai menjadi lebih kecil. Temuan ini konsisten dengan studi yang dilakukan oleh (Chaitanya and Jagarapu, 2020), yang menyatakan bahwa bangunan bertingkat tinggi cenderung mengalami *nilai drift* yang lebih besar dibanding bangunan rendah.

4.5.2.5 Rekapitulasi Kinerja Seismik

1. Nilai *displacement* maksimum

Tabel 4. 33 Rekapitulasi nilai *displacement* maksimum

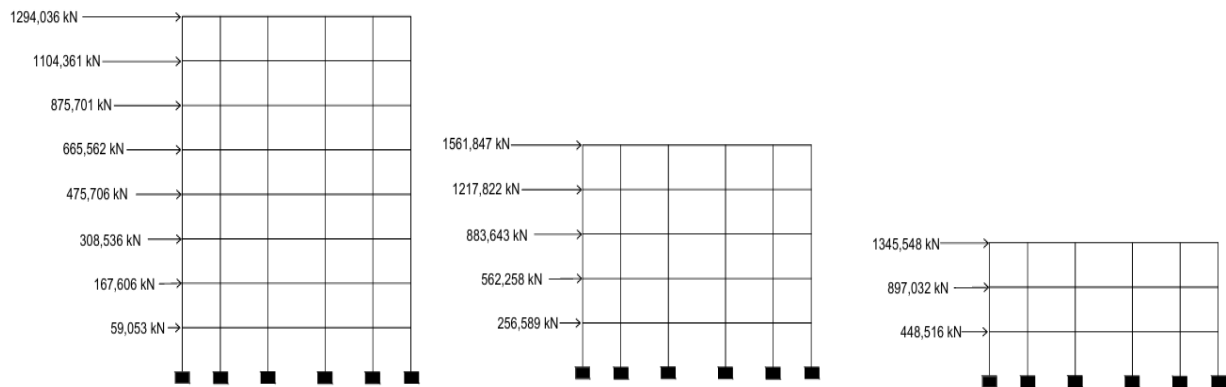
Bangunan	<i>Displacement</i> Arah X	<i>Displacement</i> Arah Y
8 Lantai	22, 56 mm	51,08 mm
5 Lantai	6,33 mm	35,86 mm
3 Lantai	1,37 mm	7,98 mm

2. Nilai T

Tabel 4. 34 Rekapitulasi nilai T

Bangunan	T Arah X	T Arah Y
8 Lantai	0,79 s	1,62 s
5 Lantai	0,37 s	0,88 s
3 Lantai	0,19 s	0,44 s

3. Distribusi Seismik Force

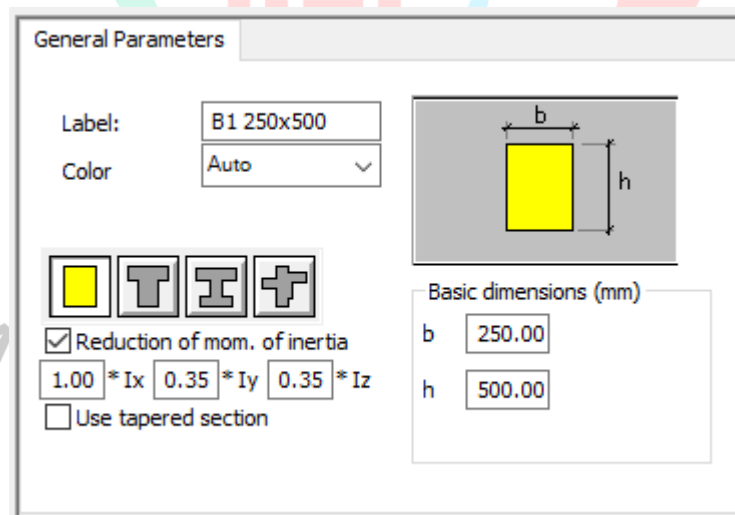


Gambar 4. 34 Distribusi seismik

4.5.2.6 Analisis Sistem Ganda

Pemodelan bangunan diperlukannya momen inersia pada elemen struktur, berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 6.6.3.1 penampang retak pada elemen struktur perlu diperhatikan dan ditinjau sebagai sistem yang menahan gaya gempa.

1. Elemen balok (I_{crack})



Gambar 4. 35 I_{crack} balok

2. Elemen kolom (I_{crack})

General Parameters

☒ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐

Label: K1 600x600

Color: Auto

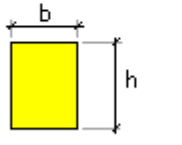
mm

b 600.00

h 600.00

☒ Reduction of mom. of inertia

1.00 * Ix 0.70 * Iy 0.70 * Iz



Gambar 4. 36 I_{crack} kolom

3. Elemen pelat (I_{crack})



Label: P1 150.00 Color: Auto

☒ Constant Th = 150.00 (mm)
☐ Variable along a line
☐ Variable on a plane

	Point coordinates (m)	Thicknesses (mm)
P1:	0.00, 0.00, 0.00	0.00
P2:	0.00, 0.00, 0.00	0.00
P3:	0.00, 0.00, 0.00	0.00

☒ Reduction of the moment of inertia 0.25 * I_g >>

Gambar 4. 37 I_{crack} pelat

4. Elemen dinding geser (I_{crack})



Label: Color:

☒ Constant Th = (mm)

☐ Variable along a line

☐ Variable on a plane

	Point coordinates (m)	Thicknesses (mm)
P1 :	0.00, 0.00, 0.00	0.00
P2 :	0.00, 0.00, 0.00	0.00
P3 :	0.00, 0.00, 0.00	0.00

☒ Reduction of the moment of inertia *I_g >>

Gambar 4. 38 I_{crack} dinding geser

Pengecekan sistem ganda dilakukan berdasarkan hasil output *software* RSAP, yang dimana gaya gempa yang ditopang dinding geser yaitu:

Tabel 4. 35 Tabel pengecekan system ganda

Rangka + Dinding Geser		Dinding Geser	
FX	FY	FX	FY
-12.61	-0.01	-570.14	-523.58
-22.36	1.85	0.75	575.47
-21.85	2.34	-470.46	523.8
-21.3	1.49	0.74	-576.01
-21.06	0	-470.47	-523.82
-21.31	-1.48	0.75	576.04
-41.87	-2.34	0.74	-575.44
-22.39	-1.85	-570.14	523.57
-22.64	0.01	Total	-2078.23 0.03
-22.39	1.86		
-41.86	2.35		
-21.3	1.49		
-31.06	0		
-21.3	-1.49		
-21.85	-2.35		
-22.36	-1.86		

-21.57	0
-31.44	0.35
-22.29	-0.65
-41.52	0.14
-22.15	-0.01
-31.52	-0.12
-22.31	0.64
-31.45	-0.35
-41.58	0.01
-21.45	0.36
-42.3	-0.64
-21.53	0.15
-32.14	-0.01
-21.51	-0.13
-42.3	0.64
-31.44	-0.35
-570.14	-570.14
0.75	0.75
-470.46	-470.46
0.74	0.74
-470.47	-470.47
0.75	0.75
0.74	0.74
-570.14	-570.14
Total	-2946.24 -2078.19

Persentase gaya gempa yang ditopang dinding geser:

$$\%SW = \frac{-2078,23}{-2946,24} = 70,54\%$$

Bagian gaya gempa yang diserap oleh system kolom struktur:

$$\% \text{ Rangka} = 100\% - 70,54\% = 29,46\% \dots \text{OK!}$$

Maka berdasarkan hasil perhitungan sudah memenuhi syarat

4.6 Perhitungan Struktur

4.6.1 Perhitungan Balok

Analisis perencanaan balok membutuhkan data tertentu untuk menentukan kebutuhan tulangnya. Adapun salah satu contoh perhitungannya disajikan sebagai berikut:

1. Balok 1 (B1 250×500)

Tabel 4. 36 Section Properties balok

Section Properties		
Panjang Balok, L	= 5460	mm
Lebar Balok, b	= 250	mm
Tinggi Balok, h	= 500	mm
Panjang Tumpuan	= 1000	mm
Diameter Tulangan Longitudinal, d_b	= 19	mm
Diameter Tulangan Pinggang, d_{bt}	= 10	mm
Diameter Tulangan Sengkang, d_s	= 10	mm
Selimut Bersih, c_c	= 40	mm
Tinggi Efektif Balok, d	= 440.5	mm
$d = h - Cc - ds - \frac{db}{2}$		
Kuat Tekan Beton, f'_c	= 30	MPa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y	= 420	MPa
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yv}	= 300	MPa
$\beta_1 = 0,65 \leq \frac{0,85 - 0,05 \times (25 - 28)}{7} \leq 0,85$	= 0.8357	
Panjang Kolom, c_1	= 500	mm
Lebar Kolom, c_2	= 500	mm
L_n	= 4960	mm
λ	= 1	

a. Tulangan Longitudinal

Gaya dalam didapatkan berdasarkan input balok dari program RSAP

Tabel 4. 37 Gaya dalam balok

Gaya Dalam		
$M_{u,tumpuan (-)}$	= -20.57	kN-m
$M_{u,tumpuan (+)}$	= 32.56	kN-m
$M_{u,lapangan (-)}$	= -85.59	kN-m

Gaya Dalam		
$M_{u,lapangan} (+)$	= 34.93	kN-m
P_u	= 13.55	kN

Tabel 4. 38 Syarat geometri balok

Syarat Geometri		
Syarat Gaya Aksial, $P_u \leq 0.1 A_g f'_c$	= 13,55 kN	...OK!
Syarat Tinggi Efektif, $L_n \geq 4d$	= 4960 $\geq$ 1762	...OK!
Syarat Lebar 1, $b \geq \min (0,3h, 250)$	= 250 $\geq$ min (150,250)	...OK!
Syarat Lebar 2, $b \leq c_2 + 2 \times \min (c_2, 0.75 c_1)$	= 250 $\leq$ min(500,375)	...OK!

Penulangan lentur tumpuan negatif

Tabel 4. 39 Perhitungan penulangan lentur tumpuan negative balok

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
n		= 3	
d_b		= 19	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	$= \frac{b-2Cc-2ds-n \times db}{n-1}$	= 46,500	mm
Cek Jarak Bersih	= 46,50 $\geq$ 19 dan 25	IYA	
Jumlah Lapis		= 1	
As Pasang	$= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2$	=850.586	mm ²
$A_{s \min,1}$	$= \frac{f'_c^{0.5}}{4 \times f_y \times b \times d}$	=359.035	mm ²
$A_{s \min,2}$	$= \frac{1.4}{4 \times f_y \times b \times d}$	=367.083	mm ²
Cek As min	= As Pasang $\geq$ As min	...OK!	
ρ	$= \frac{A_s}{b \times d}$	= 0.77%	
$\rho_{\max,1}$	$0.75\rho_h = 0.75 \times 0.85 \times \beta_1 \times f'_c / f_y \times (\frac{600}{600+f_y})$	= 2.24%	
$\rho_{\max,2}$	= 2.5%	= 2.50%	
Cek As max	= $\rho \leq \rho_{\max}$	...OK!	
A	$= \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$	= 56.039	mm

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
M_n	$= A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2})$	=147.357	kN-m
C	$= \frac{a}{\beta_1}$	= 67.055	mm
ϵ_s	$= \frac{d-c}{c \times 0,003}$	= 0.017	
Φ	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 \times 0.25 \leq 0.9$	= 0.900	
ϕM_n	$= \phi \times M_n$	=132.621	kN-m
$M_{u,tumpuan} (-)$		= 20.570	kN-m
Cek Kapasitas	$= \phi M_n > M_u$	...OK!	
As Perlu	$= M_u / [f_y (d - a/2)]$	=118.736	mm ²

Perhitungan penulangan lentur tumpuan positif:

Tabel 4. 40 Perhitungan penulangan lentur tumpuan positif balok

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
n		= 3	
d_b		=19	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	$= \frac{b-2Cc-2ds-n \times db}{n-1}$	=46.500	mm
Cek Jarak Bersih	$= 46,50 \geq 19 \text{ dan } 25$	IYA	
Jumlah Lapis		= 1	
As Pasang	$= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2$	=850.586	mm ²
$A_{s \text{ min},1}$	$= \frac{f_{cr}^{0,5}}{4 \times f_y \times b \times d}$	=359.035	mm ²
$A_{s \text{ min},2}$	$= \frac{1,4}{4 \times f_y \times b \times d}$	=367.083	mm ²
$A_{s \text{ min},4}$	$= 0,5 \times A_s \text{ tumpuan negatif}$	=425.293	
Cek As min	$= A_s \text{ Pasang} \geq A_s \text{ min}$	...OK!	
ρ	$= \frac{A_s}{b \times d}$	= 0.77%	
$\rho_{\text{max},1}$	$0,75 \rho_h = 0,75 \times 0,85 \times \beta_1 \times f_{c'} / f_y \times (\frac{600}{600+f_y})$	= 2.24%	
$\rho_{\text{max},2}$	$= 2,5\%$	= 2.50%	
Cek As max	$= \rho \leq \rho_{\text{max}}$	...OK!	

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
a	$= \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b}$	= 56.039	mm
M _n	$= As \times fy \times (d - \frac{a}{2})$	=147.357	kN-m
c	$= \frac{a}{\beta_1}$	= 67.055	mm
ε _s	$= \frac{d-c}{c \times 0,003}$	= 0.017	
φ	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 \times 0.25 \leq 0.9$	= 0.900	kN-m
φM _n	$= \phi \times M_n$	=132.621	kN-m
M _u		= 32.560	
Cek φM _n > M _u	$= \phi M_n > M_u$	...OK!	
As Perlu	$= M_u / [fy (d - a/2)]$	=187.945	mm ²

Perhitungan penulangan lapangan negatif:

Tabel 4. 41 Perhitungan penulangan lapangan negatif balok

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
n		= 3	
d _b		= 19	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	$= \frac{b-2Cc-2ds-n \times db}{n-1}$	= 46.500	mm
Cek Jarak Bersih	$= 46,50 \geq 19 \text{ dan } 25$	IYA	
Jumlah Lapis		= 1	
As Pasang	$= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2$	=850.586	mm ²
As _{min,1}	$= \frac{fc'^{0,5}}{4 \times fy \times b \times d}$	=359.035	mm ²
As _{min,2}	$= \frac{1,4}{4 \times fy \times b \times d}$	=367.083	mm ²
As _{min,4}	=0,5×As tumpuan negatif	=212.647	
Cek As min	$= As \text{ Pasang} \geq As \text{ min}$	...OK!	
ρ	$= \frac{As}{b \times d}$	= 0.77%	
ρ _{max,1}	$0,75\rho_h = 0,75 \times 0,85 \times \beta_1 \times fc' / fy \times (\frac{600}{600+fy})$	= 2.24%	
ρ _{max,2}	= 2.5%	= 2.50%	

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Cek As max	$= \rho \leq \rho_{\max}$	...OK!	
a	$= \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times b}$	= 56.039	mm
M _n	$= As \times fy \times (d - \frac{a}{2})$	=147.357	kN-m
c	$= \frac{a}{\beta_1}$	= 67.055	mm
ε _s	$= \frac{d-c}{c \times 0,003}$	= 0.017	
φ	$0,65 \leq 0,65 + (\epsilon_s - 0,002) / 0,003 \times 0,25 \leq 0,9$	= 0.900	kN-m
φM _n	$= \phi \times M_n$	=132.621	kN-m
M _u		= 85.590	
Cek φM _n > M _u	$= \phi M_n > M_u$	...OK!	
As Perlu	$= M_u / [fy (d - a/2)]$	=494.049	mm ²

Perhitungan penulangan lapangan positif :

Tabel 4. 42 Perhitungan penulangan lapangan positif balok

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
n		= 3	
d _b		= 19	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	$= \frac{b-2Cc-2ds-n \times db}{n-1}$	=46.500	mm
Cek Jarak Bersih	$= 46,50 \geq 19 \text{ dan } 25$	IYA	
Jumlah Lapis		1	
As Pasang	$= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2$	=850.586	mm ²
As _{min,1}	$= \frac{fc'^{0,5}}{4 \times fy \times b \times d}$	=359.035	mm ²
As _{min,2}	$= \frac{1,4}{4 \times fy \times b \times d}$	=367.083	mm ²
As _{min,4}	$= 0,5 \times As \text{ tumpuan negatif}$	=212.647	
Cek As min	$= As \text{ Pasang} \geq As \text{ min}$	...OK!	
ρ	$= \frac{As}{b \times d}$	= 0.77%	
ρ _{max,1}	$0,75\rho_h = 0,75 \times 0,85 \times \beta_1 \times fc' / fy \times (\frac{600}{600+fy})$	= 2.24%	

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
$\rho_{\max,2}$	$= 2.5\%$	$= 2.50\%$	
Cek As max	$= \rho \leq \rho_{\max}$	...OK!	
a	$= \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b}$	$= 56.039$	mm
M_n	$= As \times fy \times (d - \frac{a}{2})$	$= 147.357$	kN-m
c	$= \frac{a}{\beta_1}$	$= 67.055$	mm
ϵ_s	$= \frac{d-c}{c \times 0.003}$	$= 0.017$	
ϕ	$0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 \times 0.25 \leq 0.9$	$= 0.900$	kN-m
ϕM_n	$= \phi \times M_n$	$= 132.621$	kN-m
M_u		$= 34.930$	
Cek $\phi M_n > M_u$	$= \phi M_n > M_u$	...OK!	
As Perlu	$= M_u / [fy (d - a/2)]$	$= 201.626$	mm ²

Pehitungan tulangan geser:

Gaya dalam didapatkan berdasarkan input balok dari program RSAP

$$V_{u,tumpuan} = 30.83 \text{ kN}$$

$$V_{u,lapangan} = 47.86 \text{ kN}$$

Pada bagian tumpuan:

Tabel 4. 43 Perhitungan penulangan tumpuan balok

Parameter	Persamaan	Nilai
$V_{g,tumpuan}$		$= 32.75 \text{ kN}$
A_s^+ Tumpuan		$= 850.586 \text{ mm}^2$
A_s^- Tumpuan		$= 850.586 \text{ mm}^2$
a_{pr}^+	$= 1.25 \times a$	$= 70.048 \text{ mm}$
a_{pr}^-	$= 1.25 \times a$	$= 70.048 \text{ mm}$
M_{pr}^+	$= A_s^+ \times (1.25 f_y) \times (d - a_{pr}^+/2)$	$= 181068393 \text{ N mm}$
M_{pr}^-	$= A_s^- \times (1.25 f_y) \times (d - a_{pr}^-/2)$	$= 181068393 \text{ N mm}$

Parameter	Persamaan	Nilai
$V_{\text{sway}} \text{ atau } V_{\text{pr}}$	$= (M_{\text{pr}}^+ + M_{\text{pr}}^-) / L_n$	$= 73011 \text{ N}$
V_e	$= V_g + V_{\text{pr}}$	$= 105761 \text{ N}$

Tahanan Geser Beton:

Tabel 4. 44 Perhitungan tahanan geser beton balok

Parameter	Persamaan	Nilai
V_{pr}	$= 73011$	N
$1/2 V_e$	$= 52881$	N
P_u	$= 13550$	N
$Agf'_c / 20$	$= 187500$	N
V_c Diperhitungkan	$= V_c = 0 \text{ jika } V_{\text{pr}} \geq 1/2 V_e \text{ dan } P_u < Agf'_c / 20$	Tidak
V_c	$= 0$	N

Perhitungan penulangan geser:

Tabel 4. 45 Perhitungan penulangan geser tumpuan balok

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Jumlah Kaki		$= 2$	
A_v	$= n \times \pi/4 \times d_s^2$	$= 157.080$	mm^2
Spasi		$= 50$	mm
Spasi Max 1	$= d / 4$	$= 110.13$	mm
Spasi Max 2	$= 6 d_b$	$= 114.00$	mm
Spasi Max 3	$= 150 \text{ mm}$	$= 150.00$	mm
Cek Spasi		...OK!	
V_s	$= A_v \times f_{yv} \times d / s$	$= 415161$	N
Batas V_s	$= 0.66 \times (f'_c)^{0.5} \times b \times d$	$= 398098$	N
ϕ		$= 0.75$	
V_n	$= V_c + V_s$	$= 398098$	N
V_u		$= 105761$	N
$\phi V_n / V_u$		$= 2.823$	

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Cek Kapasitas	$= \phi V_n / V_u \geq 1$	...OK!	

Lapangan

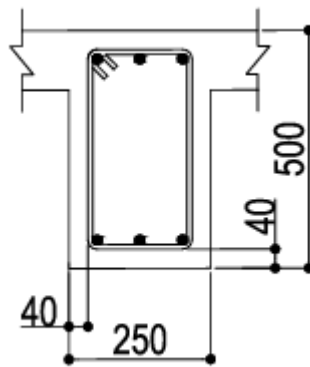
Tabel 4. 46 Perhitungan penulangan geser tumpuan balok

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Jumlah Kaki	Input	= 2	
A_v	$= n \times \pi/4 \times d_s^2$	= 157.080	mm ²
Spasi		= 100	mm
Spasi Max	$= d / 2$	= 220.25	mm
Cek Spasi		...OK!	
V_s	$= A_v \times f_{yv} \times d / s$	= 207581	mm
Batas V_s	$= 0.66 \times (f'c)^{0.5} \times b \times d$	= 398098	mm
V_c	$= 0.17 \times (f'c)^{0.5} \times b \times d$	= 102541	N
ϕ		0.75	N
V_n	$= V_c + V_s$	310121	
V_u		47860	N
$\phi V_n / V_u$		4.860	N
Cek Kapasitas	$= \phi V_n / V_u \geq 1$	...OK!	

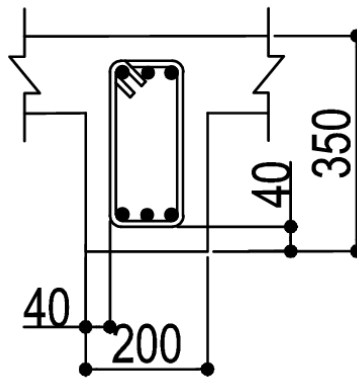
Berdasarkan seperti contoh perhitungan tulangan balok, maka dapat di simpulkan dalam pemodelan bangunan di gunakan:

Tabel 4. 47 Rekapitulasi penulangan balok

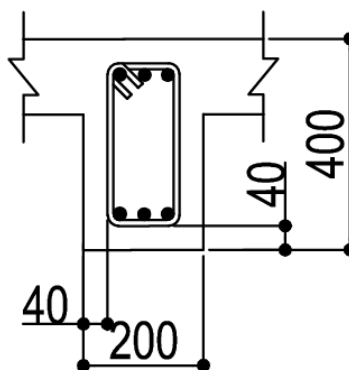
Tipe	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal Tumpuan	Tulangan Transversal Lapangan
Balok B1 250 × 500 mm	3D19	2D10-100	2D10-150
Balok B2 200 × 350 mm	3D19	2D10-75	2D10-150
Balok B3 200 × 400 mm	3D19	2D10-75	2D10-150
Balok B4 300 × 550 mm	5D19	2D10-100	2D10-100
Balok BA 150 × 300 mm	2D16	2D10-50	2D10-100



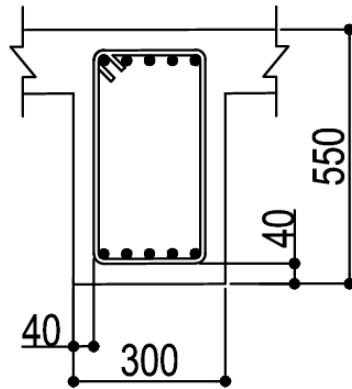
Gambar 4. 39 Potongan Balok B1



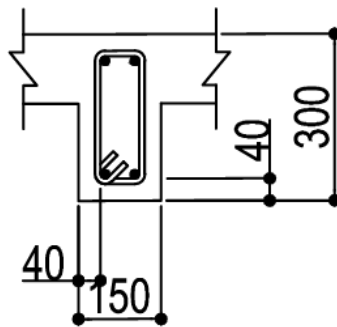
Gambar 4. 40 Potongan balok B2



Gambar 4. 41 Potongan balok B3



Gambar 4. 42 Potongan balok B4



Gambar 4. 43 Potongan balok anak

4.6.2 Perhitungan Kolom

Tinjauan yang digunakan untuk contoh perhitungan adalah kolom K1, data sebagai berikut:

Tabel 4. 48 Section properties kolom

Section Properties	
Panjang/Tinggi Kolom, L	= 3500 mm
Sisi Pendek Kolom, b	= 500 mm
Sisi Panjang Kolom, h	= 500 mm
Diameter Tulangan Longitudinal, d_b	= 32 mm
Diameter Tulangan Sengkang, d_s	= 16 mm
Selimut Bersih, c_c	= 40 mm

Section Properties			
Kuat Tekan Beton, f'_c	=	30	MPa
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y	=	420	MPa
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yv}	=	300	MPa
Tinggi Balok, h_b	=	500	mm
L_n	=	3000	mm

Gaya dalam di dapatkan dari output di RSAP maka di dapatkan:

Tabel 4. 49 Gaya dalam kolom

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P max =	1835.250	-33.750	-69.640
P min =	53.940	16.310	-11.550
M2 Max =	106.830	61.060	-26.680
M2 Min =	102.910	-68.890	11.200
M3 Max =	111.140	-11.660	86.820
M3 Min =	108.980	22.530	-77.510

Tabel 4. 50 Syarat geometri kolom

Syarat geometry
$d' = c_c + d_s + 0,5(d_b) = 40 + 16 + 0,5(32) = 72 \text{ mm}$
$d = h - d' = 500 - 72 = 428 \text{ mm}$
$A_g = 500 \times 500 = 250.000 \text{ mm}^2 = 0,25 \text{ m}^2$

Tabel 4. 51 Syarat gaya aksial kolom

Cek syarat gaya aksial
$P_u > 0,1 A_g f'_c = 1835,250 \text{ kN} > 0,1 \times 0,25 \times 30 = 0,75 \text{ kN} \dots \text{OK!}$
$b \geq 300 \text{ mm} = 500 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \dots \text{OK!}$
$b/h \geq 0,4 = 500/500 = 1 \geq 0,4 \dots \text{OK!}$

Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial-Lentur menggunakan SP Column, dihasilkan:

Tabel 4. 52 Cek gaya dalam aksial lentur

Parameter	Persamaan	Nilai
Jumlah Tulangan, n		16
Luas Tulangan Longitudinal, A_s	$= n \times \pi/4 \times d_b^2$	12868.0 mm ²
Rasio Tulangan, ρ	$= A_s / (b \times h)$	5.15%
Cek ρ_{min} dan ρ_{max}	$= 1\% \leq \rho \leq 6\%$	...OK!

Pengecekan *Strong Column - Weak Beam* (SCWB)

Tabel 4. 53 Cek SCWB kolom

Parameter	Persamaan	Nilai
Momen Nominal Kolom, M_{nc} Input (M_n dari kondisi P_{max} dan P_{min}) terbesar	$= 186.516$	kN m
M_n^- Tumpuan Balok	$= 143.700$	kN m
M_n^+ Tumpuan Balok	$= 143.700$	kN m
Cek SCWB	$= 2 \times M_{nc} \geq 1.2 \times (M_n^- + M_n^+)$	...OK!

Perhitungan penulangan transversal:

Tabel 4. 54 Perhitungan penulangan transversal kolom

Parameter	Persamaan	Nilai
l_{o1}	h	$= 500$ mm
l_{o2}	$L_n / 6$	$= 500$ mm
l_{o3}	450 mm	$= 450$ mm
l_o	$\text{Max } (l_{o1}; l_{o2}; l_{o3})$	$= 500$ mm

Perhitungan tulangan transversal zona sendi plastis/tumpuan:

Tabel 4. 55 Perhitungan tulangan transversal tumpuan pada kolom

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
-----------	-----------	-------	--------

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Jumlah Kaki Sisi Pendek, n_1		= 7	
Jumlah Kaki Sisi Panjang, n_2		= 7	
Spasi, s		= 100	mm
Spasi Kaki Terbesar, $x_{i \max}$		= 300	mm
$A_{sh \ 1}$	$= n \times \pi/4 \times d_s^2$	= 1407.434	mm ²
$A_{sh \ 2}$	$= n \times \pi/4 \times d_s^2$	= 1407.434	mm ²
$A_{sh} / s, \ 1$		= 14.074	mm ² / mm
$A_{sh} / s, \ 2$		= 14.074	mm ² / mm

Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis

Tabel 4. 56 Pehitungan confinement zona sendi

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Lebar Penampang Inti Beton, b_c	$= b - 2c_c$	= 420	mm
Panjang Penampang Inti Beton, h_c	$= h - 2c_c$	= 420	mm
Luas Penampang Kolom, A_g	$= b \times h$	= 250000	mm ²
Luas Penampang Inti Beton, A_{ch}	$= b_c \times h_c$	= 176400	mm ²

Perhitungan sisi pendek/sumbu lemah:

Tabel 4. 57 Perhitungan sumbu lemah kolom

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
$A_{sh}/s \text{ min, } 1$	$= 0.3 (b_c \times f'_c / f_{yv}) (A_g / A_{ch} - 1)$	= 5.257	mm ²
$A_{sh}/s \text{ min, } 2$	$= 0.09 \times b_c \times f'_c / f_{yv}$	= 3.780	mm ²
Cek $A_{sh}/s \ 1$	$= A_{sh}/s \ 1 \geq A_{sh}/s \text{ min}$	...OK!	

Perhitungan sisi panjang/sumbu kuat:

Tabel 4. 58 Perhitungan sumbu kuat kolom

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
$A_{sh}/s \text{ min, } 1$	$= 0.3 (b_c \times f'_c / f_{yv}) (A_g / A_{ch} - 1)$	= 5.257	mm ²

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
$A_{sh}/s \text{ min, 2}$	$= 0.09 \times b_c \times f'_c / f_{yv}$	$= 3.780$	mm^2
Cek $A_{sh}/s \text{ 1}$	$= A_{sh}/s \text{ 1} \geq A_{sh}/s \text{ min}$	...OK!	

Cek spasi:

Tabel 4. 59 Pengecekan jarak spasi kolom

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
$S_{max,1}$	$= b / 4$	$= 125$	mm
$S_{max,2}$	$= 6 \times d_b$	$= 192$	mm
h_x	$= X_{i \text{ max}}$	$= 300$	mm
$S_{max,3} = S_o$	$= 100 \leq 100 + (350 - h_x) / 3 \leq 150$	$= 116.667$	mm
S_{max}	$= \text{Min} (S_{max1}, S_{max2}, S_{max3})$	$= 116.667$	mm

Kuat Geser Zona Sendi Plastis

Gaya Geser Desain di input dari SP Column dengan $f_{pr} = 1.25 f_y$

Tabel 4. 60 Gaya geser desain dari SP Column

Gaya geser desain			
M_{pr} Kolom dengan Input, (nilai terbesar)	$= 2028.385$	kN m	
V_{u1}	$= 2 \times M_{pr} \text{ Kolom} / L_n$	$= 1352257$	N

Tabel 4. 61 Gaya geser kolom

Gaya geser hasil analisis struktur			
V_{u2} , Sumbu Lemah	$= 258722$	N	
V_{u2} , Sumbu Kuat	$= 520122$	N	

Tahanan geser beton sumbu lemah:

Tabel 4. 62 Tahanan Geser beton sumbu lemah kolom

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
V_u	$= \text{nilai Max} (V_{u1}, V_{u2})$	$= 1352257$	N
ϕ		$= 0.75$	

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
V_c	$= 0.17 (1 + N_u / (14 A_g)) (f'c)^{0.5} h d$; $d = b - c_c - d_s - d_b / 2$	= 199266	N
V_s Perlu	$= V_u / \phi - V_c$	= 1603743	N
A_s/s Perlu	$= V_s / (f_{yv} \times d)$; $d = b - c_c - d_s - d_b / 2$	= 12.4902	mm ² / mm
A_s/s Min 1	$= 0.062 (f'c)^{0.5} h / f_{yv}$	= 0.5660	mm ² / mm
A_s/s Min 2	$= 0.35 h / f_{yv}$	= 0.5833	mm ² / mm
Cek A_s/s	$= A_{sh}/s \geq \text{Max} (A_s/s \text{ Perlu}, A_s/s \text{ Min})$	...OK!	

Tahanan geser beton sumbu kuat:

Tabel 4. 63 Tahanan Geser beton sumbu kuat kolom

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
V_u	= nilai Max (V_{u1} , V_{u2})	= 1352257	N
ϕ		= 0.75	
V_c	$= 0.17 (1 + N_u / (14 A_g)) (f'c)^{0.5} h d$; $d = b - c_c - d_s - d_b / 2$	= 199266	N
V_s Perlu	$= V_u / \phi - V_c$	= 1603743	N
A_s/s Perlu	$= V_s / (f_{yv} \times d)$; $d = b - c_c - d_s - d_b / 2$	= 12.4902	mm ² / mm
A_s/s Min 1	$= 0.062 (f'c)^{0.5} h / f_{yv}$	= 0.5660	mm ² / mm
A_s/s Min 2	$= 0.35 h / f_{yv}$	= 0.5833	mm ² / mm
Cek A_s/s	$= A_{sh}/s \geq \text{Max} (A_s/s \text{ Perlu}, A_s/s \text{ Min})$	...OK!	

Perhitungan tulangan transversal luar zona sendi plastis/tumpuan:

Tabel 4. 64 Perhitungan tulangan transversal zona tumpuan kolom

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Jumlah Kaki Sisi Pendek, n_1		= 7	
Jumlah Kaki Sisi Panjang, n_2		= 7	
Spasi, s		= 150	mm
A_v Sumbu Lemah	$= n \times \pi/4 \times d_s^2$	= 1407.434	mm ²
A_v Sumbu Kuat	$= N \times \pi/4 \times d_s^2$	= 1407.434	mm ²

Tabel 4. 65 Pengecekan confinement zona sendi plastis

Confinement/kekangan luar zona sendi plastis			
Spasi max 1	$= 6 d_b$	$= 192.0$	mm
Spasi max 2	$= 150 \text{ mm}$	$= 150.0$	mm
Cek Spasi	$= \text{Spasi} \leq \text{Spasi Max}$	OK!	

Perhitungan tahanan geser beton sumbu lemah:

Tabel 4. 66 Perhitungan tahanan geser beton sumbu lemah penulangan trasversal kolom

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
V_u	$= \text{nilai Max } (V_{u1}, V_{u2})$	$= 258722$	N
ϕ		$= 0.75$	
V_c	$= 0.17 (1 + N_u / (14 A_g)) (f'_c)^{0.5} h d; d = b - c_c - d_s - d_b / 2$	$= 199266$	N
$V_s \text{ Perlu}$	$= V_u / \phi - V_c$	$= 145697$	N
$A_s/s \text{ Perlu}$	$= V_s / (f_{yv} \times d); d = b - c_c - d_s - d_b / 2$	$= 1.1347$	mm^2 / mm
$A_s/s \text{ Min 1}$	$= 0.062 (f'_c)^{0.5} h / f_{yv}$	$= 0.5660$	mm^2 / mm
$A_s/s \text{ Min 2}$	$= 0.35 h / f_{yv}$	$= 0.5833$	mm^2 / mm
Cek A_s/s	$= A_{sh}/s \geq \text{Max } (A_s/s \text{ Perlu}, A_s/s \text{ Min})$	OK!	

Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

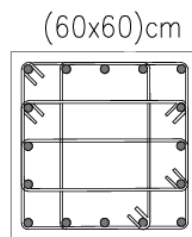
Tabel 4. 67 Perhitungan tahanan geser beton sumbu kuat penulangan trasversal kolom

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
V_u	$= \text{nilai Max } (V_{u1}, V_{u2})$	$= 520122$	N
ϕ		$= 0.75$	
V_c	$= 0.17 (1 + N_u / (14 A_g)) (f'_c)^{0.5} h d; d = b - c_c - d_s - d_b / 2$	$= 199266$	N
$V_s \text{ Perlu}$	$= V_u / \phi - V_c$	$= 494229$	N
$A_s/s \text{ Perlu}$	$= V_s / (f_{yv} \times d); d = b - c_c - d_s - d_b / 2$	$= 3.8491$	mm^2 / mm
$A_s/s \text{ Min 1}$	$= 0.062 (f'_c)^{0.5} h / f_{yv}$	$= 0.5660$	mm^2 / mm
$A_s/s \text{ Min 2}$	$= 0.35 h / f_{yv}$	$= 0.5833$	mm^2 / mm

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Cek A_s/s	$= A_{sh}/s \geq \text{Max} (A_s/s \text{ Perlu}, A_s/s \text{ Min})$	...OK!	

Tabel 4. 68 Rekapitulasi perhitungan penulangan kolom

Kesimpulan	
Tulangan longitudinal	= 16D32
Tulangan sengkang tumpuan	= 7D16-100
Tulangan Sengkang lapangan	= 7D16-150



Gambar 4. 44 Potongan kolom

4.6.3 Perhitungan Pelat

Tabel 4. 69 Section properties pelat

Parameter	Nilai	Satuan
Panjang Pelat Arah Sumbu 1, L_1	= 5500	mm
Panjang Pelat Arah Sumbu 2, L_2	= 4700	mm
Tebal Pelat, t	= 150	mm
Diameter Tulangan, d_b	= 10	mm
Selimut Bersih, c_c	= 20	mm
Tebal Efektif Penampang, d	$= h - c_c - d_s - d_b/2$	mm
Kuat Tekan Beton, f'_c	= 30	MPa
Kuat Leleh Tulangan, f_y	= 420	MPa
Modulus Elastisitas Beton, E_c	$= 4700 \times \sqrt{f'_c}$	= 25743
$\beta_1 = 0.65 \leq 0.85 - 0.05 \times (f'_c - 28) / 7 \leq 0.85$	= 0.8357	
λ (tidak menggunakan beton ringan)	= 1	

Gaya dalam didapatkan dari output RSAP, maka di dapatkan:

Tabel 4. 70 Gaya dalam pelat

Gaya Dalam			
M Max akibat M11 Max	=	24.53	kN-m
M Min akibat M11 Min	=	-4.69	kN-m
M Max akibat M22 Max	=	25.05	kN-m
M Min akibat M22 Min	=	-3.87	kN-m
Vu	=	200.62	kN

Perhitungan penulangan lentur (analisis per meter):

Momen Positif M11 → tulangan lapangan bawah arah sumbu 1 (X)

Tabel 4. 71 Perhitungan tulangan lapangan bawah arah sumbu x

Parameter		Nilai	Satuan
Spasi Tulangan, s	=	100	
Spasi Maksimum, s_{max}	= $2 \times t$ dan 450 mm	300	mm
Cek Spasi Maksimum	= $s \leq s_{max}$	...OK!	
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, $n = b / s = 1000 / s$ [Analisis untuk per 1 m]		10.0000	
d_b	=	10	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	= $s - d_b$	90.000	mm
Cek Jarak Bersih = Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm		...OK!	
As Pasang	= $N \times \pi/4 \times d_b^2$	785.398	mm ²
As_{min} ($f_y < 420$ MPa)	= $0.2\% \times b \times t$	300.000	mm ²
$As_{min} = (0.18\% \times 420 / f_y) \times b \times t$ dan $0.14\% \times b \times t$		270.000	mm ²
Cek As_{min}	= $As_{Pasang} \geq As_{min}$	...OK!	
Tinggi Blok Beton, a	= $As \times f_y / (0.85 \times f'_c \times b)$	12.936	mm
Kapasitas Lentur, M_n	= $As \times f_y \times (d - a/2)$	35.801	kNm
Lokasi Garis Netral, c	= a / β_1	15.479	mm
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	= $(d - c) / c \times 0.003$	0.019	
Faktor Reduksi = $0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 \times 0.25 \leq 0.9$		0.900	

Parameter	Nilai	Satuan
Kapasitas Lentur Tereduksi, $\phi M_n = \phi \times M_n$	= 32.221 kN-m	
Momen Ultimit, M_u	= 24.530 kN-m	
Cek Kapasitas	= $\phi_n > M_u$	= ...OK!

Momen Negatif M11 → tulangan tumpuan bawah arah sumbu 1 (X)

Tabel 4. 72 Perhitungan tulangan tumpuan bawah arah sumbu x

Parameter	Nilai	Satuan
Spasi Tulangan, s	= 100	
Spasi Maksimum, s_{max}	= $2 \times t$ dan 450 mm	= 300 mm
Cek Spasi Maksimum	$s \leq s_{max}$	= ...OK!
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n	$b / s = 1000 / 2$ (per 1 m)	= 10
d_b		= 10 mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	= $s - d_b$	= 90.000 mm
Cek Jarak Bersih, Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm		= ...OK!
Jumlah Lapis		= 2
As Pasang	= $n \times \pi/4 \times d_b^2$	= 785.398 mm ²
$A_{s \min}$ ($f_y < 420$ MPa)	= $0.2\% \times b \times t$	= 300.000 mm ²
$A_{s \min}$ ($f_y \geq 420$ MPa), $(0.18\% \times 420 / f_y) \times b \times t$; $0.14\% \times b \times t$		= 270.000 mm ²
Cek $A_{s \min}$	$A_{s \text{ Pasang}} \geq A_{s \min}$	= ...OK!
Tinggi Blok Beton, a	= $A_s \times f_y / (0.85 \times f'_c \times b)$	= 12.936 mm
Kapasitas Lentur, M_n	= $A_s \times f_y \times (d - a/2)$	= 35.801 kN-m
Lokasi Garis Netral, c	= a / β_1	= 15.479 mm
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	= $(d - c) / c \times 0.003$	= 0.019
Faktor Reduksi ϕ , $0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 \times 0.25 \leq 0.9$		= 0.900
Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕM_n	= $\phi \times M_n$	= 32.221 kN-m
Momen Ultimit, M_u		= 4.690 kN-m
Cek $\phi M_n > M_u$	= $\phi M_n > M_u$	= ...OK!

Momen Negatif M22 → tulangan lapangan bawah arah sumbu 2 (Y)

Tabel 4. 73 Perhitungan tulangan lapangan bawah arah sumbu y

Parameter		Nilai	Satuan
Spasi Tulangan, s		= 100	
Spasi Maksimum, s_{max}	$= 2 \times t$ dan 450 mm	= 300	mm
Cek Spasi Maksimum	$s \leq s_{max}$	=OK!	
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n	$b / s = 1000 / 2$ (per 1 m)	= 10	
d_b		= 10	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	$= s - d_b$	= 90.000	mm
Cek Jarak Bersih, Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm		=OK!	
Jumlah Lapis		= 2	
As Pasang	$= n \times \pi / 4 \times d_b^2$	= 785.398	mm ²
As _{min} ($f_y < 420$ MPa)	$= 0.2\% \times b \times t$	= 300.000	mm ²
As _{min} ($f_y \geq 420$ MPa), $(0.18\% \times 420 / f_y) \times b \times t$; $0.14\% \times b \times t$		= 270.000	270.000
Cek As _{min}	As Pasang $\geq$ As _{min}	=OK!	
Tinggi Blok Beton, a	$= A_s \times f_y / (0.85 \times f'_c \times b)$	= 12.936	mm
Kapasitas Lentur, M_n	$= A_s \times f_y \times (d - a/2)$	= 32.502	kN-m
Lokasi Garis Netral, c	$= a / \beta_1$	= 15.479	mm
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	$= (d - c) / c \times 0.003$	= 0.019	
Faktor Reduksi ϕ , $0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 \times 0.25 \leq 0.9$		= 0.900	0.900
Kapasitas Lentur Tereduksi, ϕM_n	$= \phi \times M_n$	= 29.252	kN-m
Momen Ultimit, M_u		= 25.050	kN-m
Cek $\phi M_n > M_u$	$= \phi M_n > M_u$	=OK!	

Momen Negatif M22 → tulangan tumpuan atas arah sumbu 2 (Y)

Tabel 4. 74 Perhitungan tulangan tumpuan atas arah sumbu y

Parameter		Nilai	Satuan
Spasi Tulangan, s		= 100	
Spasi Maksimum, s_{max}	$= 2 \times t$ dan 450 mm	= 300	mm
Cek Spasi Maksimum	$s \leq s_{max}$	=OK!	

Parameter		Nilai	Satuan
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n	$b / s = 1000 / 2$ (per 1 m)	= 10	
d_b		= 10	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	= $s - d_b$	= 90.000	mm
Cek Jarak Bersih, Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm		=	OK
Jumlah Lapis		= 2	
As Pasang	= $n \times \pi / 4 \times d_b^2$	= 785.398	mm ²
As min ($f_y < 420$ MPa)	= $0.2\% \times b \times t$	= 300.000	mm ²
As min ($f_y \geq 420$ MPa), $(0.18\% \times 420 / f_y) \times b \times t$; $0.14\% \times b \times t$		=	270.000
Cek As min	As Pasang $\geq$ As min	=OK!	
Tinggi Blok Beton, a	= $As \times f_y / (0.85 \times f'_c \times b)$	= 12.936	mm
Kapasitas Lentur, M_n	= $As \times f_y \times (d - a/2)$	= 32.502	kN-m
Lokasi Garis Netral, c	= a / β_1	= 15.479	mm
Regangan Tulangan Tarik, ϵ_s	= $(d - c) / c \times 0.003$	= 0.019	
Faktor Reduksi ϕ , $0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 \times 0.25 \leq 0.9$		=	0.900
Kapasitas Lentur Tereuksi, ϕM_n	= $\phi \times M_n$	= 29.252	kN-m
Momen Ultimit, M_u		= 3.870	kN-m
Cek $\phi M_n > M_u$	= $\phi M_n > M_u$	=OK!	

Tumpuan minimum (untuk tumpuan bawah dan lapangan atas pada arah X dan Y)

Tabel 4. 75 Perhitungan tumpuan minimum

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Spasi Tulangan, s		= 100	
Spasi Maksimum, s_{max}	= $2 \times t$ dan 450 mm	= 300	mm
Cek Spasi Maksimum	= $s \leq s_{max}$	=OK!	
Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan, n	= $b / s = 1000 / 2$ [Analisis untuk per 1 m]	= 10	
d_b		= 10	mm
Jarak Bersih Antar Tulangan	= $s - d_b$	= 90.000	mm
Cek Jarak Bersih	= Jarak Bersih $\geq d_b$ dan 25 mm	=OK!	

Parameter	Persamaan	Nilai	Satuan
Jumlah Lapis		= 2	
As Pasang	$= n \times \pi/4 \times d_b^2$	= 785.398	mm ²
As _{min} (fy < 420 MPa)	$= 0.2\% \times b \times t$	= 300.000	mm ²
As _{min} (fy ≥ 420 MPa)	$= (0.18\% \times 420/f_y) \times b \times t$ dan $0.14\% \times b \times t$	= 270.000	mm ²
Cek As min	As Pasang ≥ As min	OK!	

Pengecekan kapasitas geser

Tabel 4. 76 Pengecekan kapasitas geser pelat

Parameter	Persamaan	Nilai
Kapasitas Geser Beton, V _c	$= 0.17 \times \sqrt{f'_c}^{0.5} \times b \times d$	= 107.080 kN
Faktor Reduksi, φ		= 0.75
Ambang Batas Geser Pelat	$= 0.5 \phi V_c$	= 40.155 kN
Perlu Tulangan Geser Pelat	$= V_u > 0.5 \phi V_c ?$	Perlu

Lendutan pelat

Tabel 4. 77 Perhitungan lendutan pelat

Lendutan Pelat			
Momen Inersia Pelat, I _g		= 281250000	mm ⁴
Tegangan Retak, f _r	$= 0.62 \sqrt{f'_c}$	= 3.396	MPa
Garis Netral, y	$= t / 2$	= 75.000	mm
Kapasitas Retak Lentur, M _{cr}	$= f_r \times I_g / y$	= 12.735	kNm
Momen Inersia Retak, I _{cr}	$= 0.25 I_g$	= 70312500	mm ⁴

Lendutan arah sumbu 1:

Tabel 4. 78 Perhitungan lendutan arah x

Parameter	Nilai	Satuan
M11 Max Akibat DL	= 7.87	kNm
M11 Min Akibat DL	= -1.76	kNm
M11 Max Akibat SIDL	= 1.19	kNm

Parameter	Nilai	Satuan
M11 Min Akibat SIDL	= -0.3	kNm
M11 Max Akibat LL	= 1.85	kNm
M11 Min Akibat LL	= -0.24	kNm
Ma Lapangan (+)	= jumlah M11 Max = 10.91	kNm
Ma Tumpuan (-)	= jumlah M11 Min = -2.3	kNm
M_{cr} / M_a Lapangan	= 1.167	
M_{cr} / M_a Tumpuan	= 5.537	
I_e Lapangan = $(M_{cr} / M_a)^3 I_g + [1 - (M_{cr} / M_a)^3] I_{cr} < I_g$	= 281250000	mm ⁴
I_e Tumpuan = $(M_{cr} / M_a)^3 I_g + [1 - (M_{cr} / M_a)^3] I_{cr} < I_g$	= 281250000	mm ⁴
I_e Rata-Rata = $0.5 \times I_e$ Lapangan + $0.5 \times I_e$ Tumpuan	= 281250000	mm ⁴
Lendutan Seketika Akibat DL, $\delta_{i, DL}$ = $5 / 48 L^2 / (E_c \times I_g) \times [M_{lap} + 0.2 M_{tum}]$	= 3.578	mm
Lendutan Seketika Akibat SIDL, $\delta_{i, SIDL}$ = $5 / 48 L^2 / (E_c \times I_g) \times [M_{lap} + 0.2 M_{tum}]$	= 0.544	mm
Lendutan Seketika Akibat LL, $\delta_{i, LL}$ = $5 / 48 L^2 / (E_c \times I_g) \times [M_{lap} + 0.2 M_{tum}]$	= 0.826	mm
Syarat Lendutan Seketika LL = $L / 360$	= 15.278	mm
Cek Lendutan Seketika	= ...OK!	
Faktor Jangka Panjang, λ = $2 / (1 + 50 \times \rho')$	= 1.491	
Lendutan Jangka Panjang, Δ_{LT} = $(\delta_{i, DL} + \delta_{i, SIDL}) \times \lambda + \delta_{i, LL}$	= 6.972	
Syarat Lendutan Jangka Panjang = $L / 240$ atau $L / 480$	22.917	mm
Cek Lendutan Jangka Panjang	= ...OK!	

Lendutan arah sumbu 1

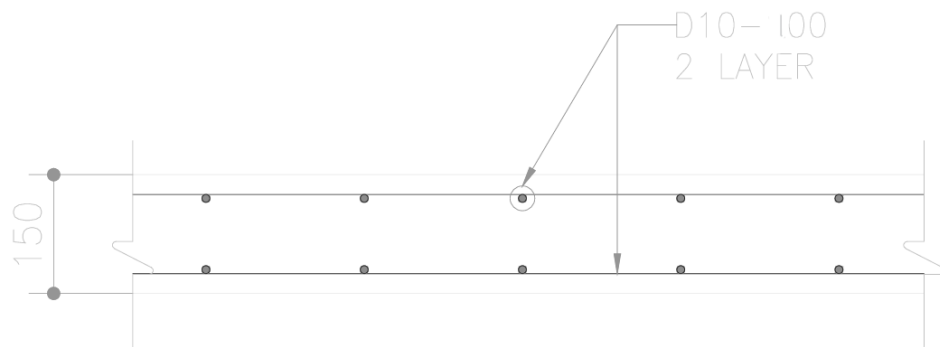
Tabel 4. 79 Perhitungan lendutan arah y

Parameter	Nilai	Satuan
M11 Max Akibat DL	= 3.9	kNm
M11 Min Akibat DL	= -3.37	kNm
M11 Max Akibat SIDL	= 0.16	kNm
M11 Min Akibat SIDL	= -0.62	kNm

Parameter	Nilai	Satuan
M11 Max Akibat LL	= 0.33	kNm
M11 Min Akibat LL	= -1.24	kNm
Ma Lapangan (+)	= jumlah M11 Max	kNm
Ma Tumpuan (-)	= jumlah M11 Min	kNm
M_{cr} / M_a Lapangan	= 2.901	
M_{cr} / M_a Tumpuan	= 2.435	
I_e Lapangan = $(M_{cr} / M_a)^3 I_g + [1 - (M_{cr} / M_a)^3] I_{cr} < I_g$	= 281250000	mm ⁴
I_e Tumpuan = $(M_{cr} / M_a)^3 I_g + [1 - (M_{cr} / M_a)^3] I_{cr} < I_g$	= 281250000	mm ⁴
I_e Rata-Rata = $0.5 \times I_e$ Lapangan + $0.5 \times I_e$ Tumpuan	= 281250000	mm ⁴
Lendutan Seketika Akibat DL, $\delta_{i, DL}$ = $5 / 48 L^2 / (E_c \times I_g) \times [M_{lap} + 0.2 M_{tum}]$	= 3.578	mm
Lendutan Seketika Akibat SIDL, $\delta_{i, SIDL}$ = $5 / 48 L^2 / (E_c \times I_g) \times [M_{lap} + 0.2 M_{tum}]$	= 0.544	mm
Lendutan Seketika Akibat LL, $\delta_{i, LL}$ = $5 / 48 L^2 / (E_c \times I_g) \times [M_{lap} + 0.2 M_{tum}]$	= 0.826	mm
Syarat Lendutan Seketika LL = $L / 360$	= 15.278	mm
Cek Lendutan Seketika	= ...OK!	
Faktor Jangka Panjang, λ = $2 / (1 + 50 \times \rho')$	= 1.491	
Lendutan Jangka Panjang, Δ_{LT} = $(\delta_{i, DL} + \delta_{i, SIDL}) \lambda + \delta_{i, LL}$	= 2.486	
Syarat Lendutan Jangka Panjang = $L / 240$ atau $L / 480$	22.917	mm
Cek Lendutan Jangka Panjang	= ...OK!	

Kesimpulan:

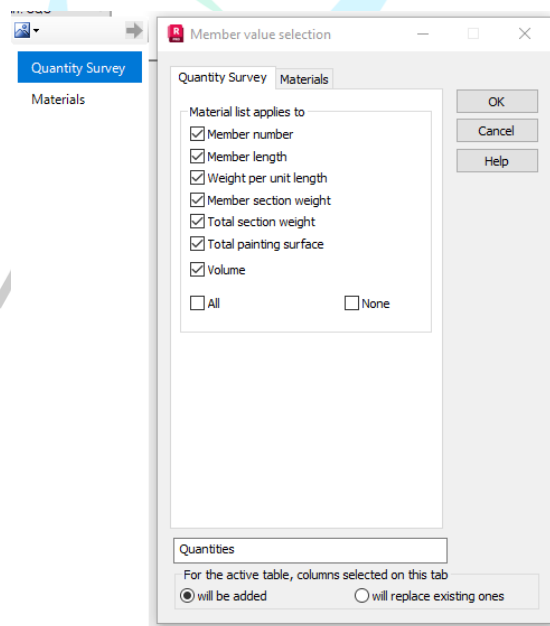
Pelat 150 mm : Tulangan Atas = 10D-100
Tulangan bawah = 10D-100



Gambar 4. 45 Potongan pelat (mm)

4.7 Volume Pekerjaan Struktur

● Setelah proses analisis struktur bangunan selesai dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak *Robot Structural Analysis Professional* (RSAP), tahap berikutnya adalah menyajikan berbagai output yang dihasilkan dari pemodelan tersebut. Sejalan dengan tujuan pada kajian ilmiah ini, keluaran utama yang diharapkan berupa informasi *bill of quantity* untuk pekerjaan struktur, yang divisualisasikan melalui hasil gambar pemodelan.



Gambar 4. 46 menu *quantity survey* di RSAP

Gambar 4.46 menunjukkan fitur *Member Value Selection* pada menu *Quantity Survey* di RSAP yang berfungsi menunjukkan banyaknya kebutuhan elemen struktural di pemodelan bangunan yang direncanakan. Melalui fitur ini didapatkan informasi yang ingin ditampilkan. Informasi ini sangat bermanfaat dalam menyusun estimasi kebutuhan material secara kuantitatif untuk keperluan analisis biaya dan pembuatan *Bill of Quantity* (BoQ).

Menghitung kebutuhan material struktural yang digunakan di RSAP dilakukan dengan cara penginputan member dan panel yang dipilih, kemudian akan muncul hasil output volume pekerjaan struktur yang digunakan.

a. Balok B1 250 × 500 mm

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m2)	Volume (m3)
fc 30 Mpa							
B1 250x500	96	5.46	305.91	1670.30	160348	786.24	65.52
Total per section							
B1 250x500	128	699.20	305.91	213895.67	213896	1048.80	87.40
Total					213896	1048.80	87.40

Gambar 4. 47 Volume pekerjaan balok B1 250 × 500 mm bangunan 8 lantai

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m2)	Volume (m3)
fc 30 Mpa							
B1 250x500	60	5.46	305.91	1670.30	100218	491.40	40.95
B1 250x500	20	5.47	305.91	1673.35	33467	164.10	13.67
Total per sections							
B1 250x500	80	437.00	305.91	133684.80	133685	655.50	54.62
Total					133685	655.50	54.62

Gambar 4. 48 Volume pekerjaan balok B1 250 × 500 bangunan 5 lantai

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m2)	Volume (m3)
fc 30 Mpa							
B1 250x500	36	5.46	305.91	1670.30	60131	294.84	24.57
B1 250x500	12	5.47	305.91	1673.35	20080	98.46	8.21
Total per sections							
B1 250x500	48	262.20	305.91	80210.88	80211	393.30	32.78
Total					80211	393.30	32.78

Gambar 4. 49 Volume pekerjaan balok B1 250 × 500 bangunan 3 mm lantai

Gambar 4.47 merupakan hasil output volume pekerjaan struktur pada balok B1 250 × 500 mm. contoh pada bangunan 8 lantai total panjang balok mencapai 699,20meter dengan volume beton sebesar 87,40 m³.

Dengan perhitungan volume beton = p × l × t = 0,25 × 0,50 × 5,46 = 0,683 m³

Total volume beton = volume beton × jumlah member = 0,683 × 128 = 87,40 m³

b. Balok B2 200 × 350 mm

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m ²)	Volume (m ³)
fc 30 Mpa							
B2 200x350	128	3.64	171.31	623.58	79818	512.51	32.61
Total per section							
B2 200x350	128	465.92	171.31	79817.84	79818	512.51	32.61
Total					79818	512.51	32.61

Gambar 4. 50 Volume pekerjaan balok B2 200 × 350 mm bangunan 8 lantai

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m ²)	Volume (m ³)
fc 30 Mpa							
B2 200x350	80	3.64	171.31	623.58	49886	320.32	20.38
Total per sections							
B2 200x350	80	291.20	171.31	49886.15	49886	320.32	20.38
Total					49886	320.32	20.38

Gambar 4. 51 Volume pekerjaan balok B2 200 × 350 mm bangunan 5 lantai

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m ²)	Volume (m ³)
fc 30 Mpa							
B2 200x350	48	3.64	171.31	623.58	29932	192.19	12.23
Total per sections							
B2 200x350	48	174.72	171.31	29931.69	29932	192.19	12.23
Total					29932	192.19	12.23

Gambar 4. 52 Volume pekerjaan balok B2 200 × 350 mm bangunan 3 lantai

Gambar 4.50 merupakan hasil output volume pekerjaan struktur pada balok B2 200 × 350 mm. contoh pada bangunan 8 lantai total panjang balok mencapai 465,92 meter dengan volume beton sebesar 32,61 m³.

Dengan perhitungan volume beton = $p \times l \times t = 0,20 \times 0,35 \times 3,64 = 0,255 \text{ m}^3$

Total volume beton = volume beton $\times$ jumlah member = $0,255 \times 128 = 32,61 \text{ m}^3$

c. Balok B3 250 × 500 mm

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m ²)	Volume (m ³)
fc 25 Mpa							
B3 200x400	40	4.66	195.79	912.36	36494	223.68	14.91
B3 200x400	48	4.67	195.79	914.32	43887	268.99	17.93
B3 200x400	72	4.68	195.79	916.28	65972	404.35	26.96
Total per sections							
B3 200x400	160	747.52	195.79	146353.59	146354	897.02	59.80
Total					146354	897.02	59.80

Gambar 4. 53 Volume pekerjaan balok B3 200 × 400 mm bangunan 8 lantai

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kG/m)	Member weight (kG)	Total weight (kG)	Painting area (m2)	Volume (m3)
fc 25 Mpa							
B3 200x400	25	4.66	195.79	912.36	22809	139.80	9.32
B3 200x400	30	4.67	195.79	914.32	27430	168.12	11.21
B3 200x400	45	4.68	195.79	916.28	41232	252.72	16.85
Total per sections							
B3 200x400	100	467.20	195.79	91470.99	91471	560.64	37.38
Total					91471	560.64	37.38

Gambar 4. 54 Volume pekerjaan balok B3 200 × 400 mm bangunan 5 lantai

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kG/m)	Member weight (kG)	Total weight (kG)	Painting area (m2)	Volume (m3)
fc 25 Mpa							
B3 200x400	15	4.66	195.79	912.36	13685	83.88	5.59
B3 200x400	18	4.67	195.79	914.32	16458	100.87	6.72
B3 200x400	27	4.68	195.79	916.28	24739	151.63	10.11
Total per sections							
B3 200x400	60	280.32	195.79	54882.59	54883	336.38	22.43
Total					54883	336.38	22.43

Gambar 4. 55 Volume pekerjaan balok B3 200 × 400 mm bangunan 3 lantai

Gambar 4.53 merupakan hasil output volume pekerjaan struktur pada balok B3 200 × 400 mm. Contoh pada bangunan 8 lantai yang menghasilkan total panjang balok mencapai 747,52 meter dengan volume beton sebesar 59,80 m³.

Dengan perhitungan volume beton = $p \times l \times t = 0,20 \times 0,40 \times 4,66 = 0,373 \text{ m}^3$

Total volume beton = volume beton × jumlah member = $0,373 \times 160 = 59,80 \text{ m}^3$

d. Balok B4 300 × 550 mm

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kG/m)	Member weight (kG)	Total weight (kG)	Painting area (m2)	Volume (m3)
fc 30 Mpa							
B4 300x550	16	2.50	403.81	1009.52	16152	68.00	6.60
B4 300x550	16	6.60	403.81	2665.13	42642	179.52	17.42
Total per section							
B4 300x550	32	145.60	403.81	58794.39	58794	247.52	24.02
Total					58794	247.52	24.02

Gambar 4. 56 Volume pekerjaan balok B4 300 × 550 mm bangunan 8 lantai

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kG/m)	Member weight (kG)	Total weight (kG)	Painting area (m2)	Volume (m3)
fc 30 Mpa							
B4 300x550	10	2.50	403.81	1009.52	10095	42.50	4.13
B4 300x550	10	6.60	403.81	2665.13	26651	112.20	10.89
Total per sections							
B4 300x550	20	91.00	403.81	36746.49	36746	154.70	15.02
Total					36746	154.70	15.02

Gambar 4. 57 Volume pekerjaan balok B4 300 × 550 mm bangunan 5 lantai

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m ²)	Volume (m ³)
fc 30 Mpa							
B4 300x550	6	2.50	403.81	1009.52	6057	25.50	2.48
B4 300x550	6	6.60	403.81	2665.13	15991	67.32	6.53
Total per sections							
B4 300x550	12	54.60	403.81	22047.90	22048	92.82	9.01
Total					22048	92.82	9.01

Gambar 4. 58 Volume pekerjaan balok B4 300 × 550 mm bangunan 3 lantai

Gambar 4.56 merupakan hasil output volume pekerjaan struktur pada balok B4 300 × 550 mm. contoh pada bangunan 8 lantai yang menghasilkan total panjang balok mencapai 145,60 meter dengan volume beton sebesar 24,02 m³.

Dengan perhitungan volume beton = $p \times l \times t = 0,30 \times 0,55 \times 6,6 = 1,089 \text{ m}^3$

Dengan perhitungan volume beton = $p \times l \times t = 0,30 \times 0,55 \times 2,5 = 0,413 \text{ m}^3$

Total volume beton = volume beton × jumlah member = $1,502 \times 32 = 24,02 \text{ m}^3$

e. Balok BA 150 × 300 mm

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m ²)	Volume (m ³)
fc 30 Mpa							
BA 150x300	64	5.13	110.13	564.96	36158	295.49	14.77
Total per section							
BA 150x300	64	328.32	110.13	36157.67	36158	295.49	14.77
Total					36158	295.49	14.77

Gambar 4. 59 Volume pekerjaan balok BA 150 × 300 mm bangunan 8 lantai

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m ²)	Volume (m ³)
fc 30 Mpa							
BA 150x300	40	5.13	110.13	564.96	22599	184.68	9.23
Total per sections							
BA 150x300	40	205.20	110.13	22598.54	22599	184.68	9.23
Total					22599	184.68	9.23

Gambar 4. 60 Volume pekerjaan balok BA 150 × 300 mm bangunan 5 lantai

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m ²)	Volume (m ³)
fc 30 Mpa							
BA 150x300	24	5.13	110.13	564.96	13559	110.81	5.54
Total per sections							
BA 150x300	24	123.12	110.13	13559.13	13559	110.81	5.54
Total					13559	110.81	5.54

Gambar 4. 61 Volume pekerjaan balok BA 150 × 300 mm bangunan 3 lantai

Gambar 4.59 merupakan hasil output volume pekerjaan struktur pada balok BA 150 × 300 mm. Contoh pada bangunan 8 lantai yang menghasilkan total panjang balok mencapai 328,32 meter dengan volume beton sebesar 14,77 m³.

Dengan perhitungan volume beton = $p \times l \times t = 0,15 \times 0,30 \times 5,13 = 0,231 \text{ m}^3$

Total volume beton = volume beton $\times$ jumlah member = $0,231 \times 64 = 14,77 \text{ m}^3$

f. Kolom 600 × 600 mm

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m ²)	Volume (m ³)
fc 30 Mpa							
K1 600x600	256	3.50	881.03	3083.62	789407	2150.40	322.56
Total per section							
K1 600x600	256	896.00	881.03	789407.19	789407	2150.40	322.56
Total					789407	2150.40	322.56

Gambar 4. 62 Volume pekerjaan kolom 600 × 600 mm bangunan 8 lantai

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m ²)	Volume (m ³)
fc 30 Mpa							
K1 600x600	160	3.50	881.03	3083.62	493379	1344.00	201.60
Total per sections							
K1 600x600	160	560.00	881.03	493379.49	493379	1344.00	201.60
Total					493379	1344.00	201.60

Gambar 4. 63 Volume pekerjaan kolom 600 × 600 mm bangunan 5 lantai

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kg/m)	Member weight (kg)	Total weight (kg)	Painting area (m ²)	Volume (m ³)
fc 30 Mpa							
K1 600x600	96	3.50	881.03	3083.62	296028	806.40	120.96
Total per sections							
K1 600x600	96	336.00	881.03	296027.70	296028	806.40	120.96
Total					296028	806.40	120.96

Gambar 4. 64 Volume pekerjaan kolom 600 × 600 mm bangunan 3 lantai

Gambar 4.62 merupakan hasil output volume pekerjaan struktur pada kolom 600 × 600 mm. Contoh pada bangunan 8 lantai yang menghasilkan total panjang kolom mencapai 896 meter dengan volume beton sebesar 322.56 m³.

Dengan perhitungan volume beton = $p \times l \times t = 0,60 \times 0,60 \times 3,5 = 1,26 \text{ m}^3$

Total volume beton = volume beton $\times$ jumlah member = $1,26 \times 256 = 322,56 \text{ m}^3$

g. Pelat 150 mm

Type	Number	Thickness (mm)	Unit weight (kg/m ²)	Area (m ²)	Volume (m ³)	Total weight (kg)
fc 30 Mpa						
P1 150.00	175	150.00	367.10	4006.40	600.96	1470739
P Atap 150.00	27	150.00	367.10	599.40	89.91	220039
Total				4605.80	690.87	1690778

Gambar 4. 65 Volume pekerjaan pelat 150 mm bangunan 8 lantai

Type	Number	Thickness (mm)	Unit weight (kG/m ²)	Area (m ²)	Volume (m ³)	Total weight (kG)
fc 30 Mpa						
P1 150.00	125	150.00	367.10	2861.71	429.26	1050528
Total				2861.71	429.26	1050528

Gambar 4. 66 Volume pekerjaan pelat 150 mm bangunan 5 lantai

Type	Number	Thickness (mm)	Unit weight (kG/m ²)	Area (m ²)	Volume (m ³)	Total weight (kG)
fc 30 Mpa						
P1 150.00	75	150.00	367.10	1717.03	257.55	630317
Total				1717.03	257.55	630317

Gambar 4. 67 Volume pekerjaan pelat 150 mm bangunan 3 lantai

Gambar 4.65 merupakan hasil output volume pekerjaan struktur pada pelat 150 mm. Contoh pada bangunan 8 lantai yang menghasilkan total area pelat 4605,80 m² dengan volume beton sebesar 690,97 m³.

Dengan perhitungan volume beton = area × tebal pelat

$$= 4605,80 \text{ m}^2 \times 0,15 \text{ m} = 690,87 \text{ m}^3$$

h. Dinding geser 300 mm

Type	Number	Thickness (mm)	Unit weight (kG/m ²)	Area (m ²)	Volume (m ³)	Total weight (kG)
fc 30 Mpa						
W1 200	48	300.00	734.20	599.20	179.76	439930
Total				599.20	179.76	439930

Gambar 4. 68 Volume pekerjaan dinding geser 300 mm bangunan 8 lantai

Type	Number	Thickness (mm)	Unit weight (kG/m ²)	Area (m ²)	Volume (m ³)	Total weight (kG)
fc 30 Mpa						
W1 300mm	30	300.00	734.20	374.50	112.35	274956
Total				374.50	112.35	274956

Gambar 4. 69 Volume pekerjaan dinding geser 300 mm bangunan 5 lantai

Type	Number	Thickness (mm)	Unit weight (kG/m ²)	Area (m ²)	Volume (m ³)	Total weight (kG)
fc 30 Mpa						
W1 300mm	18	300.00	734.20	224.70	67.41	164974
Total				224.70	67.41	164974

Gambar 4. 70 Volume pekerjaan dinding geser 300 mm bangunan 3 lantai

Gambar 4.68 merupakan hasil output volume pekerjaan struktur pada dinding geser 300 mm. contoh pada bangunan 8 lantai yang di mana total area dinding geser 599,20 m² dengan volume beton sebesar 179,76 m³.

Dengan perhitungan volume beton = area × tebal dinding geser

$$= 599,20 \text{ m}^2 \times 0,30 \text{ m} = 179,76 \text{ m}^3$$

4.7.1 Rekapitulasi Volume Beton

Tabel 4. 80 Rekapitulasi volume beton 8 lantai

Tipe	Total Berat (Kg)	Volume Beton (m ³)
Balok B1 250 × 500 mm	213.896	87,4
Balok B2 200 × 350 mm	79.818	32,61
Balok B3 200 × 400 mm	146.354	59,8
Balok B4 300 × 550 mm	58.794	24,02
Balok BA 150 × 300 mm	36.158	14,77
Kolom 600 × 600 mm	789.407	322,56
Pelat 150 mm	1.690.778	690,87
Dinding Geser 300 mm	439.930	179,76
Total	3.455.135	1411,79

Tabel 4. 81 Rekapitulasi volume beton 5 lantai

Tipe	Total Berat (Kg)	Volume Beton (m ³)
Balok B1 250 × 500 mm	133.685	54,62
Balok B2 200 × 350 mm	49.886	20,38
Balok B3 200 × 400 mm	91.471	37,38
Balok B4 300 × 550 mm	36.746	15,02
Balok BA 150 × 300 mm	22.599	9,23
Kolom 600 × 600 mm	493.379	201,6
Pelat 150 mm	1.050.528	429,26
Dinding Geser 300 mm	274.956	112,32
Total	2.153.250	879,81

Tabel 4. 82 Rekapitulasi volume beton 5 lantai

Tipe	Total Berat (Kg)	Volume Beton (m ³)
Balok B1 250 × 500 mm	80.211	32,78
Balok B2 200 × 350 mm	29.932	12,23
Balok B3 200 × 400 mm	54.883	22,43
Balok B4 300 × 550 mm	22.048	9,01

Tipe	Total Berat (Kg)	Volume Beton (m³)
Balok BA 150 × 300 mm	13.559	5,54
Kolom 600 × 600 mm	296.028	120,96
Pelat 150 mm	630.317	257,55
Dinding Geser 300 mm	164.974	67,41
Total	1.291.952	527,91

Pada Tabel 4.80 merupakan rekapitulasi dari kebutuhan beton yang dibutuhkan untuk setiap model bangunan. Contoh perhitungan pada bangunan 8 lantai sebagai berikut:

Kemudian rasio kebutuhan beton yaitu :

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio beton} &= \text{total volume beton} / \text{total luasan bangunan} \\
 &= 1411,79 \text{ m}^3 / (615 \times 8 \text{ lantai}) \text{ m}^2 \\
 &= 1411,79 \text{ m}^3 / 4.920 \text{ m}^2 \\
 &= 0,287 \text{ m}^3 / \text{m}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan kebutuhan volume beton diperoleh bahwa volume total beton meningkat seiring dengan bertambahnya jumlah lantai bangunan. Bangunan 8 lantai membutuhkan volume beton sebesar 1.411,79 m³, bangunan 5 lantai sebesar 879,81 m³, dan bangunan 3 lantai sebesar 527,91 m³. Kebutuhan ini mencakup elemen struktural utama. Sehingga, nilai rasio kebutuhan beton yaitu sebesar 0,287 m³/ m².

Penelitian ini menunjukkan bahwa meskipun volume beton bertambah secara absolut dengan meningkatnya jumlah lantai, rasio penggunaan beton terhadap volume total bangunan cenderung meningkat secara bertahap. Hal ini menunjukkan bahwa struktur yang lebih tinggi memerlukan proporsi beton yang lebih besar untuk menjaga kestabilan dan kekakuan lateral, sejalan dengan kebutuhan kinerja seismik yang lebih tinggi.

Hasil penelitian (Sutanto et al., 2016) dalam proyek pembangunan apartemen, kebutuhan beton per meter persegi berada dalam kisaran 0,3041 hingga 0,5891 m³/m². Sementara itu, pada proyek hotel, rasio kebutuhan beton tercatat berkisar

antara 0,3041 hingga 0,4818 m³/m². Dalam penelitian ini untuk bangunan berbentuk *circular* yang telah di rencanakan mendapatkan total rasio kebutuhan beton sebesar 0,287 m³/ m² sehingga perencanaan gedung ini memiliki nilai rasio yang masuk dalam rata-rata rasio kebutuhan beton proyek Pembangunan gedung.

4.7.2 Rekapitulasi Berat Besi

Berdasarkan penulangan besi yang telah di perhitungkan, maka output dari setiap berat besi yang di butuhkan yaitu tertera dalam tabel berikut ini:

Tabel 4. 83 Rekapitulasi rasio kebutuhan besi 8 lantai

Tipe	Berat Besi (Kg)	Volume Beton (m ³)	Rasio Kebutuhan Besi (kg/m ³)
Balok B1 250 × 500 mm	15.591,68	87,4	178,39
Balok B2 200 × 350 mm	10.365,44	32,61	317,86
Balok B3 200 × 400 mm	16.667,2	59,8	278,72
Balok B4 300 × 550 mm	3.010,88	24,02	125,35
Balok BA 150 × 300 mm	4.664,32	14,77	315,80
Kolom 600 × 600 mm	92.950,32	322,56	288,16
Pelat 150 mm	11.780,4	690,87	17,05
Dinding Geser 300 mm	57.174,56	179,76	318,06
Total	212.204,8	1.411,79	150,31

Tabel 4. 84 Rekapitulasi rasio kebutuhan besi 5 lantai

Tipe	Berat Besi (Kg)	Volume Beton (m ³)	Rasio Kebutuhan Besi (kg/m ³)
Balok B1 250 × 500 mm	9.744,8	54,62	178,39
Balok B2 200 × 350 mm	6.478,4	20,38	317,86
Balok B3 200 × 400 mm	10.417	37,38	278,72
Balok B4 300 × 550 mm	3.198,5	15,02	125,35
Balok BA 150 × 300 mm	2.915,2	9,23	315,80
Kolom 600 × 600 mm	58.093,95	201,6	288,16
Pelat 150 mm	7.362,75	429,26	17,05
Dinding Geser 300 mm	35.734,1	112,32	318,06
Total	133.944,7	879,81	150,31

Tabel 4. 85 Rekapitulasi rasio kebutuhan besi 3 lantai

Tipe	Berat Besi (Kg)	Volume Beton (m ³)	Rasio Kebutuhan Besi (kg/m ³)
Balok B1 250 × 500 mm	5.846,88	32,78	178,39

Tipe	Berat Besi (Kg)	Volume Beton (m³)	Rasio Kebutuhan Besi (kg/m³)
Balok B2 200 × 350 mm	3.887,04	12,23	317,86
Balok B3 200 × 400 mm	6.250,2	22,43	278,72
Balok B4 300 × 550 mm	2.558,8	9,01	125,35
Balok BA 150 × 300 mm	1.749,12	5,54	315,80
Kolom 600 × 600 mm	34.856,37	120,96	288,16
Pelat 150 mm	4.417,65	257,55	17,05
Dinding Geser 300 mm	21.440,46	67,41	318,06
Total	81.006,52	527,91	150,31

Tabel 4.83 merupakan merupakan rekapitulasi dari berat besi yang dibutuhkan untuk setiap model bangunan. Contoh perhitungan pada bangunan 8 lantai untuk total rasio kebutuhan besi yaitu :

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio kebutuhan besi} &= \text{total berat besi} / \text{total volume beton} \\
 &= 212204,8 \text{ kg} / 1411,79 \text{ m}^3 \\
 &= 150,31 \text{ kg} / \text{m}^3
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil penelitian dari (Sutanto et al., 2016) menunjukkan bahwa untuk proyek apartemen nilai rasio kebutuhan besi antara 141,3624-165,6701 kg/m³ adapun pada proyek hotel, estimasi kebutuhan tulangan berada dalam rentang 141,1236-156,2936 kg/m³. Berdasarkan hasil perhitungan peneliti mendapatkan hasil rasio kebutuhan besi pada pemodelan bangunan yang telah di buat sebesar 150,31 kg/m³ sehingga perencanaan gedung ini memiliki nilai rasio yang masuk dalam rata-rata rasio kebutuhan besi proyek Pembangunan gedung.