

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Perencanaan Dimensi

4.1.1 Dimensi Balok

Balok berfungsi sebagai elemen struktural yang mentransfer beban dari pelat, sehingga perlu dirancang dengan cermat agar dapat menahan beban tersebut dan mendistribusikannya ke kolom. Berikut ini disajikan perhitungan desain awal (*preliminary design*) balok untuk bangunan di Kec.Tebet, Kota Jakarta Selatan.

- Balok Induk (B1)

Balok Induk (B1) ditentukan melalui SNI-2847-2019 Pasal 9.3.1, dengan ketentuan sebagai berikut:

Tabel 4. 1 Tinggi Minimal Balok

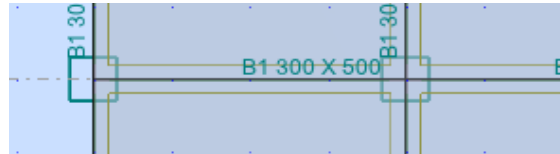
Kondisi Perletakan	Minimum h^{min}
Perletakan Sederhana	$\ell/16$
Menerus Satu Sisi	$\ell/18,5$
Menerus Dua sisi	$\ell/21$
Kaantilever	$\ell/8$

Catatan:

- Rumusan dapat diaplikasikan untuk beton mutu normal dan tulangan mutu 420 MPa.
- Untuk f_y lebih dari 420 MPa, harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y / 700)$.
- Untuk balok nonprategang yang terbuat dari beton ringan dengan W_c berkisar antara 1440 hingga 1840 kg/m³, harus dikalikan dengan nilai terbesar 1,65-0,0003 W_c dan 1,09.

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal 9.3.1

Berdasarkan gambar yang disajikan, balok induk (B1) memiliki panjang bentang (L) sebesar 4.000 mm, oleh karena itu, perhitungan tinggi minimum balok dilakukan dengan mengacu pada persamaan yang tercantum dalam Tabel 4.1.



Gambar 4. 1 Balok Induk (B1) 300×500

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

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

$$\begin{aligned} \text{Tinggi balok } (h_{\min}) &= \frac{L}{16} \\ &= \frac{4000}{16} \\ &= 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi balok } (h_{\text{pakai}}) = 500 \text{ mm}$$

Untuk lebar balok ditentukan berdasarkan SNI-2847-2019 Pasal 18.6.2.1, yang menyatakan bahwa lebar balok minimum ($b_{\min}$) sekurangnya yaitu nilai terkecil 0,3h dan 250 mm, jadi

$$\begin{aligned} \text{Lebar balok } (b_{\min}) &= 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm} \\ &= 0,3 (500 \text{ mm}) \text{ dan } 250 \text{ mm} \\ &= 150 \text{ mm dan } 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar balok } (b_{\text{pakai}}) &= \frac{500 \text{ mm}}{2} \\ &= 250 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga dimensi balok induk (B1) yang digunakan adalah 300 mm×500 mm.

Berdasarkan hasil perhitungan dan peninjauan terhadap variasi panjang bentang, diperoleh dimensi balok induk yang sesuai, rekapitulasi hasil perhitungan dimensi balok induk untuk tiap bentang dapat dilihat pada Tabel 4.2 berikut.

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok

Tipe Balok	Bentang Balok (mm)	$h_{\min}$ (mm)	h_{pakai} (mm)	$b_{\min}$ (mm)	b_{pakai} (mm)	Dimensi (mm)
B1	4000	250	500	150 dan 250	300	300×500

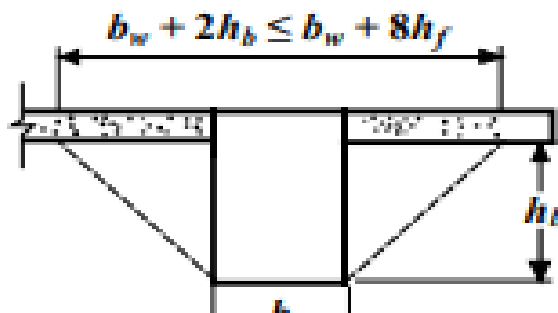
4.1.2 Dimensi Pelat

Pada SNI-2847-2019 memberikan batasan pada perencanaan dimensi pada plat yang terdapat pada tabel 8.3.1.2 ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya.

Tabel 4. 3 Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang

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 Pasal 8.3.1



Gambar 4. 2 Penampang Plat dan Balok

Asumsi awal:

$$B1 \text{ (balok)} = 300 \times 500 \text{ mm}$$

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

$$b_w \text{ (b balok)} = 300 \text{ mm}$$

$$h_b \text{ (h balok - hf)} = 500 \text{ mm} - 120 \text{ mm} = 380 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} b_e &= b_w + 2h_b \leq b_w + 8h_f \\ &= 300 + 2(380) \leq 300 + 8(120) \\ &= 1.060 \leq 1.260 \end{aligned}$$

$$\text{Maka digunakan } b_e = 1.060 \text{ mm}$$

Menentukan titik berat penampang (y) dari balok T yang diasumsikan di atas,

$$\begin{aligned} \text{Luas bagian sayap (Bidang I)} &= b_e \times h_f = 1.060 \text{ mm} \times 120 \text{ mm} \\ &= 127.200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bagian badan (Bidang II)} &= b_w \times h_b = 300 \text{ mm} \times 380 \text{ mm} \\ &= 114.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas total} &= 241.200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Titik berat penampang (y)

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

$$\bar{y} = \frac{(127200 \text{ mm}^2 \times 60 \text{ mm}) + (114000 \text{ mm}^2 \times (120 \text{ mm} + \frac{380 \text{ mm}}{2}))}{241200 \text{ mm}^2}$$

$$\bar{y} = 178,15 \text{ mm} \approx 178 \text{ mm}$$

Momen Inersia total plat dan balok

$$I_b = \left(\frac{1}{12} 1.060 \text{ mm} \times 120^3 + 127.200 \times 118^2 \right) + \left(\frac{1}{12} 300 \text{ mm} \times 380^3 + 114000 \times 132^2 \right)$$

$$I_b = 5281908800 \text{ mm}^4$$

Momen Inersia pada Pelat

$$I_s = \left(\frac{1}{12} \times l_y \times h_f^3 \right)$$

$$I_s = \left(\frac{1}{12} \times \left(4.000 - \frac{300}{2} - \frac{300}{2} \right) \times 120^3 \right)$$

$$I_s = 532.800.000 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_{fm} = \frac{E_b \times I_b}{E_s \times I_s} = \frac{4.700\sqrt{35} \times 5.281.908.800}{4.700\sqrt{35} \times 532.800.000} = 6$$

Nilai β , didapat melalui perhitungan dibawah

$$\beta = \frac{4.000 - \frac{300}{2} \frac{300}{2}}{4.000 - \frac{300}{2} \frac{300}{2}} = 1$$

Pada perhitunga diatas didapatkan $a_{fm} > 2$ maka persamaan yang digunakan dari tabel SNI untuk mencari tebal plat yaitu,

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} = \frac{(4.000 - 300)\left(0,8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9(1)} = 90,4 \text{ mm} \approx 130 \text{ mm}$$

Jadi pelat yang digunakan pada permodelan penelitian yaitu 130 mm/ 13 cm.

4.1.3 Dimensi Kolom

Dimensi kolom dapat ditentukan dengan melakukan perhitungan terhadap beban gravitasi yang harus ditahan oleh kolom. Terdapat rumus pendekatan dari SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.2, yang digunakan untuk hal ini, yaitu sebagai berikut:

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

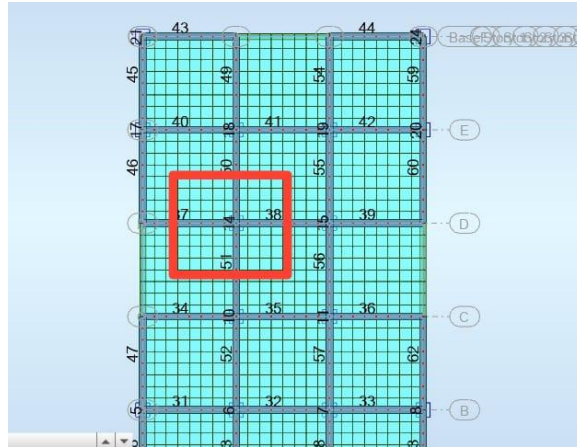
Keterangan:

A_g = luas penampang kotor kolom (mm)

P_u = beban total yang bekerja pada kolom (Nmm)

f_c = kuat tekan kolom beton (MPa)

Perhitungan beban struktur pada kolom berdasarkan dengan berat tributary area pada lantai dasar yang ditinjau pada gambar 4.3 berikut.



Gambar 4. 3 tributary area kolom

- Beban Mati (*Dead Load*)

Pelat	h plat	bj beton		Tributary area			
	0,13	×	24	×	4	×	4
B 30x50	b		h		bj beton		p
	0,3	×	0,5	×	24	×	8
Total DL		78,72	kN				
Karena semua lantai sama maka,							
Total	=	78,72	×	8	=	629,76	kN

- Beban Mati Tambahan (*Superimposed Dead Load*)

Spesi (3 cm)	tebal spesi	bj spesi		Tributary Area			
	0,03	×	21	×	4	×	4
Keramik (1 cm)	h		bj				
	0,01	×	24	×	4	×	4
Plafon + Rangka	bj plafon + Rangka						
	0,18	×	4	×	4		
Mekanikal Elektrikal (ME)	bj ME						
	0,25	×	4	×	4		
Waterproofing	bj waterproofing						
	0,05	×	4	×	4		
Untuk Lantai 1-7	Total	20,8	×	8	=	145,6	kN
Untuk Lantai Atap	Total	7,68	kN				
Total	=	153,28	kN				

- Beban Hidup (*Live Load*)

Lantai	beban	Tributary Area					
Lantai 1 (Fungsi Perkantoran)	4,79	×	4	×	4	=	76,64 kN
Lantai 2-7	2,4	×	4	×	4	=	38,4 kN
Atap	0,96	×	4	×	4	=	15,36 kN
Total LL	= 322,4	kN					

- Gaya aksial ultimate pada kolom (P_u)

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1,2 (DL + SIDL) + 1,6 \times LL \\
 &= 1,2 (629,76 + 153,28) + 1,6 \times 322,4 \\
 P_u &= 2.358,656 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Dimensi kolom sesuai (SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.2)

$$\begin{aligned}
 A_g &\geq \frac{P_u}{0,35 \times f_c'} \\
 &\geq \frac{2.358,656 \text{ kN}}{0,35 \times 35 \text{ N/mm}^2} \\
 &\geq \frac{2.358.656 \text{ N}}{0,35 \times 35 \text{ N/mm}^2}
 \end{aligned}$$

$$b^2 \geq 192.543,346 \text{ mm}^2$$

$$b \geq 438,797 \text{ mm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan yaitu $600 \times 600 \text{ mm}$

Bila dicek berdasarkan SNI 2847:2019, Pasal 18.7.2.1, dimensi penampang kolom terkecil (b) tidak boleh kurang dari 300mm, dan rasio dimensi penampang terkecil (b) dan penampang tegak lurus (h) tidak kurang dari 0,4.

$$b \geq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{h} \geq 0,4$$

Karena dimensi kolom yang digunakan $600 \times 600 \text{ mm}$, maka $600 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$ maka memenuhi, rasio penampang sama dengan 1 maka $\geq 0,4$ dan kedua syarat memenuhi, jadi **K1-600×600**

4.1.4 Dimensi *Shear Wall*

Tebal *shear wall* diperoleh secara sederhana berdasarkan SNI-2847-2019, tabel 11.3.1.1, dimana tebal minimum dari *shear wall* dicari dengan cara berikut.

$$H_w = \text{terbesar dari } \begin{cases} 100\text{mm} \\ \frac{1}{25} \text{ Tinggi antar lantai} \end{cases}$$

$$= \text{terbesar dari } \begin{cases} 100\text{mm} \\ \frac{1}{25} (4.000\text{mm}) \end{cases}$$

$$= \text{terbesar dari } \begin{cases} 100\text{mm} \\ 160\text{ mm} \end{cases}$$

$$= 160\text{ mm}$$

$$L_w = \text{terbesar dari } \begin{cases} 100\text{mm} \\ \frac{1}{25} \text{ Panjang Bentang} \end{cases}$$

$$= \text{terbesar dari } \begin{cases} 100\text{mm} \\ \frac{1}{25} (4.000\text{mm}) \end{cases}$$

$$= \text{terbesar dari } \begin{cases} 100\text{mm} \\ 160\text{mm} \end{cases}$$

$$= 160\text{ mm}$$

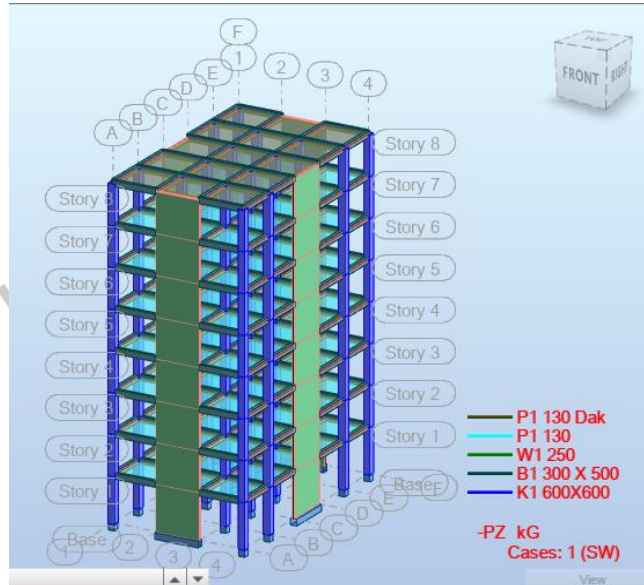
Dari kedua nilai tebal minimum yang didapat maka digunakan tebal *shear wall* yaitu 250 mm, **W1 250**.

Rekapitulasi hasil *preliminary design*, tercantum pada tabel 4.4 di bawah ini.

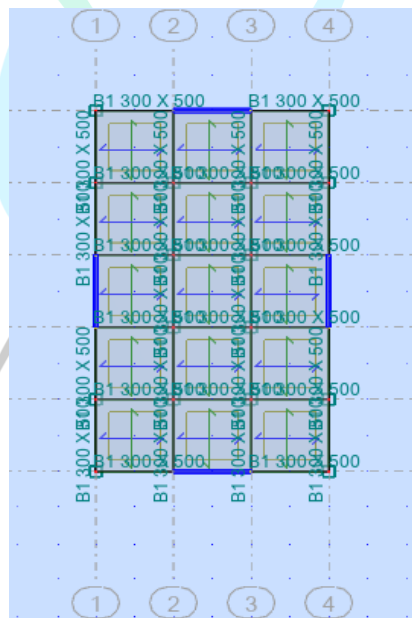
Tabel 4. 4 Rekapitulasi dimensi struktural

Elemen Struktural	Dimensi atau tebal
B1-300×500	300mm × 500mm
P1 130	130mm
K1-600×600	600mm × 600mm
W1 250	250mm

Dari rekapitulasi dimensi struktural yang didapat, maka dapat dilakukan permodelan struktur pada RSAP, berikut model struktur yang di analisis dan perletakan dinding strukturalnya pada gambar 4.4 dan 4.5



Gambar 4. 4 Permodelan struktur dengan dinding struktural



Gambar 4. 5 Denah dan perletakan lokasi dinding struktural

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 SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung dengan wilayah gempa Kec. Tebet, Kota Jakarta Selatan.

4.2.1 Beban Mati (*Dead Load*)

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

4.2.2 Beban Mati Tambahan (*Superimposed Dead Load*)

Beban mati tambahan yang dihitung dari penelitian ini yaitu meliputi:

- Spesi (3 cm)	$\begin{array}{l} h \text{ spesi} \\ 0,03 \end{array}$	$\times$	$\begin{array}{l} bj \text{ spesi} \\ 21 \end{array}$	$=$	$0,63 \text{ kN/m}^2$
- Keramik (1 cm)	$\begin{array}{l} h \text{ keramik} \\ 0,01 \end{array}$	$\times$	$\begin{array}{l} bj \\ \text{keramik} \\ 24 \end{array}$	$=$	$0,24 \text{ kN/m}^2$
- Plafon + Rangka	$\begin{array}{l} bj \text{ plafon + rangka} \\ 0,18 \end{array}$				kN/m^2
- Mekanikal Elektrikal (ME)	$\begin{array}{l} \text{berat ME} \\ 0,25 \end{array}$				kN/m^2
- <i>Waterproofing</i>	$\begin{array}{l} bj \text{ waterproofing} \\ 0,05 \end{array}$				kN/m^2

Untuk Lantai 1-7 = Total SIDL kecuali *waterproofing* = $1,3 \text{ kN/m}^2$

Untuk Atap = Beban Plafon + Rangka + ME + *Waterproofing* = $0,48 \text{ kN/m}^2$

4.2.3 Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup ditentukan berdasarkan SNI 1727:2020 untuk gedung dengan fungsi perkantoran sebagai berikut:

Lantai 1 (Fungsi Perkantoran)	4,79	kN/m^2
Lantai 2-7	2,4	kN/m^2
Atap	0,96	kN/m^2

4.2.4 Beban Air Hujan (*Rain Load*)

Nilai beban air hujan pada atap datar dianalisis menggunakan pendekatan berat jenis air ($9,8 \text{ kN/m}^3$) dengan asumsi genangan maksimum setinggi 2 cm akibat sistem drainase yang tidak berfungsi optimal pendekatan ini juga ada pada SNI 1727:2020 pasal 8.3. Sehingga, diperoleh beban air hujan sebesar:

$$R = \gamma \cdot h = 9,8 \cdot 0,02 = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

4.2.5 Beban Gempa (*Earthquake Load*) dengan Prosedur Gaya Lateral

Ekivalen

1. Menentukan Kategori resiko Bangunan

Kategori risiko pada struktur bangunan sangat bergantung pada fungsi utama dari bangunan tersebut. Mengacu pada SNI 1726-2019 Pasal 4.1.2 tentang Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non-Gedung, hal ini dijelaskan dalam Tabel 4.5.

Tabel 4. 5 Kategori Resiko Bangunan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan	II

-
- Rumah toko dan rumah kantor
 - Pasar
 - Gedung perkantoran
 - Gedung apartemen/ rumah susun
 - Pusat perbelanjaan/ mall
 - Bangunan industri
 - Fasilitas manufaktur
 - Pabrik
-

Sumber: SNI 1726-2019 Pasal 4.1.2

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 4.1.2, maka didapatkan kategori risiko untuk proyek Pembangunan Gedung Perkantoran Kec. Tebet Kota Jakarta Selatan yaitu termasuk ke dalam kategori resiko II.

2. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 4.1.2 untuk mencari faktor keutamaan gempa (I_e) pada struktur bangunan gedung dan non gedung, seperti pada Tabel 4.6, berdasarkan tabel dapat penelitian ini, maka di dapatkan faktor keutamaan gempa (I_e) yaitu sebesar 1,0

Tabel 4. 6 Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I dan II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber: SNI 1726-2019 Pasal 4.1.2

3. Menentukan Klasifikasi Situs

Penentuan kelas situs memerlukan data hasil penyelidikan tanah (*soil investigation*), yang dilakukan dengan menghitung nilai rata-rata SPT ($\bar{N}$). Rumus untuk menghitung nilai SPT (Soil Penetration Test) rata-rata ($\bar{N}$) sebagai berikut:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{d=1}^n d_i}{\sum_{d=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (4.1)$$

Keterangan:

$\bar{N}$: Nilai hasil SPT (Soil Penetration Test) rata-rata

d_i : Tebal lapis tanah ke-i

N_i : Hasil SPT (Soil Penetration Test) lapisan tanah ke-i

Di bawah ini merupakan tabel perhitungan untuk menentukan klasifikasi situs sesuai SNI 1726-2019 yang akan ditunjukkan pada Tabel 4.7, Tabel 4.8 dan Gambar 4.1 dibawah, dari data *soil investigation* di daerah Kec. Tebet, Kota Jakarta Selatan pada titik BH-1 dan BH-2.

Tabel 4. 7 Hasil Uji $\bar{N}$ SPT BH-01

Titik BH-1			
Kedalaman (m)	Tebal t (m)	N-SPT	t/N
0,95	0,45	6	0,075
2,45	0,45	8	0,056
4,45	0,45	4	0,113
5,95	0,45	6	0,075
8,45	0,45	6	0,075
9,95	0,45	6	0,075
11,45	0,45	4	0,113
12,45	0,45	5	0,090
14,45	0,45	10	0,045
15,95	0,45	16	0,028
17,45	0,45	16	0,028
18,73	0,23	50	0,005
20,21	0,21	50	0,004
21,08	0,08	50	0,002
23,45	0,45	43	0,010
24,45	0,45	39	0,012
26,45	0,45	30	0,015
27,95	0,45	43	0,010
29,45	0,45	33	0,014
Σt	7,72	$\Sigma t/N$	0,844

Titik BH-1			
Kedalaman (m)	Tebal t (m)	N-SPT	t/N
N - SPT Rata-rata			9,147

Tabel 4. 8 Hasil Uji $\bar{N}$ SPT BH-02

Titik BH-2			
Kedalaman (m)	Tebal t (m)	N-SPT	t/N
0,95	0,45	10	0,045
2,45	0,45	6	0,075
3,45	0,45	9	0,050
4,45	0,45	8	0,056
6,45	0,45	4	0,113
7,45	0,45	5	0,090
8,45	0,45	4	0,113
10,45	0,45	6	0,075
11,45	0,45	12	0,038
12,45	0,45	10	0,045
13,45	0,45	6	0,075
15,45	0,45	19	0,024
16,95	0,45	17	0,026
18,45	0,45	30	0,015
20,15	0,15	50	0,003
21,3	0,30	50	0,006
22,28	0,28	50	0,006
23,33	0,33	50	0,007
25,2	0,20	50	0,004
26,45	0,45	50	0,009
27,95	0,45	48	0,009
29,32	0,32	50	0,006
Σt	8,78	$\Sigma t/N$	0,889
N - SPT Rata-rata			9,878

Berdasarkan hasil perhitungan sebelumnya, nilai rata-rata SPT ($\bar{N}$ -SPT) pada titik BH-01 diperoleh sebesar 9,147, sedangkan pada titik BH-02 sebesar 9,878. Nilai terkecil dari keduanya, yaitu 9,147, dipilih sebagai acuan. Berdasarkan nilai tersebut, lokasi dikategorikan dalam klasifikasi situs tanah lunak (SE) sesuai dengan nilai $\bar{N}$ -SPT = 9,147.

Dari perhitungan data penyelidikan tanah di atas, selanjutnya dilakukan pemilihan tipe kelas situs sesuai pada SNI 1726-2019 Pasal 5.3 seperti pada Tabel 4.9 di bawah ini.

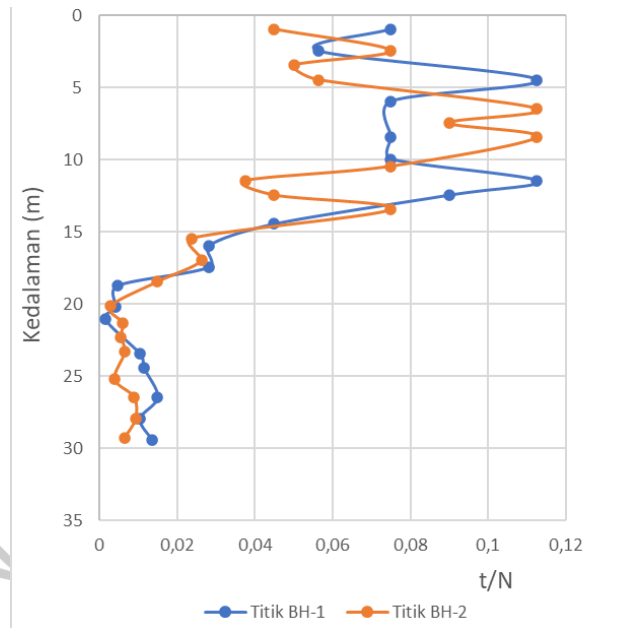
Tabel 4. 9 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	Vs (m/detik)	N atau Nch	Su (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	Tidak dapat dipakai	Tidak dapat dipakai
SB (batuan)	750 sampai 1500	Tidak dapat dipakai	Tidak dapat dipakai
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastis, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w > 40$, 3. Kuat geser niralir, $Su < 25$ kPa			

Kelas Situs	Vs (m/detik)	N atau Nch	Su (kPa)
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut :		- rawan dan potensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - lempung sangat organik dan atau gambut (ketebalan, $H > 3$ m) - lempung berplastisitas sangat tinggi ($H > 7,5$ m, $PI > 75$) lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $Su < 50$ kPa

Sumber: SNI 1726, 2019 Pasal 5.3

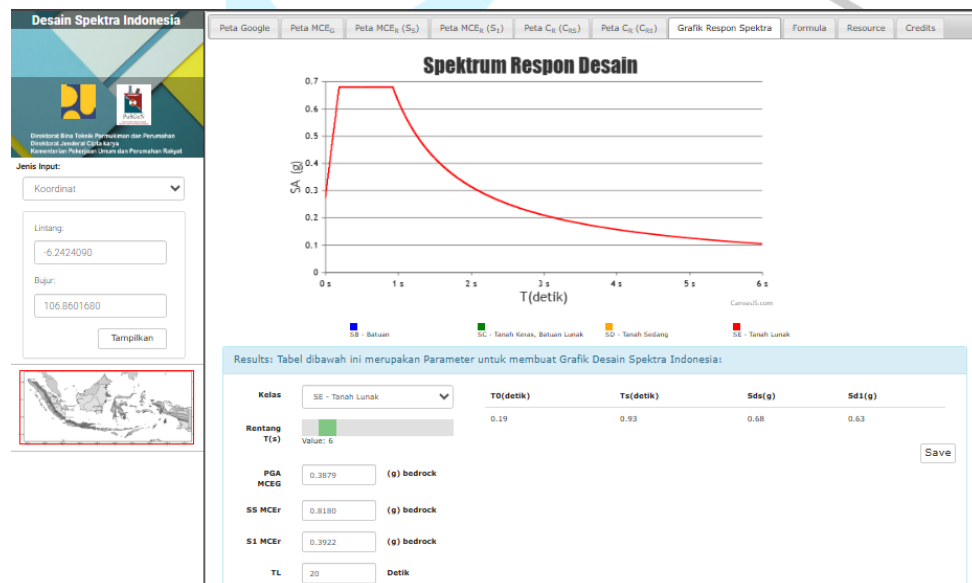
Berdasarkan Tabel 4.9, klasifikasi situs untuk perencanaan bangunan gedung yang diteliti termasuk dalam kategori Tanah Lunak (SE), karena nilai rata-rata SPT ($\bar{N}$ -SPT) yang diperoleh adalah 9,147.



Gambar 4. 6 Grafik Hasil Penyelidikan Tanah

4. Menentukan Parameter Percepatan Gempa (SS dan S1)

Penentuan parameter percepatan gempa didasarkan pada letak geografis dan karakteristik batuan di lokasi gedung penelitian, di Kec. Tebet Kota Jakarta Selatan. Oleh karena itu, nilai parameter respons spektral percepatan gempa (SS dan S1) dapat diperoleh melalui halaman *website* rsa.ciptakarya.pu.go.id dan ditampilkan pada Gambar 4.7.



Gambar 4.7 Respon Spektrum Berdasarkan Website rsa.ciptakarya.pu.go.id

Berdasarkan website rsa.ciptakarya.pu.go.id dengan memasukkan koordinat lokasi penelitian yang diteliti, didapatkan nilai sebesar:

Periode 0,2 detik (SS) = 0,8180 g

Periode 1,0 detik (S1) = 0,3922 g

5. Menentukan Koefisien situs (Fa dan Fv)

Penentuan koefisien situs (Fa dan Fv) mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 6.2, yang informasinya dapat ditemukan pada Tabel 4.10 dan Tabel 4.11

Tabel 4. 10 Koefisien Situs (Fa)

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang dipertimbangkan risiko - tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, T - 0,2 detik, S1					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s = 1,3$	$S_s \geq 1,5$
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	1
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	Ss					

Sumber: SNI 1726, 2019 Pasal 6.2

Berdasarkan tabel tersebut, nilai SS sebesar 0,8180 g tidak tercantum secara langsung, sehingga diperlukan proses interpolasi. Perhitungan interpolasi dilakukan sebagai berikut:

$$Fa = 1,3 + \left(\frac{0,818-0,75}{1,0-0,75} \right) \times (1,1 - 1,3)$$

$$Fa = 1,246$$

Tabel 4. 11 Koefisien situs (Fv)

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang dipertimbangkan risiko - tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S1					
	S1 ≤ 0,1	S1 = 0,2	S1 = 0,3	S1 = 0,4	S1 = 0,5	S1 ≥ 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	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2
SF	Ss					

Sumber: SNI 1726, 2019 Pasal 6.2

Berdasarkan tabel tersebut, nilai S1 sebesar 0,3922 g tidak tercantum secara langsung, sehingga diperlukan proses interpolasi. Perhitungan interpolasi dilakukan sebagai berikut:

$$F_v = 2,8 + \left(\frac{0,3922 - 0,300}{0,400 - 0,300} \right) \times (2,4 - 2,8)$$

$$F_v = 2,431$$

6. Menentukan Percepatan Gempa Maksimum Periode Pendek 0,2 detik (SMS) dan Percepatan Gempa Maksimum 1 detik (SM1)

Mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 6.2, nilai percepatan gempa maksimum untuk periode 0,2 detik (SMS) dan 1 detik (SM1) ditentukan melalui perhitungan dengan rumus berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (4.2)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (4.3)$$

Jadi dapat dihitung:

$$\begin{aligned} S_{MS} &= 1,246 \times 0,818 \\ &= 1,019 \end{aligned}$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= 2,431 \times 0,3922 \\ &= 0,954 \end{aligned}$$

7. Penentuan Percepatan Gempa Desain Untuk Periode 0,2 detik (SDS) dan 1 detik (SD1)

Penentuan Percepatan Gempa Desain Untuk Periode 0,2 detik (SDS) dan 1 detik (SD1) Mengacu Pada Pasal 6.3 SNI 1726:2019, Di mana kedua parameter tersebut dihitung menggunakan rumus berikut:

$$SDS = \frac{2}{3} \times SMS \quad (4.4)$$

$$\bullet \quad SD1 = \frac{2}{3} \times SM1 \quad (4.5)$$

Jadi, dapat dihitung:

$$\begin{aligned} SDS &= \frac{2}{3} \times 1,019 \\ &= 0,679 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SD1 &= \frac{2}{3} \times 0,954 \\ &= 0,636 \end{aligned}$$

8. Menentukan Spektrum Respon Desain

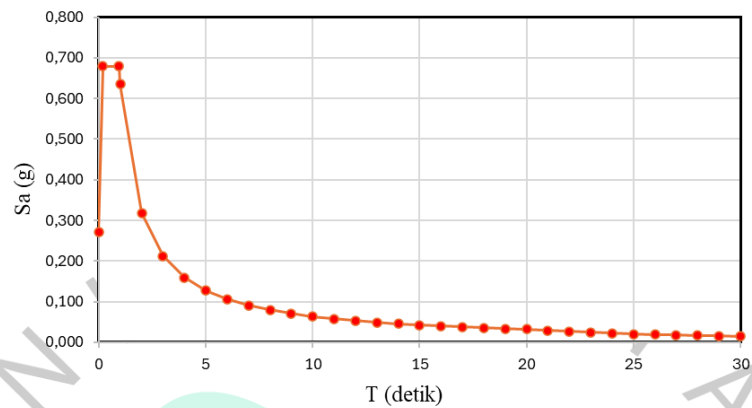
Mengacu pada SNI 1726:2019, perhitungan spektrum respons desain dilakukan menggunakan rumus berikut:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \frac{0,636}{0,679} = 0,187 \text{ s}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,636}{0,679} = 0,936 \text{ s}$$

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

Berdasarkan hasil perhitungan spektrum respons, diperoleh data serta kurva percepatan respons spektral desain yang disajikan pada Gambar 4.8 di bawah.



Gambar 4.8 Grafik Respon Spektrum

9. Menentukan Kategori Desain Seismik (KDS)

Mengacu pada Pasal 6.5 SNI 1726:2019, penentuan kategori desain seismik (KDS) didasarkan pada kategori risiko bangunan serta nilai parameter percepatan respons spektral, sebagaimana ditampilkan dalam Tabel 4.13 dan Tabel 4.14.

Tabel 4. 12 Kategori Desain Seismik Berdasarkan SDS

Nilai SDS	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,330 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726, 2019 Pasal 6.5

Table 4. 13 Kategori Desain Seismik Berdasarkan SD1

Nilai SD1	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C

Nilai SD1	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$0,133 \leq S_{D1} < 0,2$	C	D
$0,2 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber: SNI 1726, 2019 Pasal 6.5

Berdasarkan nilai SDS didapat sebesar 0,679, nilai SD1 0,636 dan kategori risiko yaitu II, maka Kategori Desain Seismik (KDS) termasuk kedalam D.

10. Menentukan Sistem Struktur dan Parameter Sistem Berdasarkan Kategori Desain Seismik (KDS)

Mengacu pada SNI 1726:2019, tingkat risiko kegempaan ditetapkan berdasarkan acuan pada Tabel 4.14.

Tabel 4. 14 Faktor R, Cd Dan Ω_0 yang digunakan.

Sistem pemikul gaya seismik		R	Ω_0	Cd	Kategori Desain Seismik				
					B	C	D	E	F
C. Sistem rangka pemikul momen									
5	Sistem Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan									
3	Dinding struktural beton bertulang khusus	7	2,5	5,5	TB	TB	TB	TB	TB

Sumber: SNI 1726, 2019 Pasal 7.2

Berdasarkan tabel tersebut, untuk bangunan dengan kategori desain seismik D yang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), nilai faktor R, Cd, dan Ω_0 yang digunakan adalah sebagai berikut:

- a. Sistem Struktur dengan Dinding struktural di kedua arah X, dan Y

Koefisien modifikasi respons (R) = 7

Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 2,5

Faktor pembesaran defleksi (Cd) = 5,5

b. Sistem Struktur SPRMK dengan *Base Isolation*

Koefisien modifikasi respons (R) = 8

Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 3

Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5

11. Menentukan Periode Struktur, berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 17 & Tabel 18

a. Koefisien Pembatas (C_u)

Karena nilai $SD1 = 0,636$ pada ketentuan SNI 1726:2019, Tabel 17, nilai $SD1 \geq 0,4$ maka $C_u = 1,4$. Jadi nilai koefisien C_u yang digunakan yaitu 1,4

b. Penentuan Koefisien C_t dan x

- Sistem Struktur Dinding struktural

$$C_t = 0,0488$$

$$x = 0,75$$

- Sistem Struktur SPRMK (*Base Isolation*)

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

12. Perhitungan Berat Bangunan

- Beban Mati

Contoh perhitungan Beban Mati pada struktur dapat dilihat pada tabel 4.15.

Tabel 4. 15 Perhitungan Beban Mati

Berat Beban Mati Lantai 1						
Elemen Struktur	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Jumlah	Berat Jenis	Berat (kN)
B1 300 × 500	0,3	0,5	4	34	24	489,6
K1 600 × 600	0,6	0,6	4	16	24	552,96
P1 130	4	0,13	4	15	24	748,8
W1 250	0,25	4	4	4	24	384
Total	2175,36	kN				

Berat Beban Mati Lantai 2-8						
Elemen Struktur	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Jumlah	Berat Jenis	Berat (kN)
B1 300 × 500	0,3	0,5	4	34	24	489,6
K1 600 × 600	0,6	0,6	3,5	16	24	483,84
P1 130	4	0,13	4	15	24	748,8
W1 250	0,25	3,5	3,5	4	24	294
Total	14113,6	8				kN

Jadi Total Beban Mati (*Dead Load*) = 16.289,04 kN

- Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan pada model struktur dapat dihitung, dengan contoh perhitungan pada tabel 4.16 di bawah, untuk bangunan 8 lantai.

Tabel 4. 16 Perhitungan Beban Mati Tambahan

Beban Mati Tambahan	Tinggi (m)	Panjang (m)	Lebar(m)	Berat Jenis	Berat (kN)
Spesi (3 cm)	0,03	20	12	21	151,2
Keramik (1 cm)	0,01	20	12	24	57,6
Plafon + Rangka	-	20	12	0,18	43,2
Mekanikal Elektrikal (ME)	-	20	12	0,25	60
Waterproofing	-	20	12	0,05	12
Total, Untuk Lantai 1-7	2184				kN
Total, Untuk Lantai Atap	115,2				kN

- Beban Hidup

Untuk contoh perhitungan Beban Hidup (*Live load*) pada perhitungan berat bangunan, didapatkan seperti pada tabel 4.17

Tabel 4. 17 Perhitungan Beban Hidup (*Live Load*)

Lantai	Beban Hidup	Panjang bangunan (m)	Lebar bangunan (m)	Total beban (kN)
Untuk Lantai 1	4,79	20	12	1149,6
Untuk Lantai 2-6	2,4	20	12	576

Lantai	Beban Hidup	Panjang bangunan (m)	Lebar bangunan (m)	Total beban (kN)
Untuk Atap	0,96	20	12	230,4
Total Beban Hidup	4836	kN		

- Berat Total Bangunan

Berikut adalah contoh perhitungan berat total bangunan 8 lantai yang disajikan pada tabel 4.18.

Tabel 4. 18 Perhitungan Berat Total Bangunan 8 Lantai

Lantai	DL	SIDL	LL	25%LL	W = DL+SIDL+25%LL
Lantai 8	2016,24	115,2	230,4	57,6	2189,04
Lantai 7	2016,24	312	576	144	2472,24
Lantai 6	2016,24	312	576	144	2472,24
Lantai 5	2016,24	312	576	144	2472,24
Lantai 4	2016,24	312	576	144	2472,24
Lantai 3	2016,24	312	576	144	2472,24
Lantai 2	2016,24	312	576	144	2472,24
Lantai 1	2175,36	312	1149,6	287,4	2774,76
W Total	19797,24	kN			

4.2.6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi beban yang diterapkan merujuk pada ketentuan dalam SNI 1727:2020 Pasal 2.3 dan 2.4. Adapun kombinasi beban yang digunakan adalah sebagai berikut:

Kombinasi beban untuk desain kekuatan (SNI 1727:2020 Pasal 2.3):

- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL
- 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 (Lr atau R)
- 1,2 DL + 1,6 (Lr atau R) + 1 LL
- 1,2 DL + Ev + Eh + LL
- 0,9 DL - Ev + Eh

Di bawah ini disajikan tabulasi kombinasi beban dengan parameter nilai SDS sebesar 0,679 dan faktor redundansi (ρ) sebesar 1,3, dapat dilihat pada Tabel 4.19.

Tabel 4. 19 Kombinasi Beban

Kombinasi Metode Ultimit	
1	1,4 D
2	1,2 D + 1,6 LL
3	1,2 D + 1,6 L + 0,5 Lr
4	1,2 D + 1,6 L + 0,5 R
5	1,2 D + 1,6 Lr + 1 LL
6	1,2 D + 1,6 R + 1 LL
7	$(1.2+0.2SDS) DL + 1.0 LL + 1\rho EQX + 0.3\rho EQY$
8	$(1.2+0.2SDS) DL + 1.0 LL + 1\rho EQX - 0.3\rho EQY$
9	$(1.2+0.2SDS) DL + 1.0 LL - 1\rho EQX + 0.3\rho EQY$
10	$(1.2+0.2SDS) DL + 1.0 LL - 1\rho EQX - 0.3\rho EQY$
11	$(1.2+0.2SDS) DL + 1.0 LL + 0,3\rho EQX + 1\rho EQY$
12	$(1.2+0.2SDS) DL + 1.0 LL + 0,3\rho EQX - 1\rho EQY$
13	$(1.2+0.2SDS) DL + 1.0 LL - 0,3\rho EQX + 1\rho EQY$
14	$(1.2+0.2SDS) DL + 1.0 LL - 0,3\rho EQX - 1\rho EQY$
15	$(0.9-0.2SDS)D + 1.0 \rho EQX + 0.3 \rho EQY$
16	$(0.9-0.2SDS)D + 1.0 \rho EQX - 0.3 \rho EQY$
17	$(0.9-0.2SDS)D - 1.0 \rho EQX - 0.3 \rho EQY$
18	$(0.9-0.2SDS)D - 1.0 \rho EQX + 0.3 \rho EQY$
19	$(0.9-0.2SDS)D + 0,3 \rho EQX + 1,0 \rho EQY$
20	$(0.9-0.2SDS)D + 0,3 \rho EQX - 1,0 \rho EQY$
21	$(0.9-0.2SDS)D - 0,3 \rho EQX + 1,0 \rho EQY$
22	$(0.9-0.2SDS)D - 0,3 \rho EQX - 1,0 \rho EQY$

Kombinasi beban untuk desain tegangan izinesain kekuatan (SNI 1727:2020

Pasal 2.4):

- 1,0 DL
- 1,0 DL + 1,0 LL
- 1,0 DL + 1,0 (Lr atau R)
- 1,0 DL + 0,75 LL + 0,75 (Lr atau R)
- 1,0 DL + 0,7 Ev + 0,7 Eh
- 1,0 DL + 0,525 Ev + 0,525 Eh + 0,75 LL
- 0,6 DL - 0,7 Ev + 0,7 Eh

Di bawah ini disajikan tabulasi kombinasi beban dengan parameter nilai SDS sebesar 0,679 dan faktor redundansi (ρ) sebesar 1,3, dapat dilihat pada Tabel 4.20.

Tabel 4. 20 Kombinasi Beban 2

Kombinasi Tegangan Izin	
1	1,0 DL
2	1,0 DL + 1,0 LL
3	1,0 DL + 1,0 Lr
4	1,0 DL + 1,0 R
5	1,0 DL + 0,75 LL + 0,75 Lr
6	1,0 DL + 0,75 LL + 0,75 R
7	$(1.0+0.14SDS)D + 0.7\rho EQX + 0.21\rho EQY$
8	$(1.0+0.14SDS)D + 0.7\rho EQX - 0.21\rho EQY$
9	$(1.0+0.14SDS)D - 0.7\rho EQX + 0.21\rho EQY$
10	$(1.0+0.14SDS)D - 0.7\rho EQX - 0.21\rho EQY$
11	$(1.0+0.14SDS)D + 0.21\rho EQX + 0.7\rho EQY$
12	$(1.0+0.14SDS)D + 0.21\rho EQX - 0.7\rho EQY$
13	$(1.0+0.14SDS)D - 0.21\rho EQX + 0.7\rho EQY$
14	$SLS\ 8b.4 = (1.0+0.14SDS)D - 0.21\rho EQX - 0.7\rho EQY$
15	$(1.0+0.105SDS)D + 0.525\rho EQX + 0.1575\rho EQY + 0.75L$
16	$(1.0+0.105SDS)D + 0.525\rho EQX - 0.1575\rho EQY + 0.75L$
17	$(1.0+0.105SDS)D - 0.525\rho EQX + 0.1575\rho EQY + 0.75L$
18	$(1.0+0.105SDS)D - 0.525\rho EQX - 0.1575\rho EQY + 0.75L$
19	$(1.0+0.105SDS)D + 0.1575\rho EQX + 0.1525\rho EQY + 0.75L$
20	$(1.0+0.105SDS)D + 0.1575\rho EQX - 0.1525\rho EQY + 0.75L$
21	$(1.0+0.105SDS)D - 0.1575\rho EQX + 0.1525\rho EQY + 0.75L$
22	$(1.0+0.105SDS)D - 0.1575\rho EQX - 0.1525\rho EQY + 0.75L$
23	$(0.6-0.14SDS)D + 0.7\rho EQX + 0.21\rho EQY$
24	$(0.6-0.14SDS)D + 0.7\rho EQX - 0.21\rho EQY$
25	$(0.6-0.14SDS)D - 0.7\rho EQX + 0.21\rho EQY$
26	$(0.6-0.14SDS)D - 0.7\rho EQX - 0.21\rho EQY$
27	$(0.6-0.14SDS)D + 0.21\rho EQX + 0.7\rho EQY$
28	$(0.6-0.14SDS)D + 0.21\rho EQX - 0.7\rho EQY$
29	$(0.6-0.14SDS)D - 0.21\rho EQX + 0.7\rho EQY$
30	$(0.6-0.14SDS)D - 0.21\rho EQX - 0.7\rho EQY$

4.3 Analisis Statik Linear

Pada sub-bab ini membahas analisis linear yang dilakukan untuk memperoleh output berdasarkan data eksisting yang telah tersedia. Analisis tersebut diperlukan sebagai hasil dari penelitian yang dibantu menggunakan *software Robot Structural Analysis Professional* (RSAP) 2025, yang dapat ditemukan tahapan-tahapan selengkapnya pada [lampiran](#).

4.3.1 Analisis Modal

Analisis modal merupakan salah satu tahap penting dalam memahami perilaku dinamis struktur bangunan akibat beban gempa. Analisis ini bertujuan untuk mengetahui periode getar alami struktur, bentuk mode getar, serta besarnya partisipasi massa dari tiap mode getar. Informasi tersebut sangat berguna dalam mengevaluasi respons bangunan terhadap gaya dinamis, terutama dalam konteks perencanaan struktur tahan gempa.

Dalam SNI 1726-2019 Pasal 7.9.1.1 dijelaskan bahwa pada analisis modal, jumlah mode getar yang dianalisis harus mencukupi untuk menghasilkan partisipasi massa total sebesar 100% dari massa struktur. Sebagai opsi lain, diperbolehkan untuk menggunakan jumlah mode minimum yang mampu menghasilkan partisipasi massa terkombinasi setidaknya 90% terhadap massa aktual struktur pada masing-masing arah horizontal. Informasi mengenai partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.21 untuk gedung 8 lantai, 4.22 untuk gedung 6 lantai, dan 4.23 untuk gedung 4 lantai.

Tabel 4. 21 Analisis Modal Gedung 8 Lantai

Case	Mode	Period	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	0,91	0,705	0,000	0,705	0,000
Modal	2	0,89	0,000	0,708	0,705	0,708
Modal	3	0,64	0,000	0,000	0,705	0,708
Modal	4	0,22	0,171	0,000	0,876	0,708
Modal	5	0,22	0,000	0,168	0,876	0,876
Modal	6	0,15	0,000	0,000	0,876	0,876
Modal	7	0,1	0,064	0,000	0,940	0,876
Modal	8	0,1	0,000	0,064	0,940	0,940
Modal	9	0,08	0,000	0,000	0,940	0,940

Case	Mode	Period	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
Modal	10	0,08	0,000	0,001	0,940	0,941
Modal	11	0,08	0,001	0,000	0,941	0,941
Modal	12	0,08	0,000	0,000	0,941	0,941
Modal	13	0,07	0,000	0,000	0,941	0,941
Modal	14	0,07	0,000	0,000	0,941	0,941
Modal	15	0,07	0,000	0,000	0,941	0,941

Sumber: Robot Structural Analysis Professional Result

Berdasarkan tabel partisipasi massa pada model bangunan 8 lantai diatas, diperoleh hasil modal mencapai 94,1% untuk arah X pada mode ke 7, sedangkan untuk arah Y modal mencapai 94,1% pada mode ke 8.

Tabel 4. 22 Analisis Modal Gedung 6 Lantai

Case	Mode	Period	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	0,61	0,710	0,000	0,710	0,000
Modal	2	0,6	0,000	0,712	0,710	0,712
Modal	3	0,42	0,000	0,000	0,710	0,712
Modal	4	0,14	0,186	0,000	0,896	0,712
Modal	5	0,14	0,000	0,1843	0,896	0,8963
Modal	6	0,09	0,000	0,000	0,896	0,8963
Modal	7	0,07	0,000	0,000	0,896	0,8963
Modal	8	0,07	0,000	0,000	0,896	0,8963
Modal	9	0,07	0,011	0,000	0,907	0,8963
Modal	10	0,07	0,0474	0,000	0,955	0,8963
Modal	11	0,07	0,000	0,000	0,955	0,8963
Modal	12	0,07	0,000	0,000	0,955	0,8963
Modal	13	0,07	0,000	0,000	0,955	0,8963
Modal	14	0,07	0,000	0,000	0,955	0,8963
Modal	15	0,07	0,000	0,000	0,955	0,8963
Modal	16	0,07	0,000	0,000	0,955	0,8963
Modal	17	0,07	0,000	0,000	0,955	0,8963
Modal	18	0,07	0,000	0,000	0,955	0,8963
Modal	19	0,07	0,000	0,000	0,955	0,8963
Modal	20	0,07	0,000	0,0001	0,955	0,8964
Modal	21	0,07	0,000	0,000	0,955	0,8964
Modal	22	0,07	0,000	0,000	0,955	0,8964
Modal	23	0,07	0,000	0,0011	0,955	0,8975
Modal	24	0,07	0,000	0,0002	0,955	0,8977
Modal	25	0,07	0,000	0,0043	0,955	0,902

Sumber: Robot Structural Analysis Professional Result

Untuk model bangunan 6 lantai, dari tabel partisipasi massa, diperoleh hasil modal mencapai 95,5% untuk arah X pada mode ke 10, sedangkan untuk arah Y modal mencapai 90,2% pada mode ke 25.

Tabel 4. 23 Analisis Modal Gedung 4 Lantai

Case	Mode	Period	U _x	U _y	Sum U _x	Sum U _y
Modal	1	0,34	0,733	0,000	0,733	0,000
Modal	2	0,34	0,000	0,734	0,733	0,734
Modal	3	0,23	0,000	0,000	0,733	0,734
Modal	4	0,08	0,197	0,000	0,930	0,734
Modal	5	0,08	0,000	0,197	0,930	0,931
Modal	6	0,07	0,000	0,000	0,930	0,931
Modal	7	0,07	0,000	0,0001	0,930	0,931
Modal	8	0,07	0,000	0,000	0,930	0,931
Modal	9	0,07	0,000	0,000	0,930	0,931
Modal	10	0,07	0,000	0,000	0,930	0,931
Modal	11	0,07	0,000	0,000	0,930	0,931
Modal	12	0,07	0,000	0,000	0,930	0,931
Modal	13	0,07	0,000	0,000	0,930	0,931
Modal	14	0,07	0,000	0,000	0,930	0,931
Modal	15	0,07	0,000	0,000	0,930	0,931

Sumber: Robot Structural Analysis Professional Result

Dan untuk model bangunan 4 lantai, dari tabel partisipasi massa, diperoleh hasil modal mencapai 93% untuk arah X pada mode ke 4, sedangkan untuk arah Y modal mencapai 93,1% pada mode ke 5.

4.3.2 Kontrol Analisis Beban Gempa (Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen)

- a. Periode Desain
 - Periode minimum

Berikut ini merupakan rumus yang digunakan untuk menghitung nilai minimum dari periode fundamental pendekatan (T_{a-min}) sesuai dengan persamaan berikut.

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

(4.6)

Dari persamaan diatas maka dapat ditentukan nilai T_a -minimum, yang telah di dapat dari parameter beban gempa di sub-bab sebelumnya.

- Untuk bangunan 8 Lantai (28,5 m)

$$T_a = C_t \times h_n^x = 0,0488 \times 28,5^{0,75} = 0,602 \text{ detik}$$

- Untuk bangunan 6 Lantai (21,5 m)

$$T_a = C_t \times h_n^x = 0,0488 \times 21,5^{0,75} = 0,487 \text{ detik}$$

- Untuk bangunan 4 Lantai (14,5 m)

$$T_a = C_t \times h_n^x = 0,0488 \times 14,5^{0,75} = 0,363 \text{ detik}$$

- Periode Maksimum

Berdasarkan SNI 1726:2019, nilai maksimum periode fundamental pendekatan (T_a -max) tidak boleh melampaui hasil perkalian antara koefisien batas atas periode (C_u) dan nilai minimum periode fundamental pendekatan (T_a -min). Oleh karena itu, batas atas periode (T_a -max) dihitung menggunakan Persamaan (4.7).

$$T_{a-\max} = C_u \times T_a$$

(4.7)

Nilai C_u didapat melalui parameter gempa yang telah dibahas di sub-bab sebelumnya, maka dapat dihitung T_a -max dari masing-masing model, yaitu:

- Untuk bangunan 8 Lantai

$$T_{a-\max} = C_u \times T_a = 1,4 \times 0,602 = 0,843 \text{ detik}$$

- Untuk bangunan 6 Lantai

$$T_{a-\max} = C_u \times T_a = 1,4 \times 0,487 = 0,682 \text{ detik}$$

- Untuk bangunan 4 Lantai

$$T_{a-\max} = C_u \times T_a = 1,4 \times 0,363 = 0,508 \text{ detik}$$

- Periode Aktual Hasil Perhitungan *RSAP* (T_c)

Periode yang dihitung melalui bantuan *software RSAP* (T_c) dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4. 24 Periode Aktual Hasil Perhitungan *RSAP* (T_c)

8 Lantai				
Case	Mode	Period	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	0,91	0,7048	0,000
Modal	2	0,89	0,7048	0,7081
6 Lantai				
Case	Mode	Period	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	0,61	0,710	0,000
Modal	2	0,61	0,710	0,712
4 Lantai				
Case	Mode	Period	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	0,34	0,733	0,000
Modal	2	0,34	0,733	0,734

Sumber: Robot Structural Analysis Professional Result

- Dari Tabel diatas maka dapat diperoleh (T_c), sebesar:

8 Lantai

$$T_{c-X} = 0,91 \text{ detik}$$

$$T_{c-Y} = 0,89 \text{ detik}$$

6 Lantai

$$T_{c-X} = 0,61 \text{ detik}$$

$$T_{c-Y} = 0,61 \text{ detik}$$

4 Lantai

$$T_{c-X} = 0,34 \text{ detik}$$

$$T_{c-Y} = 0,34 \text{ detik}$$

Mengacu pada SNI 1726:2019, penentuan nilai periode getar (T) perlu dievaluasi dari hasil analisis perhitungan menggunakan

software RSAP, dengan membandingkannya terhadap batasan periode minimum (Ta-min) dan maksimum (Ta-max) yang telah dihitung sebelumnya, sesuai ketentuan berikut.

- $T_c > T_{a-max}$, digunakan $T = T_{a-max}$
- $T_{a-min} < T_c < T_{a-max}$, digunakan $T = T_c$
- $T_c < T_{a-min}$, digunakan $T = T_{a-min}$

Berdasarkan ketentuan diatas maka dapat ditentukan nilai periode yang digunakan pada struktur, yang disajikan pada tabel 4.25 berikut.

Tabel 4. 25 Nilai Periode yang Digunakan Pada Struktur

8 Lantai				
Arah	Ta-min (detik)	Ta-max (detik)	Tc (detik)	T digunakan
X	0,602	0,843	0,91	0,843
Y	0,602	0,843	0,89	0,843
6 Lantai				
Arah	Ta-min (detik)	Ta-max (detik)	Tc (detik)	T digunakan
X	0,487	0,682	0,61	0,610
Y	0,487	0,682	0,61	0,610
4 Lantai				
Arah	Ta-min (detik)	Ta-max (detik)	Tc (detik)	T digunakan
X	0,363	0,508	0,34	0,363
Y	0,363	0,508	0,34	0,363

b. Penentuan Koefisien Respon Seismik (Cs)

- Cs-min

Untuk menentukan koefisien respon seismik minimum (Cs-min), digunakan persamaan (4.8).

$$Cs-min = 0,044 \times SDS \times I_e \geq 0,01 \quad (4.8)$$

$$SDS = 0,679 \text{ g}$$

$$I_e = 1,0$$

Maka, dapat dihitung $Cs_{\min}$ yaitu:

$$\begin{aligned} Cs_{\min} &= 0,044 \times 0,679 \times 1,0 \geq 0,01 \\ &= 0,03 \geq 0,01 \end{aligned}$$

Maka, nilai $Cs_{\min}$ digunakan yaitu 0,03

- $Cs_{\max}$

Untuk menentukan koefisien respon seismik maksimum ($Cs_{\max}$), digunakan persamaan (4.9).

$$Cs_{\max} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (4.9)$$

$$S_{D1} = 0,636$$

$$T = 0,843 \text{ (Model 8 Lantai)}$$

$$= 0,610 \text{ (Model 6 Lantai)}$$

$$= 0,363 \text{ (Model 4 Lantai)}$$

$$R = 7$$

$$I_e = 1,0$$

Maka, Rekapitulasi nilai $Cs_{\max}$ tiap model bangunan dapat dilihat pada Tabel 4.26

Tabel 4. 26 Rekapitulasi Nilai $Cs_{\max}$ Tiap Model

Model Struktur	Cs Max
8 Lantai	0,108
6 Lantai	0,149
4 Lantai	0,250

- Cs-Hitung

Untuk menentukan koefisien respon seismik hitung (Cs-hitung), digunakan persamaan (4.10).

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.10)$$

$$S_{DS} = 0,679$$

$$R = 7$$

$$I_e = 1$$

Maka, Rekapitulasi nilai Cs-hitung tiap model bangunan dapat dilihat pada Tabel 4.27

Tabel 4. 27 Rekapitulasi Nilai Cs-hitung Tiap Model

Model Struktur	Cs Hitung
8 Lantai	0,097
6 Lantai	0,097
4 Lantai	0,097

- Menentukan Cs pakai

Untuk menentukan koefisien seismik pakai, Karena ketiga model $C_{s\ min} < C_s < C_{s\ max}$ maka, digunakan **Cs Hitung (Cs) 0,097**.

c. Gaya Geser Dasar Seismik (V)

Untuk menentukan gaya geser dasar seismik (V) dapat ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1 Prosedur gaya lateral ekuivalen, pada persamaan berikut.

$$V = C_s \times W \quad (4.11)$$

V = Gaya Geser Dasar

C_s = Koefisien seismic

W = Berat efektif bangunan

Berikut adalah rekapitulasi berat bangunan setiap model, terdapat pada tabel 4.28, 4.29, 4.30.

Tabel 4. 28 Rekapitulasi Berat Bangunan 8 Lantai

Lantai	Berat (kg)
1	268.324,05
2	256.381,13
3	256.382,13
4	256.383,13
5	256.384,13
6	256.385,13
7	256.386,13
8	221.629,20
Total	2.028.240,03

Diubah ke kN menjadi $2028240,03 \times 0,00980 = 19.890,95$ kN

Tabel 4. 29 Rekapitulasi Berat Bangunan 6 Lantai

Lantai	Berat (kg)
1	268.324,050
2	256.381,130
3	256.381,130
4	256.381,130
5	256.381,130
6	221.629,200
Total	1.515.477,770

Diubah ke kN menjadi $1515477,770 \times 0,00980 = 14.862,29$ kN

Tabel 4. 30 Rekapitulasi Berat Bangunan 4 Lantai

Lantai	Berat (kg)
--------	------------

1	268.324,050
2	256.381,130
3	256.381,130
4	221.629,200
Total	1.002.715,510

Diubah ke kN menjadi $1002715,510 \times 0,00980 = 9833,63 \text{ kN}$

- Untuk Gedung 8 Lantai

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,097 \times 19890,95 \\
 &= 1.930,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Untuk Gedung 6 Lantai

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,097 \times 14862,29 \\
 &= 1.442,21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Untuk Gedung 3 Lantai

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,097 \times 9833,63 \\
 &= 954,24 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Distribusi Gaya Lateral

Gaya geser dasar akibat gempa yang telah diperoleh kemudian didistribusikan ke setiap lantai sebagai gaya gempa lateral (F_x), dengan besarnya ditentukan melalui persamaan berikut.

$$F_x = C_{vx} \times V \quad (4.12)$$

F_x = Gaya gempa lateral

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya geser dasar seismik

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (4.13)$$

W_x / W_i = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i / h_x = Tinggi/tingkat lantai ke i atau x

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan ket-

entuan sebagai berikut:

- untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, = 1
- untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, = 2
- untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik, = 2 atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

Berikut adalah rekapitulasi distribusi gaya lateral pada tiap lantai, pada tabel 4.31 untuk bangunan 8 Lantai, 4.32 untuk bangunan 6 Lantai, dan 4.33 untuk bangunan 4 Lantai.

Tabel 4. 31 Rekapitulasi Distribusi Gaya Lateral Bangunan 8 Lantai

H	H_i (m)	W_i (kN)	$W_i H_i^k$ (kN.m)	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)	W_i (kg)
4	4	2.631,45	11.296,47	0,031	59,18	1.930,18	268.324,05
3,5	7,5	2.514,33	20.897,08	0,057	109,48	1.871,00	256.381,13
3,5	11	2.514,33	31.253,23	0,085	163,74	1.761,52	256.381,13
3,5	14,5	2.514,33	41.781,63	0,113	218,90	1.597,78	256.381,13
3,5	18	2.514,33	52.441,63	0,142	274,74	1.378,89	256.381,13
3,5	21,5	2.514,33	63.208,48	0,172	331,15	1.104,14	256.381,13
3,5	25	2.514,33	74.065,42	0,201	388,03	772,99	256.381,13
3,5	28,5	2.173,52	73.478,74	0,199	384,96	384,96	221.629,2

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Distribusi Gaya Lateral Bangunan 6 Lantai

H	H_i (m)	W_i (kN)	$W_i H_i^k$ (kN.m)	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)	W_i (kg)
4	4	2631,45	10.525,82	0,057	81,84	1.442,21	268.324,05
3,5	7,5	2514,33	18.857,47	0,102	146,62	1.360,37	256.381,13
3,5	11	2514,33	27.657,63	0,149	215,04	1.213,75	256.381,13

H	H _i (m)	W _i (kN)	W _i H _i ^k (kN.m)	C _{VX}	F _x (kN)	V _x (kN)	W _i (kg)
3,5	14,5	2514,33	36.457,78	0,197	283,47	998,70	256.381,13
3,5	18	2514,33	45.257,94	0,244	351,89	715,23	256.381,13
3,5	21,5	2173,52	46.730,63	0,252	363,34	363,34	221.629,20

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Distribusi Gaya Lateral Bangunan 4 Lantai

H	H _i (m)	W _i (kN)	W _i H _i ^k (kN.m)	C _{VX}	F _x (kN)	V _x (kN)	W _i (kg)
4	4	2.631,45	10.525,82	0,119	113,42	954,24	268.324,05
3,5	7,5	2.514,33	18.857,47	0,213	203,20	840,82	256.381,13
3,5	11	2.514,33	27.657,63	0,312	298,02	637,62	256.381,13
3,5	14,5	2.173,52	31.516,00	0,356	339,60	339,60	221.629,20

4.3.3 Analisis *Displacement* dan Simpangan Antar Lantai

Evaluasi simpangan perpindahan lateral dilakukan dengan mengacu pada Persamaan (4.14) berikut ini.

$$\delta x = \frac{C_d \times \delta e}{I_e} \quad (4.14)$$

δy = Simpangan ultimit atau simpangan in-elastik

C_d = Faktor amplifikasi defleksi = 5,5 (Tabel 12 SNI 1726-2019)

δe = Simpangan nominal atau simpangan elastis (*RSAP*)

I_e = Faktor Keutamaan = 1,0

Tabel 4. 34 Analisis *Displacement* dan Simpangan Antar Lantai

Struktur	Kategori Risiko		
	I dan II	III	IV

Struktur, selain dari struktur dinding struktural batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025hsx	0,020hsx	0,015hsx
Struktur dinding struktural kantilever batu bata	0,010hsx	0,010hsx	0,010hsx
Struktur dinding struktural batu bata lainnya	0,007hsx	0,007hsx	0,007hsx
Semua struktur lainnya	0,020hsx	0,015hsx	0,010hsx

Sumber: SNI-1726-2019

Berdasarkan tabel di atas, maka didapatkan nilai simpangan antar tingkat izin untuk semua struktur lainnya dengan kategori risiko II yaitu sebesar 0,020hsx yang dibagi dengan faktor redundansi 1,3 sesuai dengan SNI-1726-2019 Pasal 7.3.42. Di bawah ini merupakan tabel dari hasil perhitungan simpangan antar lantai pada arah X dan Y pada tiap model yang dapat dilihat pada Tabel 4.35 dan Tabel 4.36 untuk bangunan 8 Lantai, Tabel 4.37 dan Tabel 4.38 untuk bangunan 6 Lantai, Tabel 4.39 dan Tabel 4.40 untuk bangunan 4 Lantai.

Tabel 4. 35 Hasil Perhitungan Simpangan Antar Lantai Pada Arah X Bangunan 8 Lantai

Level	Height Level	Elastic Displacement	Amplified Displacement	Story Drift	Allowable Story Drift	Remarks
	hsx (mm)	δ_e (mm)	δ_x (mm)	Δx (mm)	Δ_{izin} (mm)	
1	4000	2,13	11,715	11,72	61,53	OK
2	3500	6,12	33,66	21,945	53,8	OK
3	3500	11,35	62,425	28,765	53,8	OK
4	3500	17,26	94,93	32,505	53,8	OK
5	3500	23,4	128,7	33,77	53,8	OK

Level	Height Level	Elastic Displacement	Amplified Displacement	Story Drift	Allowable Story Drift	Remarks
	hsx (mm)	δ_e (mm)	δ_x (mm)	Δx (mm)	Δ_{izin} (mm)	
6	3500	29,46	162,03	33,33	53,8	OK
7	3500	35,27	193,985	31,955	53,8	OK
8	3500	40,6	223,3	29,315	53,8	OK

Tabel 4. 36 Hasil Perhitungan Simpangan Antar Lantai Pada Arah Y Bangunan 8 Lantai

Level	Tinggi Tingkat	Perpindahan elastis	Perpindahan diperbesar	Story drift	Allowable Story Drift	Remarks
	hsy (mm)	δ_e (mm)	δ_y (mm)	Δy (mm)	Δ_{izin} (mm)	
1	4000	2,03	11,165	11,17	61,53	OK
2	3500	5,84	32,12	20,955	53,8	OK
3	3500	10,82	59,51	27,39	53,8	OK
4	3500	16,41	90,255	30,745	53,8	OK
5	3500	22,16	121,88	31,625	53,8	OK
6	3500	27,8	152,9	31,02	53,8	OK
7	3500	33,16	182,38	29,48	53,8	OK
8	3500	38,11	209,605	27,225	53,8	OK

Tabel 4. 37 Hasil Perhitungan Simpangan Antar Lantai Pada Arah X Bangunan 6 Lantai

Level	Height Level	Elastic Displacement	Amplified Displacement	Story Drift	Allowable Story Drift	Remarks
	hsx (mm)	dex (mm)	dx (mm)	Δx (mm)	Δ_{izin} (mm)	
1	4000	1,45	7,975	7,98	61,53	OK
2	3500	4,07	22,385	14,41	53,8	OK
3	3500	7,38	40,59	18,205	53,8	OK
4	3500	10,98	60,39	19,8	53,8	OK
5	3500	14,6	80,3	19,91	53,8	OK
6	3500	17,94	98,67	18,37	53,8	OK

Tabel 4. 38 Hasil Perhitungan Simpangan Antar Lantai Pada Arah Y Bangunan 6 Lantai

Level	Height Level	Elastic Displacement	Amplified Displacement	Story Drift	Allowable Story Drift	Remarks
-------	--------------	----------------------	------------------------	-------------	-----------------------	---------

	hsy (mm)	d _{ey} (mm)	d _y (mm)	Δy (mm)	Δ _{izin} (mm)	
1	4000	1,39	7,645	7,65	61,53846154	OK
2	3500	3,9	21,45	13,805	53,84615385	OK
3	3500	7,07	38,885	17,435	53,84615385	OK
4	3500	10,49	57,695	18,81	53,84615385	OK
5	3500	13,9	76,45	18,755	53,84615385	OK
6	3500	17,09	93,995	17,545	53,84615385	OK

Tabel 4. 39 Hasil Perhitungan Simpangan Antar Lantai Pada Arah X Bangunan 4 Lantai

Level	Height Level	Elastic Displacement	Amplified Displacement	Story Drift	Allowable Story Drift	Remarks
	hsx (mm)	d _{ex} (mm)	d _x (mm)	Δx (mm)	Δ _{izin} (mm)	
1	4000	0,82	4,51	4,51	61,53846154	OK
2	3500	2,21	12,155	7,645	53,84615385	OK
3	3500	3,83	21,065	8,91	53,84615385	OK
4	3500	5,39	29,645	8,58	53,84615385	OK

Tabel 4. 40 Hasil Perhitungan Simpangan Antar Lantai Pada Arah Y Bangunan 4 Lantai

Level	Height Level	Elastic Displacement	Amplified Displacement	Story Drift	Allowable Story Drift	Remarks
	hsy (mm)	d _{ey} (mm)	d _y (mm)	Δy (mm)	Δ _{izin} (mm)	
1	4000	0,79	4,345	4,35	61,53846154	OK
2	3500	2,12	11,66	7,315	53,84615385	OK
3	3500	3,68	20,24	8,58	53,84615385	OK
4	3500	5,21	28,655	8,415	53,84615385	OK

Contoh penjabaran perhitungan pada lantai 2 untuk arah X

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_e}{I_e}$$

$$\delta_x = \frac{5,5 \times 5,84}{1,0}$$

$$= 32,12 \text{ mm}$$

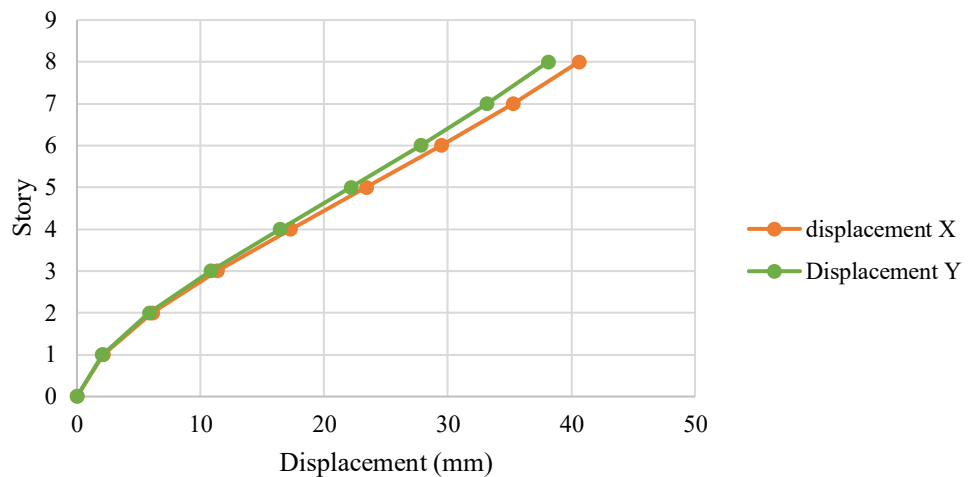
$$\Delta x = 32,12 - 11,165 (\delta_x \text{ lantai 1})$$

$$= 20,955 \text{ mm}$$

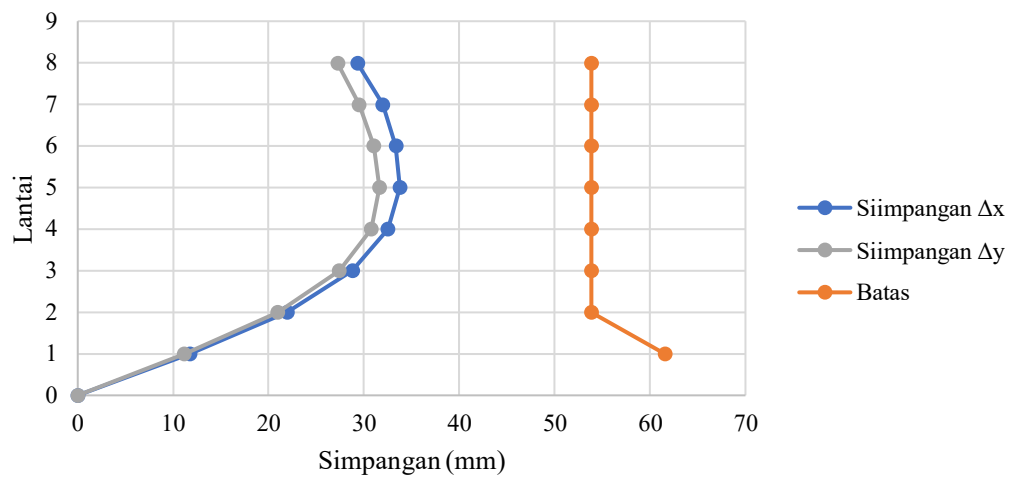
$$\Delta x \text{ izin} = \left(\frac{0,02}{1,3} \right) \times 3500 \text{ mm}$$

$$= 53,846 \text{ mm}$$

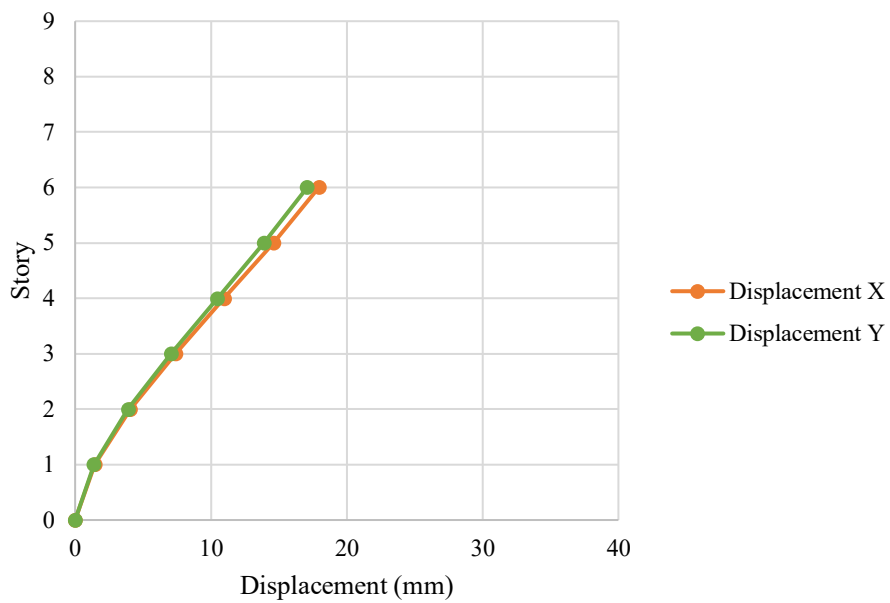
Dari contoh perhitungan di atas menunjukkan bahwa simpangan pada lantai 2 untuk arah X tidak melebihi simpangan izin ($\Delta < \Delta_{\text{izin}}$). Setelah melakukan analisis, didapatkan simpangan antar lantai dan simpangan struktur (*displacement*) dalam bentuk grafik yang dapat dilihat pada Gambar 4.9 – Gambar 4.15 pada tiap model.



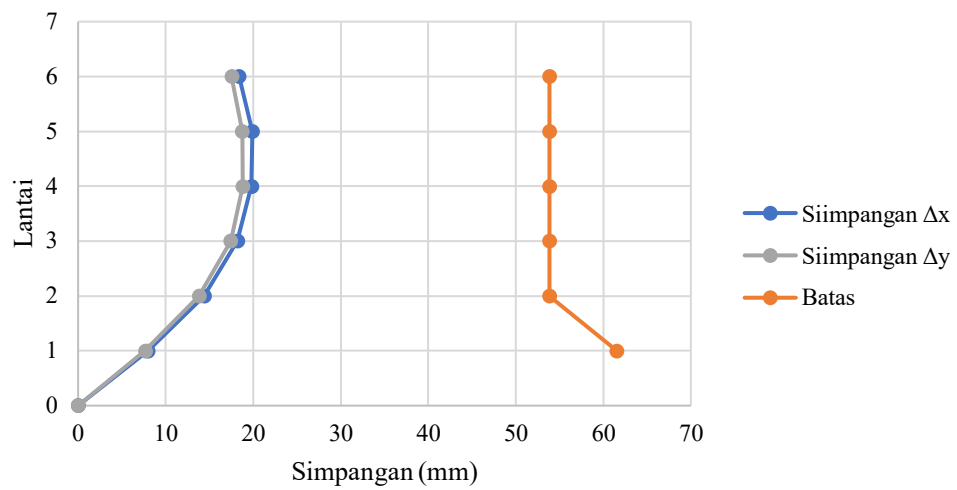
Gambar 4. 9 Simpangan Struktur (Displacement) Pada Bangunan 8 Lantai



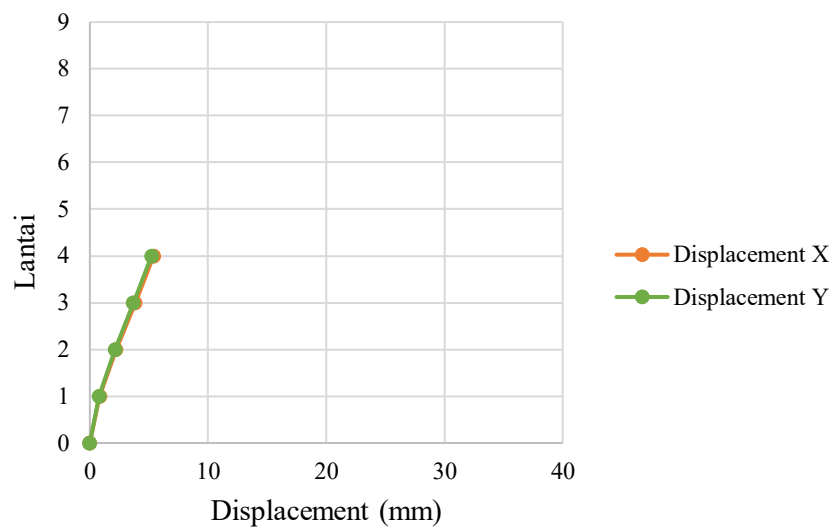
Gambar 4. 11 Simpangan antar lantai pada bangunan 8 lantai



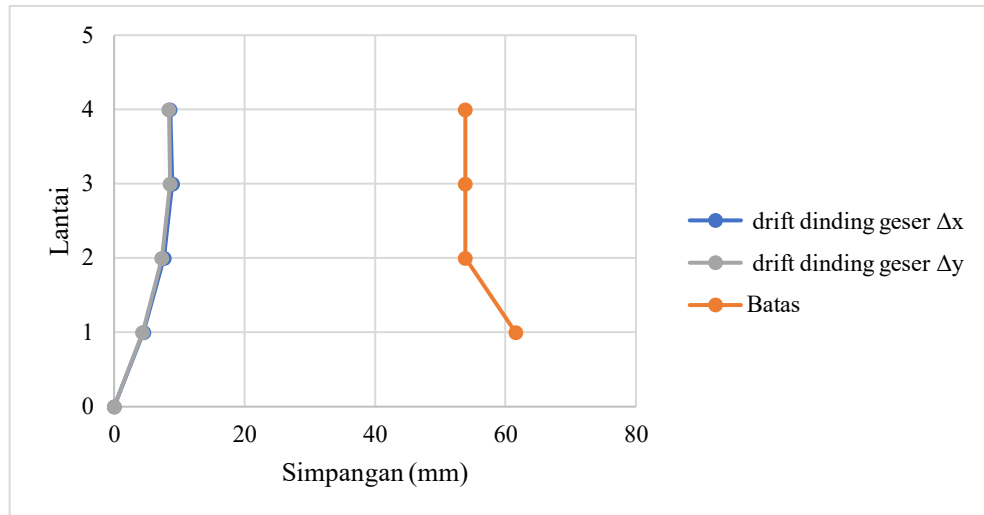
Gambar 4. 10 Simpangan struktur (Displacement) Pada Bangunan 6 Lantai



Gambar 4. 12 Simpangan Antar Lantai Pada Bangunan 6 Lantai



Gambar 4. 13 Simpangan Struktur (Displacement) Pada Bangunan 4 Lantai



Gambar 4. 14 Simpangan Antar Lantai Pada Bangunan 4 Lantai



4.4 Sistem Struktur Base Isolation

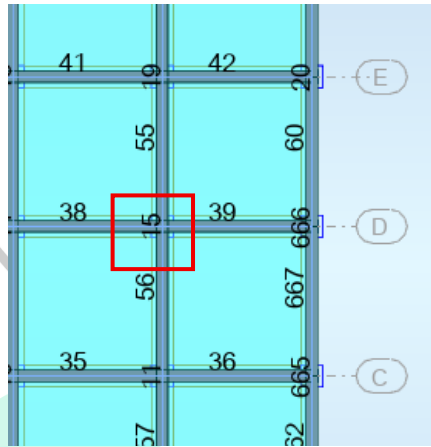
4.4.1 Perencanaan Dimensi Base Isolation (HDRB)

Dimensi *base isolation* menggunakan nilai gaya aksial kolom terbesar yang dihasilkan dari analisis struktur gedung yang dimodelkan sebelumnya namun tanpa adanya *shear wall* menggunakan data dimensi sebelumnya. Nilai gaya aksial kolom terbesar yang dihasilkan dari analisis struktur yang dimodelkan yaitu sebesar 1650,83 kN. Rumus perhitungan untuk menentukan dimensi base isolation yaitu melalui tahap-tahap berikut, yang sebelumnya mengambil beberapa parameter pada katalog base isolation pada gambar 4.15

MVBR-0514/MVBR-0520 (X0.6R)					Code													
Please refer to "Precautions" in page 6 for the certificate number that used for design document.					Compound name		Rubber code		Shear modulus [N/mm ²]		Equivalent damping ratio							
●HH Series (Total Rubber Thickness 20cm)					XBR		X0.6R		0.620		0.040							
Characteristics			#H050	#H055	#H060	#H065	#H070	#H075	#H080	#H085	#H090	#H100	#H110	#H120	#H130	#H140	#H150	#H160
Physical Dimensions	Outer diameter [mm]		600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	
	Inner diameter [mm]		15	15	15	15	20	20	20	20	25	35	35	35	35	35	35	
	Effective plane area [×10 ² mm ²]		2826	3317	3847	4416	5023	5671	6359	7085	7849	9480	11285	13249	15361	17638	20056	
	Thickness of one rubber layer [mm]		4.0	4.4	4.7	5.0	5.4	5.7	6.0	6.4	6.7	7.4	8.0	8.7	9.5	10.0	10.4	
	Number of rubber layers [-]		50	45	43	40	37	35	33	31	30	27	25	23	21	20	19	
	Total rubber thickness [mm]		200	198	202	200	200	200	198	198	201	200	200	200	200	200	200	198
	First shape factor [-]		36.6	36.1	36.4	36.8	36.1	36.4	36.7	36.3	36.4	35.3	35.8	35.8	35.1	35.9	36.5	
	Second shape factor [-]		3.03	3.28	3.46	3.75	4.00	4.26	4.55	4.78	4.98	5.51	6.00	6.50	7.02	7.50	8.10	
	Diameter of flange [mm]		900	950	1000	1100	1150	1200	1250	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	
	Thickness of flange ^{*1} [edge/center] [mm]		22/28	22/28	22/28	22/28	24/32	24/32	24/36	24/36	28/36	30/38	32/40	32/40	37/45	42/50	50/110	
	Connecting bolt PCD [mm]		775	825	875	950	1000	1050	1100	1150	1250	1350	1450	1550	1650	1750	1800	
	Diameter of connecting bolt hole × qty [mm]		φ22 × 1	φ22 × 1	φ23 × 1	φ23 × 1	φ23 × 1	φ23 × 1	φ23 × 1	φ23 × 1	φ23 × 1	φ23 × 1	φ23 × 1	φ23 × 1	φ24 × 1	φ24 × 1	φ24 × 1	
	Bolt size [assumption] [-]		M30	M30	M30	M30	M30	M30	M30	M30	M36	M36	M36	M36	M39	M39	M42	
	Thickness of each reinforced steel plate [mm]		31	31	31	31	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	5.8	5.8	5.8	
	Total height [mm]		407.9	390.4	388.3	376.9	422.2	413.1	410.8	402.4	400.6	390.2	385.6	376.9	405.5	410.2	522.0	
	Total weight [tonf]		0.68	0.72	0.80	0.90	1.21	1.31	1.49	1.59	1.77	2.05	2.38	2.65	3.46	4.05	6.64	
	Total weight [kN]		6.5	7.0	7.9	8.9	11.9	12.9	14.6	15.6	17.3	20.1	23.3	26.0	33.9	39.7	65.1	
Compression Properties	Critical stress [N/mm ²]	σ_w when $\gamma = 0$	43	52	58	69	78	89	102	113	122	138	148	160	173	185	200	
		$[\gamma_{cr}, \sigma_c]$	(0.22)	(0.30)	(0.35)	(0.42)	(0.48)	(0.52)	(0.56)	(0.59)	(0.60)	(0.60)	(0.60)	(0.60)	(0.60)	(0.60)	(0.60)	
		$[\gamma_p, \sigma_p]$	(1.522)	(1.430)	(1.435)	(1.542)	(1.648)	(1.852)	(2.156)	(2.359)	(2.580)	(3.160)	(3.680)	(3.880)	(3.980)	(3.980)	(3.980)	
	Ultimate compressive stress [N/mm ²]	$[\gamma_p, \sigma_p]$	(2.74)	(3.05)	(3.16)	(3.47)	(3.411)	(3.517)	(3.523)	(3.629)	(3.634)	(3.746)	(3.756)	-	-	-	-	
		Compressive stiffness [×10 ³ kN/m]	1970	2340	2680	3090	3510	3970	4490	4980	5450	6590	7860	9220	10700	12300	14200	
	Nominal long term compressive stress [N/mm ²]		6.6	8.1	9.1	10.7	12.0	13.4	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	
Nominal long term column load [kN]		1860	2690	3500	4710	6050	7620	9540	10600	11800	14200	16900	19900	23000	26500	30100		

Gambar 4. 15 Katalog HDRB Base Isolation

Setelah melakukan analisis struktur pada bangunan yang dimodelkan sebelumnya, didapat letak kolom dengan gaya aksial terbesar pada member 15 yang dapat dilihat pada Gambar 4.16.



Gambar 4. 16 Letak Kolom Pada Gaya Aksial

Berdasarkan pada Gambar 4.14 pada katalog *base isolation*, maka diperoleh data sebagai berikut:

Gaya Aksial Kolom : 1650,83 kN (2690 kN) Kolom K1-member 15

Rubber Thickness (t_r) : 198 mm

Shear Modulus (G) : 0,620 N/mm²

Equivalent Damping : 0,240 $\approx$ 24%

Tipe : MVBR-0520 (X0.6R)

Perhitungan dimensi *base isolation* (HDRB):

a. Waktu Periode Renca (T_M)

$$T_M = 3 \times T_{\text{struktur}}$$

$$T_{\text{struktur}} = 0,91 \text{ detik (dari struktur tanpa isolasi)}$$

$$T_M = 3 \times 0,91 \text{ detik}$$

$$= 2,73 \text{ detik}$$

b. Kekakuan Horizontal (K_H)

$$K_H = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T_M} \right)^2$$

W = 1.650.830 N (Gaya aksial kolom, diperoleh dari *RSAP*)

g = 9,81 m/s² (Percepatan gravitasi)

T_M = 2,73 detik (Waktu periode rencana)

$$\begin{aligned} K_H &= \frac{1.650.830}{9,81} \left(\frac{2\pi}{2,73} \right)^2 \\ &= 891.390,061 \text{ N/m} \end{aligned}$$

c. Menghitung *Design Displacement* (D_D)

$$D_D = \frac{g \times S_{D1} \times T_M}{4\pi^2 \times B_M}$$

S_{D1} = 0,616 detik (Percepatan gempa desain periode 1,0 detik)

T_M = 2,73 detik

B_M = 1,58 (Redaman efektif SNI 1726-2019 pasal 12.5.3)

$$\begin{aligned} D_D &= \frac{9,81 \times 0,616 \times 2,73}{4\pi^2 \times 1,58} \\ &= 0,273069 \text{ m} \approx 273,06 \text{ mm} \end{aligned}$$

d. Menghitung luasan *base isolation* (A)

$$A = \frac{K_H \cdot t_r}{G_t}$$

K_H = 891.390,061 N/m

t_r = 198 mm (Gambar 4.9)

G_t = 0,620 mm² (Gambar 4.9)

$$\begin{aligned} A &= \frac{891.390,061 \cdot 198}{0,620} \\ &= 284.669,728 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

e. Mencari diameter *base isolation* (D)

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$

$$A = 284.669,728 \text{ mm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 284.669,728}{\pi}}$$

$$= 602,04 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan *base isolation* dengan diameter 650 mm, dengan tipe HH065X6R dengan data spesifikasi sesuai pada catalog Bridgestone Design Characteristics of High Dumping Rubber Bearing tahun 2017, berikut merupakan spesifikasi *base Isolation* HDRB yang digunakan pada Tabel 4.41.

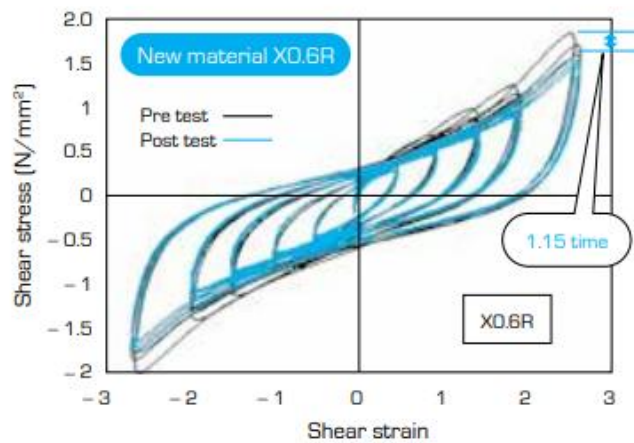
Tabel 4. 41 Spesifikasi *Base Isolation* HDRB

HDRB HH065X6R		
<i>Outer Diameter</i>	650	mm
<i>Rubber Thickness</i>	198	mm
<i>Shear Modulus</i>	0,62	N/mm ²
<i>Effective Plane Area</i>	331700	mm ²
<i>Initial Stiffness</i>	6150	kN/m
<i>Equivalent Shear Stiffness</i>	1040	kN/m
<i>Characteristic Strength</i>	83,9	kN
<i>Compressive Stiffness</i>	2340000	kN/m
<i>Equivalent Damping Ratio</i>	0,24	

Sumber: Bridgestone, 2017

4.4.2 Karakteristik Histerisis HDRB HH065X6R

Dari data spesifikasi *base isolation* yang di dapat pada tabel 4.41, maka karakteristik HDRB tipe HH065X6R memiliki karakteristik redaman tinggi yang ditunjukkan melalui kurva histeris pada gambar 4.17.



Gambar 4. 17 Kurva Histerisis HDRB X0.6R

Sumber: Bridgestone, 2017

Dari Gambar 4.17 menunjukkan bahwa HDRB X0.6R mampu menahan gaya geser hingga $\pm 1.7 \text{ N/mm}^2$ pada regangan geser ± 3.00 . Dimulai dari titik netral (0,0), kurva naik ke kanan atas seiring peningkatan strain positif, dan mencapai titik puncak sekitar (3, 1.7). Setelah itu, kurva kembali ke pusat dan berlanjut ke sisi negatif secara simetris. Kurva histerisis yang terbentuk menunjukkan disipasi energi, dengan luas area yang konsisten antara *pre-test* dan *post-test* yang menjadikan stabilitas performa setelah beberapa siklus pembebanan. Perbedaan kecil antara kedua kurva menunjukkan bahwa HDRB X0.6R tidak mengalami degradasi signifikan, menjadikan tipe *base isolation* ini sangat cocok digunakan dalam sistem isolasi bangunan bertingkat. Secara numerik, dari sumber katalog Bridgestone, 2017, sifat siklik dari HDRB ini dapat dijelaskan melalui perhitungan parameter mekanis berikut.

- a. Kekakuan Geser Ekuivalen (K_{eq})

$$K_{eq} = \frac{G_t \times A}{H}$$

(4.15)

K_{eq} = Kekakuan geser ekuivalen

G_t = *Shear Modulus* (spesifikasi *base isolation* Tabel 4.41)

A = luas bidang efektif *isolation* (Tabel 4.41)

H = *Rubber thicknes* (Tabel 4.41)

Berikut, perhitungan kekakuan geser pada isolation

$$K_{eq} = (0,620 \times 331700) / 198$$

$$= 1038,8 \text{ kN/m}$$

b. Faktor Karakteristik (u)

Berdasarkan persamaan melalui katalog pada tipe X0.6R

$$u(X) = 0,408 ((0,03421 X^2) - (0,2083 X^2) + (0,2711 X) + 0,9028)$$

untuk strain $x = 1,0 \rightarrow u = 0,408$

c. Kekuatan Karakteristik

$$Q_d = u \times K_{eq} \times H \times X$$

$$Q_d = 0,408 \times 1038,8 \times 0,198$$

$$= 83,9 \text{ kN}$$

d. Kekakuan Pasca Luluh (K_2)

$$K_2 = K_{eq} (1 - u)$$

$$K_2 = 1038,8 (1 - 0,408)$$

$$= 613,4 \text{ kN/m}$$

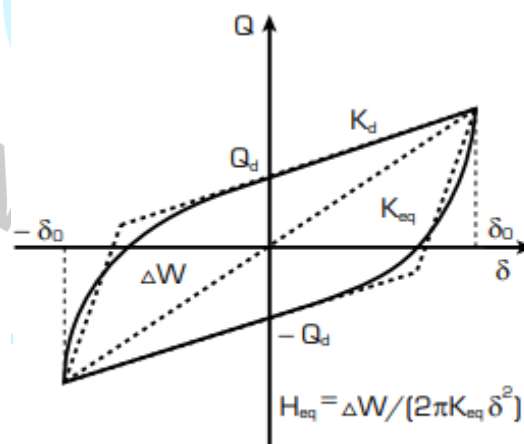
e. Kekakuan Awal (K_1)

$$K_1 = 10 \times K_2$$

$$= 10 \times 613,4$$

$$= 6134 \text{ kN/m}$$

Untuk nilai redaman ekuivalen atau biasa disebut damping ratio (H_{eq}) yaitu pada spesifikasi sebesar $0,24 \rightarrow 24\%$.



Gambar 4. 18 Parameter Penggambaran Kurva Histerisis

Sumber: Bridgestone, 2017

Pada gambar 4.18 diatas, menggambarkan kurva histeresis ideal dari isolator HDRB. Gambar ini menunjukkan hubungan antara gaya geser terhadap deformasi lateral (δ), yang umum digunakan untuk menjelaskan respons siklik suatu sistem isolasi seismik, gambar ini sekaligus mengilustrasikan kemampuan HDRB dalam menahan beban bolak-balik akibat gempa tanpa kehilangan stabilitas performa, sebagaimana yang telah ditunjukkan pula pada kurva histeresis hasil pengujian pada gambar 4.17 sebelumnya.

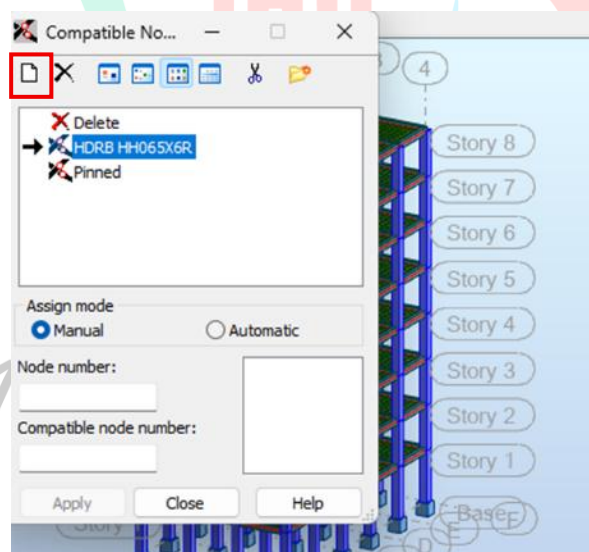
4.4.3 Permodelan *Base Isolation* HDRB

Tahapan pemodelan base isolator pada struktur yang telah dirancang dapat dijabarkan sebagai berikut:

a. Mendefinisikan *base isolation*

Geometry – Additional Attributes – Link/support Properties

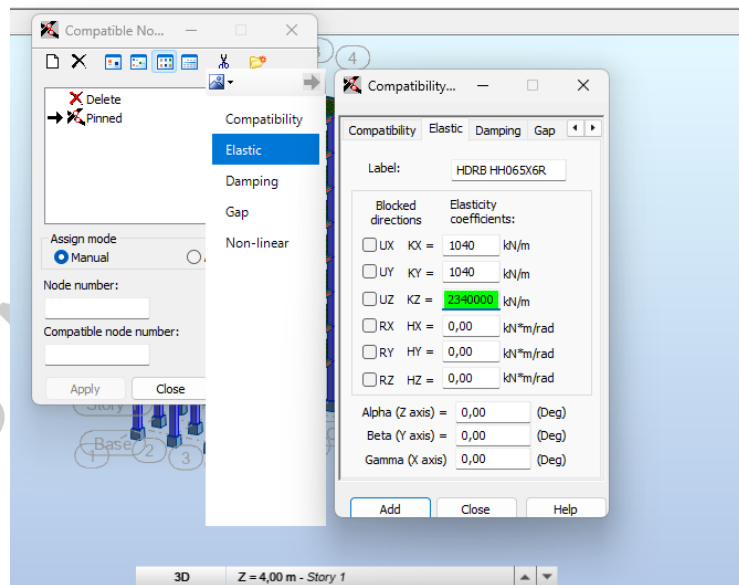
- Pada kolom “*paper*” pilih “*Add New*” untuk menambah spesifikasi HDRB yang akan digunakan.



Gambar 4. 19 Mendefinisikan *Base Isolation*

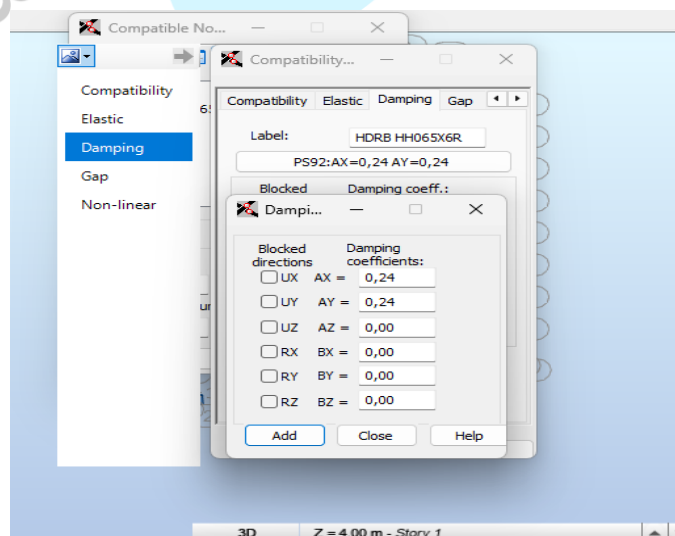
b. Input spesifikasi parameter *base isolation*

Pada kolom “Label” tambahkan nama spesifikasi HDRB yang akan digunakan yaitu HDRB HH065X6R, Kemudian pada tab “Elastic” di kolom “KX, KY” masukkan nilai *Equivalent Shear Stiffness* dan untuk kolom “KZ” masukkan nilai *Compressive Stiffness*.



Gambar 4. 20 Input Spesifikasi Parameter *Base Isolation*

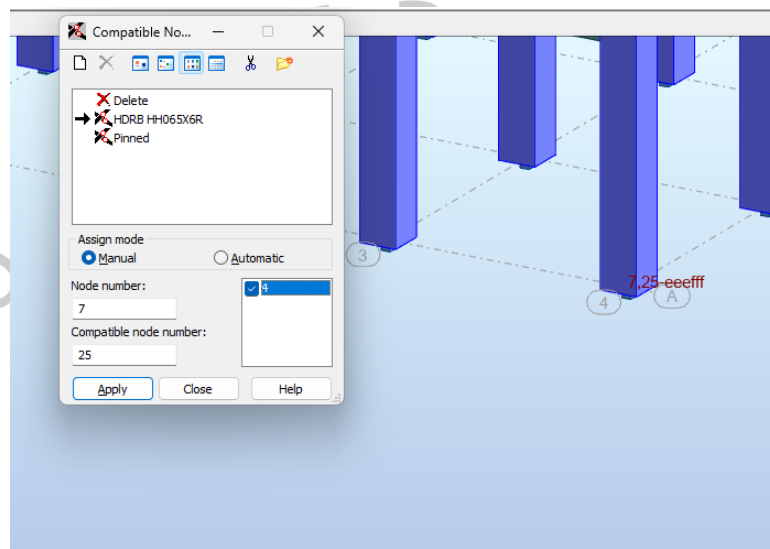
Pada Tab “Damping” pilih kolom “PS92” dan masukkan pada bagian “Damping coefficients” di kolom “AX, AY, dan AZ” nilai dari *Damping Ratio*. Gambar 4.19 tampilan pada saat *input* nilai damping.



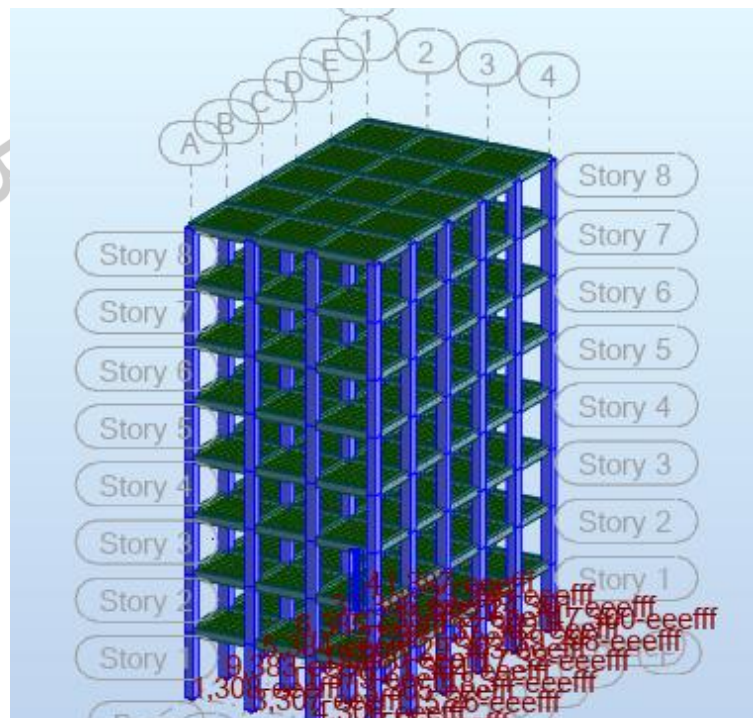
Gambar 4. 21 Tampilan Tab *Damping*

c. Penggambaran HDRB sebagai perletakan

Pada bagian maka dilakukan *assign* HDRB, dengan cara “click” bagian *node* pada base yang ingin diberikan isolasi kemudian “Checklist” pada kolom “*member*” yang tersambung dengan base, setelah itu pilih “*Apply*”, seperti pada gambar 4.20.



Gambar 4. 22 Assign HDRB



Gambar 4. 23 Permodelan Bangunan Dengan HDRB

4.5 Analisis Linear Sistem Srtuktur Base Isolation

Di bawah ini merupakan analisis dari struktur bangunan yang menggunakan *base isolation*, sebagai berikut.

4.5.1 Analisis Modal

Analisis modal dilakukan untuk memahami respons dinamis struktur bangunan terhadap periode getar alaminya. Analisis modal pada struktur yang menggunakan sistem base isolation dengan model 8, 6, dan 4 lantai disajikan pada Tabel 4.42, Tabel 4.43, Tabel 4.44 berikut.

Tabel 4. 42 Analisis Modal Sistem *Base Isolation* Model 8 Lantai

Case	Mode	Period	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	2,39	0,979	0,000	0,979	0,000
Modal	2	2,35	0,000	0,979	0,979	0,979
Modal	3	2,09	0,000	0,000	0,979	0,979
Modal	4	0,59	0,019	0,000	0,998	0,979
Modal	5	0,57	0,000	0,017	0,998	0,996
Modal	6	0,49	0,000	0,000	0,998	0,996
Modal	7	0,29	0,002	0,000	1,000	0,996
Modal	8	0,28	0,000	0,002	1,000	0,998
Modal	9	0,25	0,000	0,000	1,000	0,998
Modal	10	0,18	0,001	0,000	1,000	0,998
Modal	11	0,17	0,000	0,001	1,000	0,999
Modal	12	0,16	0,000	0,000	1,000	0,999
Modal	13	0,12	0,000	0,000	1,000	0,999
Modal	14	0,12	0,000	0,001	1,000	1,000
Modal	15	0,11	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	16	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	17	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	18	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	19	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	20	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	21	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	22	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	23	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	24	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	25	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000

Sumber: Robot Structural Analysis Professional Result

Tabel 4. 43 Analisis Modal Sistem *Base Isolation* Model 6 Lantai

Case	Mode	Period	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	1,98	0,983	0,000	0,983	0,000
Modal	2	1,94	0,000	0,985	0,983	0,985
Modal	3	1,74	0,000	0,000	0,983	0,985
Modal	4	0,44	0,0143	0,000	0,997	0,985
Modal	5	0,42	0,000	0,0125	0,997	0,998
Modal	6	0,37	0,000	0,000	0,997	0,998
Modal	7	0,21	0,002	0,000	0,999	0,998
Modal	8	0,2	0,000	0,002	0,999	0,999
Modal	9	0,18	0,000	0,000	0,999	0,999
Modal	10	0,13	0,0005	0,000	1,000	0,999
Modal	11	0,12	0,000	0,0005	1,000	1,000
Modal	12	0,11	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	13	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	14	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	15	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	16	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	17	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	18	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	19	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	20	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	21	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	22	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	23	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	24	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	25	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000

Sumber: Robot Structural Analysis Professional Result

Tabel 4. 44 Analisis Modal Sistem *Base Isolation* Model 4 Lantai

Case	Mode	Period	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	1,52	0,988	0,000	0,9883	0,000
Modal	2	1,51	0,000	0,990	0,988	0,990
Modal	3	1,35	0,000	0,000	0,988	0,990
Modal	4	0,29	0,0103	0,000	0,999	0,990
Modal	5	0,28	0,000	0,009	0,999	0,999
Modal	6	0,25	0,000	0,000	0,999	0,999
Modal	7	0,14	0,001	0,000	1,000	0,999
Modal	8	0,13	0,000	0,001	1,000	1,000
Modal	9	0,12	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	10	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	11	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	12	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000

Modal	13	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	14	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	15	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	16	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	17	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	18	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	19	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	20	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	21	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	22	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	23	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	24	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000
Modal	25	0,1	0,000	0,000	1,000	1,000

Sumber: Robot Structural Analysis Professional Result

Dari tabel di atas diperoleh bahwa partisipasi massa modal pada struktur 8 lantai dengan *base isolation* telah mencapai 100% pada arah X di mode ke-7, sementara untuk arah Y capaian 100% terjadi pada mode ke-14. Untuk model 6 lantai partisipasi massa telah mencapai 100% pada arah X di mode ke-10, sementara untuk arah Y capaian 100% terjadi pada mode ke-11. Untuk model 4 lantai partisipasi massa telah mencapai 100% pada arah X di mode ke-7, sementara untuk arah Y capaian 100% terjadi pada mode ke-8

4.5.2 Kontrol Analisis Beban Gempa (Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen) Struktur *Base Isolation*

a. Periode Desain

- Periode Minimum

- Untuk Bangunan 8 Lantai

$$T_a = C_t \times h_n^x = 0,0466 \times 28,5^{0,9} = 0,950 \text{ detik}$$

- Untuk Bangunan 6 Lantai

$$T_a = C_t \times h_n^x = 0,0466 \times 21,5^{0,9} = 0,737 \text{ detik}$$

- Untuk Bangunan 4 Lantai

$$T_a = C_t \times h_n^x = 0,0466 \times 28,5^{0,9} = 0,517 \text{ detik}$$

- Periode Maksimum

Berdasarkan SNI 1726:2019, nilai maksimum periode fundamental pendekatan ($T_a\text{-max}$) tidak boleh melampaui hasil perkalian antara

koefisien batas atas periode (C_u) dan nilai minimum periode fundamental pendekatan (T_{a-min}). Oleh karena itu, batas atas periode (T_{a-max}) dihitung menggunakan Persamaan (4.7).

$$T_{a-max} = C_u \times T_a \quad (4.7)$$

Nilai C_u didapat melalui parameter gempa yang telah dibahas di sub-bab sebelumnya, maka dapat dihitung T_{a-max} dari masing-masing model, yaitu:

- Untuk bangunan 8 Lantai

$$T_{a-max} = C_u \times T_a = 1,4 \times 0,950 = 1,33 \text{ detik}$$

- Untuk bangunan 6 Lantai

$$T_{a-max} = C_u \times T_a = 1,4 \times 0,737 = 1,031 \text{ detik}$$

- Untuk bangunan 4 Lantai

$$T_{a-max} = C_u \times T_a = 1,4 \times 0,517 = 0,723 \text{ detik}$$

- Periode Aktual hasil perhitungan *RSAP*

Periode yang didapat melalui output modal pada *Robot Structural Analysis Professional*, dapat dilihat pada tabel 4.45.

Tabel 4. 45 Periode Aktual Hasil Perhitungan *RSAP*

8 Lantai				
Case	Mode	Period	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	2,39	0,979	0,000
Modal	2	2,35	0,979	0,979
6 Lantai				
Case	Mode	Period	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	1,98	0,983	0,000
Modal	2	1,94	0,983	0,985
4 Lantai				
Case	Mode	Period	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	1,52	0,9883	0,000
Modal	2	1,51	0,9883	0,990

dari hasil analisis perhitungan menggunakan *software RSAP*, dengan membandingkannya terhadap batasan periode minimum (T_{a-min}) dan maksimum (T_{a-max}) yang telah dihitung sebelumnya, sesuai ketentuan berikut.

- $T_c > T_{a-max}$, digunakan $T = T_{a-max}$
- $T_{a-min} < T_c < T_{a-max}$, digunakan $T = T_c$
- $T_c < T_{a-min}$, digunakan $T = T_{a-min}$

Berdasarkan ketentuan diatas maka dapat ditentukan nilai periode yang digunakan pada struktur, yang disajikan pada tabel 4.46 berikut

pTabel 4. 46 Nilai Periode yang Digunakan Pada Struktur

8 Lantai				
Arah	T_{a-min} (detik)	T_{a-max} (detik)	T_c (detik)	T digunakan
X	0,950	1,33	2,39	1,33
Y	0,950	1,33	2,35	1,33
6 Lantai				
Arah	T_{a-min} (detik)	T_{a-max} (detik)	T_c (detik)	T digunakan
X	0,737	1,032	1,98	1,032
Y	0,737	1,032	1,94	1,032
4 Lantai				
Arah	T_{a-min} (detik)	T_{a-max} (detik)	T_c (detik)	T digunakan
X	0,517	0,723	1,52	0,723
Y	0,517	0,723	1,51	0,723

b. Penentuan Koefisien Respon Seismik (C_s)

- C_{s-min}

Untuk menentukan koefisien respon seismik minimum (C_{s-min}), digunakan persamaan (4.8).

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

$$S_{DS} = 0,679 \text{ g}$$

$$I_e = 1,0$$

Maka, dapat dihitung C_{s-min} yaitu:

$$C_{s-min} = 0,044 \times 0,679 \times 1,0 \geq 0,01$$

$$= 0,03 \geq 0,01$$

Maka, nilai $Cs_{\min}$ digunakan yaitu 0,03

- $Cs_{\max}$

Untuk menentukan koefisien respon seismik maksimum ($Cs_{\max}$), digunakan persamaan (4.9).

$$Cs_{\max} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (4.9)$$

$$S_{D1} = 0,636$$

$$T = 1,33 \text{ (Model 8 Lantai)}$$

$$= 1,032 \text{ (Model 6 Lantai)}$$

$$= 0,723 \text{ (Model 4 Lantai)}$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

Maka, Rekapitulasi nilai $Cs_{\max}$ tiap model bangunan dapat dilihat pada Tabel 4.47

Tabel 4. 47 Rekapitulasi Nilai $Cs_{\max}$ Tiap Model Bangunan

Model Struktur	Cs-Max
8 Lantai	0,059
6 Lantai	0,077
4 Lantai	0,110

- Cs_{Hitung}

Untuk menentukan koefisien respon seismik hitung (Cs_{hitung}), digunakan persamaan (4.10).

$$Cs = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

(4.10)

$$S_{DS} = 0,679$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1$$

Maka, Rekapitulasi nilai C_s -hitung tiap model bangunan dapat dilihat pada Tabel 4.48

Tabel 4. 48 Rekapitulasi Nilai C_s -hitung Tiap Model Bangunan

Model Struktur	C_s
8 Lantai	0,085
6 Lantai	0,085
4 Lantai	0,085

Untuk menentukan koefisien seismik pakai (C_s), Karena model 8 lantai dan 6 lantai $C_s > C_{s\ max}$ maka, digunakan $C_s\ max$, sedangkan untuk bangunan 4 lantai $C_{s\ min} < C_s < C_{s\ max}$, maka digunakan C_s -hitung. Berikut rekapitulasi nilai C_s pada tiap model dapat dilihat pada tabel 4.49

Tabel 4. 49 Rekapitulasi Nilai C_s Pada Tiap Model

Model Struktur	$C_{s\text{-pakai}}$
8 Lantai	0,059
6 Lantai	0,077
4 Lantai	0,085

c. Gaya Geser Dasar Seismik (V)

Untuk menentukan gaya geser dasar seismik (V) dapat ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1 Prosedur gaya lateral ekuivalen, pada persamaan berikut.

$$V = C_s \times W$$

(4.11)

V = Gaya Geser Dasar

C_s = Koefisien seismik

W = Berat efektif bangunan

Berikut adalah rekapitulasi berat bangunan setiap model, terdapat pada tabel 4.50, 4.51, 4.52.

Tabel 4. 50 Rekapitulasi Berat Bangunan 8 Lantai

Lantai	Berat (kg)
1	263.233,620
2	252.661,200
3	252.661,200
4	252.661,200
5	252.661,200
6	252.661,200
7	252.661,200
8	217.909,280
Total	1.997.110,100

Diubah ke kN menjadi $1.997.110,100 \times 0,00980 = 19.571,68 \text{ kN}$

Tabel 4. 51 Rekapitulasi Berat Bangunan 6 Lantai

Lantai	Berat (kg)
1	263.233,620
2	252.661,200
3	252.661,200
4	252.661,200
5	252.661,200
6	217.909,280
Total	1.491.787,700

Diubah ke kN menjadi $1491787,700 \times 0,00980 = 14.716,37 \text{ kN}$

Tabel 4. 52 Rekapitulasi Berat Bangunan 4 Lantai

Lantai	Berat (kg)
1	263.233,620

Lantai	Berat (kg)
2	252.661,200
3	252.661,200
4	217.909,280
Total	986.465,300

Diubah ke kN menjadi $986.465,300 \times 0,00980 = 9.674,27 \text{ kN}$

- **Untuk Gedung 8 Lantai**

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,059 \times 19571,68 \\
 &= 1.169,23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- **Untuk Gedung 6 Lantai**

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,077 \times 14716,37 \\
 &= 1.133,02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- **Untuk Gedung 3 Lantai**

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,085 \times 9674,27 \\
 &= 821,4264 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Distribusi Gaya Lateral (F_x)

Gaya geser dasar akibat gempa yang telah diperoleh kemudian didistribusikan ke setiap lantai sebagai gaya gempa lateral (F_x), dengan besarnya ditentukan melalui persamaan berikut.

$$F_x = C_{vx} \times V \quad (4.12)$$

F_x = Gaya gempa lateral

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya geser dasar seismik

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (4.13)$$

W_x / W_i = bagian berat seismik efektif total struktur yang diteMPatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i / h_x = Tinggi/tingkat lantai ke i atau x

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan ketentuan sebagai berikut:

- untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, = 1
- untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, = 2
- untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik, = 2 atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

Berikut adalah rekapitulasi distribusi gaya lateral pada tiap lantai, pada tabel 4.53 untuk bangunan 8 Lantai, 4.54 untuk bangunan 6 Lantai, dan 4.56 untuk bangunan 4 Lantai.

Tabel 4. 53 Rekapitulasi Distribusi Gaya Lateral Bangunan 8 Lantai

H	H_i (m)	W_i (kN)	$W_i H_i^k$ (kN.m)	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)	W_i (kg)
4	4	2.581,53	14.106,39	0,023	27,28	1.169,23	263.233,62
3,5	7,5	2.477,85	29.244,65	0,048	56,55	1.141,95	252.661,2
3,5	11	2.477,85	46.752,69	0,077	90,41	1085,40	252.661,2
3,5	14,5	2.477,85	65.581,20	0,108	126,82	995,00	252.661,2
3,5	18	2.477,85	85.470,19	0,141	165,28	868,18	252.661,2
3,5	21,5	2.477,85	106.253,91	0,176	205,47	702,91	252.661,2
3,5	25	2.477,85	127.816,21	0,211	247,16	497,44	252.661,2
3,5	28,5	2.137,04	129.429,40	0,214	250,28	250,28	217.909,28

Tabel 4. 54 Rekapitulasi Distribusi Gaya Lateral Bangunan 6 Lantai

H	H _i (m)	W _i (kN)	W _i H _i ^k (kN.m)	C _{VX}	F _x (kN)	V _x (kN)	W _i (kg)
4	4	2.631,45	12.406,74	0,050	56,11	1.133,02	268.324,05
3,5	7,5	2.477,85	23.600,15	0,094	106,74	1.076,91	252.661,2
3,5	11	2.477,85	36.221,99	0,145	163,82	970,17	252.661,2
3,5	14,5	2.477,85	49.337,40	0,197	223,14	806,35	252.661,2
3,5	18	2.477,85	62.837,29	0,251	284,20	583,20	252.661,2
3,5	21,5	2.137,04	66.110,76	0,264	299,01	299,01	217.909,28

Tabel 4. 55 Rekapitulasi Distribusi Gaya Lateral Bangunan 4 Lantai

H	H _i (m)	W _i (kN)	W _i H _i ^k (kN.m)	C _{VX}	F _x (kN)	V _x (kN)	W _i (kg)
4	4	2.581,53	10.449,62	0,118	96,57	821,43	263.233,62
3,5	7,5	2.477,85	18.907,75	0,213	174,73	724,86	252.661,2
3,5	11	2.477,85	27.822,60	0,313	257,12	550,12	252.661,2
3,5	14,5	2.137,04	31.705,82	0,357	293,01	293,01	217.909,28

4.5.3 Analisis *Displacement* dan Simpangan Antar Lantai

Evaluasi simpangan perpindahan lateral dilakukan dengan mengacu pada Persamaan (4.14) berikut ini.

$$\delta x = \frac{C_d \times \delta e}{I_e} \quad (4.14)$$

δy = Simpangan ultimit atau simpangan in-elastik

C_d = Faktor amplifikasi defleksi = 5,5 (Tabel 12 SNI 1726-2019)

δe = Simpangan nominal atau simpangan elastis (*RSAP*)

I_e = Faktor Keutamaan = 1,0

Table 4. 56 Penentuan koefisien pembatas

Struktur	Kategori Risiko		
	I dan II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding struktural batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025hsx	0,020hsx	0,015hsx
Struktur dinding struktural kantilever batu bata	0,010hsx	0,010hsx	0,010hsx
Struktur dinding struktural batu bata lainnya	0,007hsx	0,007hsx	0,007hsx
Semua struktur lainnya	0,020hsx	0,015hsx	0,010hsx

Berdasarkan tabel di atas, maka didapatkan nilai simpangan antar tingkat izin untuk semua struktur lainnya dengan kategori risiko II yaitu sebesar 0,020hsx yang dibagi dengan faktor redundansi 1,3 sesuai dengan SNI-1726-2019 Pasal 7.3.42. Di bawah ini merupakan tabel nilai displacement pada struktur dengan *base isolation* yang telah dikurangi dengan displacement relatif lantai dasar, dimana pada *base isolation* bangunan 8 lantai pada dasarnya mengalami perpindahan 67,58 mm, bangunan 6 lantai 50 mm, dan bangunan 4 lantai sebesar 33,02 mm. Perhitungan simpangan antar lantai pada arah X dan Y pada tiap model juga dapat dilihat pada Tabel 4.57 dan Tabel 4.58 untuk bangunan 8 Lantai, Tabel 4.59 dan Tabel 4.60 untuk bangunan 6 Lantai, Tabel 4.61 dan Tabel 4.62 untuk bangunan 4 Lantai.

Tabel 4. 57 Nilai Displacement Pada Struktur Serta Perhitungan Simpangan Antar Lantai Pada Arah X Bangunan 8 Lantai

Level	Height Level hsx (mm)	Elastic Displacement dex (mm)	Amplified Displacement dx (mm)	Story Drift Dx (mm)	Allowable Story Drift Da (mm)	Remarks
1	4000	4,268	23,474	23,47	61,54	OK
2	3500	10,815	59,4825	36,0085	53,85	OK
3	3500	17,721	97,4655	37,983	53,85	OK
4	3500	24,149	132,8195	35,354	53,85	OK
5	3500	29,68	163,24	30,4205	53,85	OK
6	3500	34,066	187,363	24,123	53,85	OK
7	3500	37,187	204,5285	17,1655	53,85	OK
8	3500	39,15	215,325	10,7965	53,85	OK

Tabel 4. 58 Nilai Displacement Pada Struktur Serta Perhitungan Simpangan Antar Lantai Pada Arah Y Bangunan 8 Lantai

Level	Tinggi Tingkat hsy (mm)	Perpindahan elastis dey (mm)	Perpindahan diperbesar dy (mm)	Story drift Dy (mm)	Permissible story drift Da (mm)	Remarks
1	4000	4,224	23,232	23,23	61,54	OK
2	3500	10,589	58,2395	35,0075	53,85	OK
3	3500	17,238	94,809	36,5695	53,85	OK
4	3500	23,384	128,612	33,803	53,85	OK
5	3500	28,64	157,52	28,908	53,85	OK
6	3500	32,774	180,257	22,737	53,85	OK
7	3500	35,672	196,196	15,939	53,85	OK
8	3500	37,436	205,898	9,702	53,85	OK

Tabel 4. 59 Nilai Displacement Pada Struktur Serta Perhitungan Simpangan Antar Lantai Pada Arah X Bangunan 6 Lantai

Level	Height Level hsx (mm)	Elastic Displacement dex (mm)	Amplified Displacement dx (mm)	Story Drift Dx (mm)	Allowable Story Drift Da (mm)	Remarks
1	4000	4,232	23,28	23,28	61,54	OK
2	3500	10,561	58,09	34,81	53,85	OK
3	3500	16,891	92,90	34,82	53,85	OK
4	3500	22,238	122,31	29,41	53,85	OK
5	3500	26,137	143,75	21,44	53,85	OK
6	3500	28,579	157,18	13,43	53,85	OK

Tabel 4. 60 Nilai Displacement Pada Struktur Serta Perhitungan Simpangan Antar Lantai Pada Arah Y Bangunan 6 Lantai

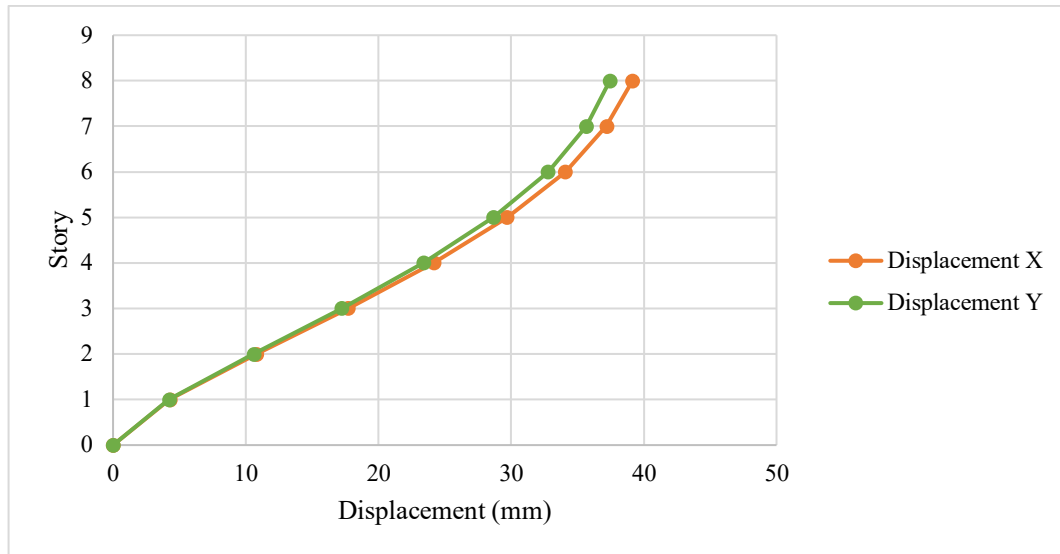
Level	Tinggi Tingkat hsy (mm)	Perpindahan elastis dey (mm)	Perpindahan diperbesar dy (mm)	Story drift Dy (mm)	Permissible story drift Da (mm)	Remarks
1	4000	4,224	22,45	22,45	61,538	OK
2	3500	10,078	55,43	32,98	53,846	OK
3	3500	16,014	88,08	32,65	53,846	OK
4	3500	20,986	115,42	27,35	53,846	OK
5	3500	24,569	135,13	19,71	53,846	OK
6	3500	26,756	147,16	12,03	53,846	OK

Tabel 4. 61 Nilai Displacement Pada Struktur Serta Perhitungan Simpangan Antar Lantai Pada Arah X Bangunan 4 Lantai

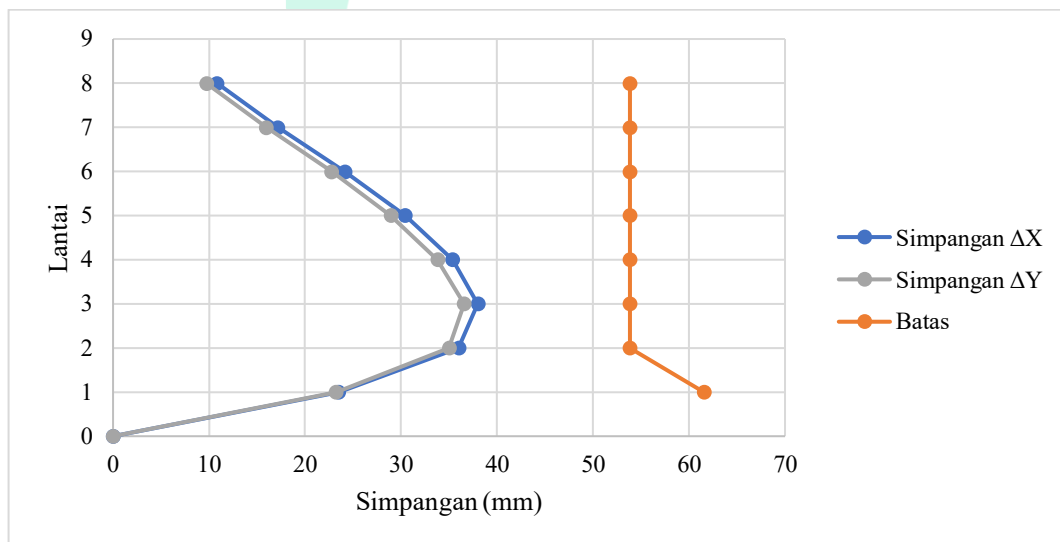
Level	Height Level hsx (mm)	Elastic Displacement dex (mm)	Amplified Displacement dx (mm)	Story Drift Dx (mm)	Allowable Story Drift Da (mm)	Remarks
1	4000	2,77	15,235	15,235	61,54	OK
2	3500	6,653	36,592	21,357	53,85	OK
3	3500	10,064	55,352	18,761	53,85	OK
4	3500	12,412	68,266	12,914	53,85	OK

Tabel 4. 62 Nilai Displacement Pada Struktur Serta Perhitungan Simpangan Antar Lantai Pada Arah Y Bangunan 4 Lantai

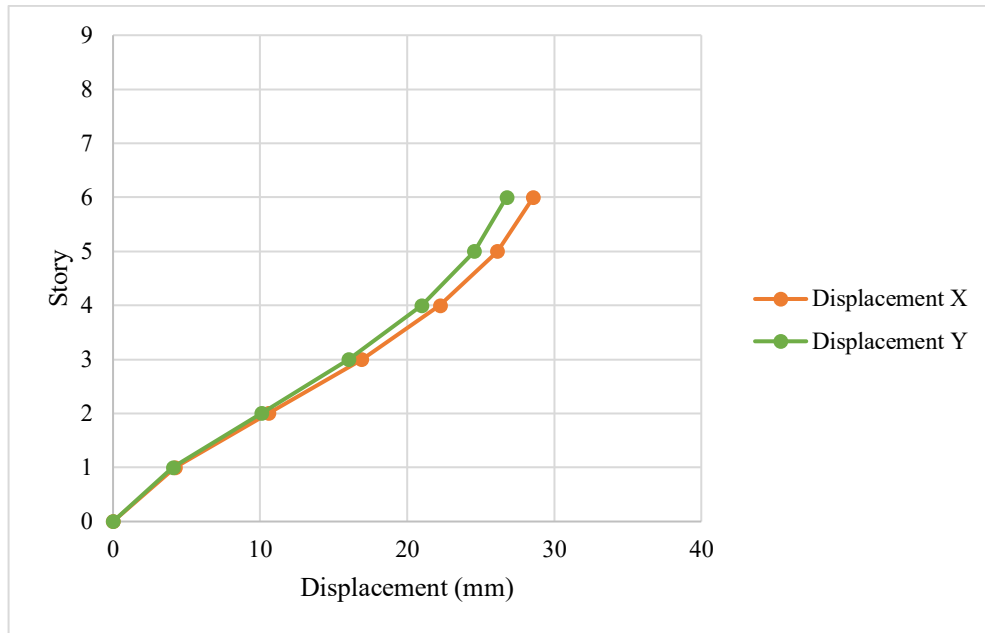
Level	Tinggi Tingkat hsy (mm)	Perpindahan elastis dey (mm)	Perpindahan diperbesar dy (mm)	Story drift Dy (mm)	Permissible story drift Da (mm)	Remarks
1	4000	2,58	14,663	14,663	61,54	OK
2	3500	6,34	34,859	20,196	53,85	OK
3	3500	9,52	52,355	17,496	53,85	OK
4	3500	11,66	64,147	11,792	53,85	OK



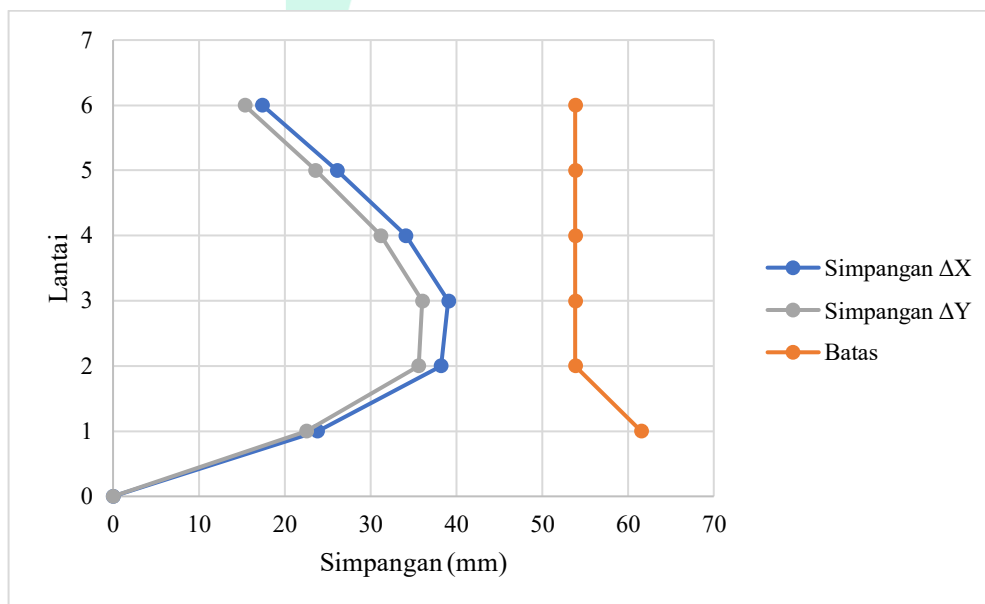
Gambar 4. 24 Grafik Displacement Pada Struktur Pada Arah X dan Y Bangunan 8 Lantai



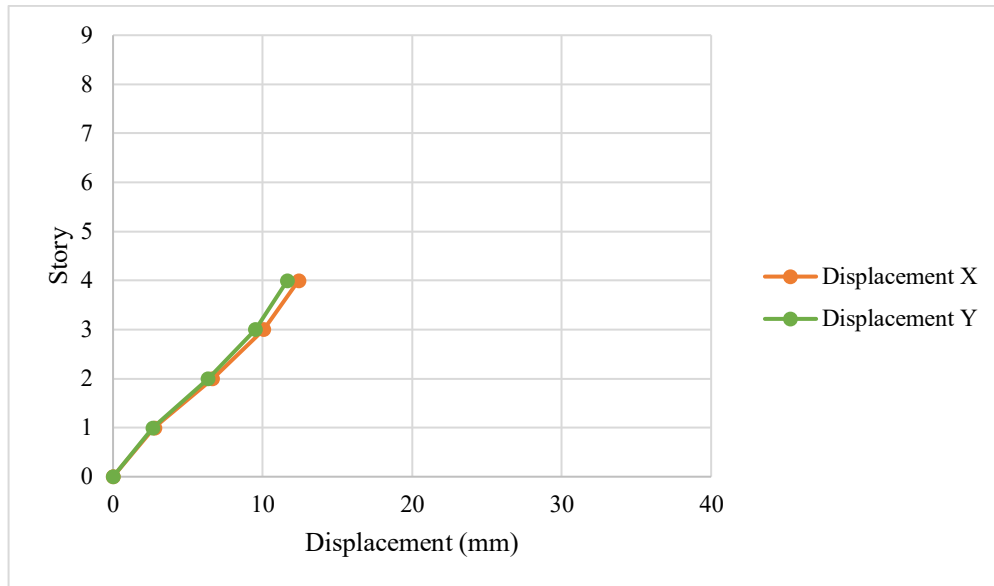
Gambar 4. 25 Grafik Simpangan Antar Lantai Pada Struktur Pada Arah X dan Y Bangunan 8 Lantai



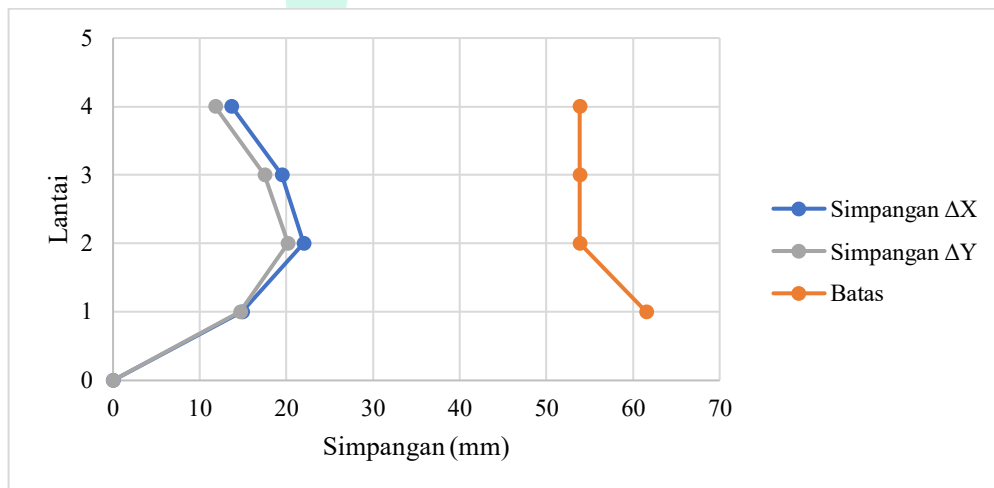
Gambar 4. 26 Grafik Displacement Pada Struktur Pada Arah X dan Y Bangunan 6 Lantai



Gambar 4. 27 Grafik Simpangan Antar Lantai Pada Struktur Pada Arah X dan Y Bangunan 6 Lantai



Gambar 4. 28 Grafik Displacement Pada Struktur Pada Arah X dan Y Bangunan 4 Lantai



Gambar 4. 29 Grafik Simpangan Antar Lantai Pada Struktur Pada Arah X dan Y Bangunan 4 Lantai

4.6 Analisis Gaya Dalam

Analisis gaya dalam yang ditinjau yaitu meliputi elemen struktur pada balok dan kolom, yang diambil dari masing-masing model yang menggunakan dinding struktural dan *base isolation*. Maka diambil dari model 8 lantai dari masing-masing lantai pada balok dan berbagai kondisi pada kolom.

4.6.1 Gaya Dalam Balok Struktur Dinding struktural

Gaya dalam pada balok yang dianalisa yaitu gaya dalam terbesar yang didapat melalui *result* dari *RSAP* di tiap lantainya, berikut rekapitulasi gaya dalam balok B1 300×500 pada tabel 4.63

Tabel 4. 63 Gaya Dalam Balok Struktur Dinding struktural

Lantai	Momen (kNm)			Geser (kN)	Torsi (kNm)
	Tump (-)	lap	Tump (+)		
1	81,95	27,75	50,44	68,17	20,48
2	108,71	44,32	79,05	81,11	24,3
3	126,88	56,2	97,98	89,06	28,09
4	132,44	59,1	102,64	92,79	29,35
5	133,06	60,25	104,13	93,44	29,41
6	128,95	56,8	95,78	92,06	29,54
7	125,34	48,3	89,59	90,27	28,96
8	97,35	47,1	73,04	66,12	24,31

Dari hasil gaya dalam yang dihasilkan oleh struktur dengan sistem dinding struktural, terjadi momen dan gaya geser tertinggi pada lantai 5, sedangkan untuk torsi tertinggi terdapat pada lantai 7.

4.6.2 Gaya Dalam Kolom Struktur Dinding struktural

Berikut disajikan hasil gaya dalam yang terjadi pada elemen kolom pada struktur dengan dinding struktural, berdasarkan hasil analisis menggunakan *RSAP*. Data yang ditampilkan mencakup gaya aksial, momen lentur dua arah, serta gaya geser yang terjadi pada berbagai kondisi maksimum yang terjadi pada kolom di *member* 11 pada lantai dasar, *member* 81, *member* 500, *member* 509, serta *member* 504 dan 506 dapat dilihat pada tabel 4.64

Tabel 4. 64 Gaya Dalam Kolom Struktur Dinding struktural

Gaya Dalam K1 600 X 600				
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)	Geser (kN)
P max	1782,250	110,530	105,520	73,290
P min	1763,040	-95,290	-89,190	73,290
M2 Max	166,810	156,510	128,840	73,290
M2 Min	166,810	-156,510	-128,840	73,290
M3 Max	169,710	140,560	145,180	73,290

M3 Min	169,710	-140,560	-145,180	73,290
---------------	---------	----------	----------	--------

Berdasarkan hasil perhitungan, gaya aksial maksimum berkisar antara 1763,040 kN hingga 1782,250 kN. dan Momen M2 dan M3 mencapai nilai maksimum masing-masing sebesar 156,510 kNm dan 145,180 kNm, gaya geser yang terjadi pada kolom relatif, yaitu sebesar 73,290 kN.

4.6.3 Gaya Dalam Balok Struktur Dengan *Base Isolation*

Gaya dalam pada balok yang dianalisa pada struktur dengan *base isolation* yaitu gaya dalam maksimum yang didapat melalui *result* dari *RSAP* di tiap lantainya, berikut rekapitulasi gaya dalam balok B1 300×500 pada tabel 4.65

Tabel 4. 65 Gaya Dalam Balok Struktur Dengan *Base Isolation*

Lantai	Momen (kNm)			Geser (kN)	Torsi (kNm)
	Tump (-)	lap	Tump (+)		
1	298,48	128	260,97	176,33	31,06
2	237,23	95	194,54	146,65	24,63
3	208,59	86	162,59	131	20,92
4	185,6	76,5	140,89	119,51	18,22
5	161,31	64	116,77	107,23	16,34
6	133,29	53	89,22	93,09	14,41
7	103,48	37,2	60,36	78,12	12,32
8	66,16	23,8	35,58	50,93	7,66

Dari hasil gaya dalam pada balok struktur dengan *base isolation*, terjadi penurunan baik momen pada tumpuan dan lapangan, serta gaya geser dan torsi dari lantai 1 hingga lantai 8.

4.6.4 Gaya Dalam Kolom Struktur Dengan *Base Isolation*

Berikut disajikan hasil gaya dalam yang terjadi pada elemen kolom pada struktur dengan *base isolation*, berdasarkan hasil analisis menggunakan *RSAP*. Data yang ditampilkan mencakup gaya aksial, momen lentur dua arah, serta gaya geser yang terjadi pada berbagai kondisi maksimum pada kolom di *member* 665 pada lantai dasar, *member* 4, *member* 15, *member* 10 serta *member* 18 dan 7, yang dapat dilihat pada tabel 4.66

Tabel 4. 66 Gaya Dalam Kolom Struktur Dengan Base Isolation

Gaya Dalam K1 600 X 600				
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)	Geser (kN)
P max	1710,220	351,000	107,630	147,720
P min	-1509,980	-346,640	-103,600	147,720
M2 Max	1622,610	362,880	-107,940	147,720
M2 Min	1576,440	-362,880	107,940	147,720
M3 Max	1598,130	-108,900	360,540	147,720
M3 Min	-1501,130	-108,900	-360,540	147,720

Dari tabel 4. Menunjukkan bahwa nilai gaya aksial terbesar pada sistem struktur dengan *base isolation* mencapai 1710,220 kN dan untuk momen lentur yang terjadi pada M2 dan M3 diangka 362,880 kN dan 360,540 kN.

4.7 Hasil Analisis

Pada sub-bab ini membahas perbandingan hasil dari struktur dengan sistem dinding struktural dan struktur dengan sistem *base isolation* yang telah dianalisis dengan prosedur gaya lateral ekuivalen. Di bawah ini akan dijelaskan secara rinci perbandingan dari kedua struktur.

4.7.1 Perbandingan Modal

Untuk memperoleh hasil analisis struktur yang baik, jumlah ragam yang digunakan dalam analisis harus mencukupi guna mencapai partisipasi massa yang terkombinasi secara signifikan. Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.9.1.1, analisis modal wajib mencakup cukup banyak ragam hingga partisipasi massa terkombinasi mencapai 100% dari total massa struktur. Sebagai opsi lain, analisis tetap diperbolehkan jika menggunakan jumlah ragam minimum yang mampu mencakup paling tidak 90% massa aktual dalam masing-masing arah horizontal. Hasil partisipasi massa dari kedua model struktur, diambil salah satu model dengan ketinggian 8 Lantai dapat dilihat pada Tabel 8.1 dan 8.2, yang diambil dari Tabel 4.1 dan Tabel 6.2

Tabel 4. 67 Perbandingan Modal

Case	Mode	Period	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	0,91	0,705	0,000	0,705	0,000
Modal	2	0,89	0,000	0,708	0,705	0,708

Case	Mode	Period	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
Modal	3	0,64	0,000	0,000	0,705	0,708
Modal	4	0,22	0,171	0,000	0,876	0,708
Modal	5	0,22	0,000	0,168	0,876	0,876
Modal	6	0,15	0,000	0,000	0,876	0,876
Modal	7	0,1	0,064	0,000	0,940	0,876
Modal	8	0,1	0,000	0,064	0,940	0,940
Modal	9	0,08	0,000	0,000	0,940	0,940
Modal	10	0,08	0,000	0,001	0,940	0,941
Modal	11	0,08	0,001	0,000	0,941	0,941
Modal	12	0,08	0,000	0,000	0,941	0,941
Modal	13	0,07	0,000	0,000	0,941	0,941
Modal	14	0,07	0,000	0,000	0,941	0,941
Modal	15	0,07	0,000	0,000	0,941	0,941

Berdasarkan tabel diperoleh hasil modal pada struktur dengan sistem dinding struktural mencapai 94% untuk arah X pada mode ke-7, sedangkan untuk arah Y modal mencapai 94% pada mode ke-8. Pada mode 1 dan 2, diperoleh nilai periode 0,91 detik dan 0,89 detik.

Tabel 4. 68 Hasil Modal Struktur Dengan Sistem *Base Isolation*

Case	Mode	Period	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	2,39	0,979	0,000	0,979	0,000
Modal	2	2,35	0,000	0,979	0,979	0,979
Modal	3	2,09	0,000	0,000	0,979	0,979
Modal	4	0,59	0,019	0,000	0,998	0,979
Modal	5	0,57	0,000	0,017	0,998	0,996
Modal	6	0,49	0,000	0,000	0,998	0,996
Modal	7	0,29	0,002	0,000	1,000	0,996
Modal	8	0,28	0,000	0,002	1,000	0,998
Modal	9	0,25	0,000	0,000	1,000	0,998
Modal	10	0,18	0,001	0,000	1,000	0,998
Modal	11	0,17	0,000	0,001	1,000	0,999
Modal	12	0,16	0,000	0,000	1,000	0,999
Modal	13	0,12	0,000	0,000	1,000	0,999
Modal	14	0,12	0,000	0,001	1,000	1,000
Modal	15	0,11	0,000	0,000	1,000	1,000

Berdasarkan tabel diatas diperoleh hasil modal struktur dengan sistem *base isolation* mencapai 90-100% pada mode ke-1 hingga ke – 7 pada arah X, dan untuk arah Y pada mode ke-2 hingga ke-15. Pada mode 1 dan 2, diperoleh nilai periode 2,39 detik dan 2,35 detik.

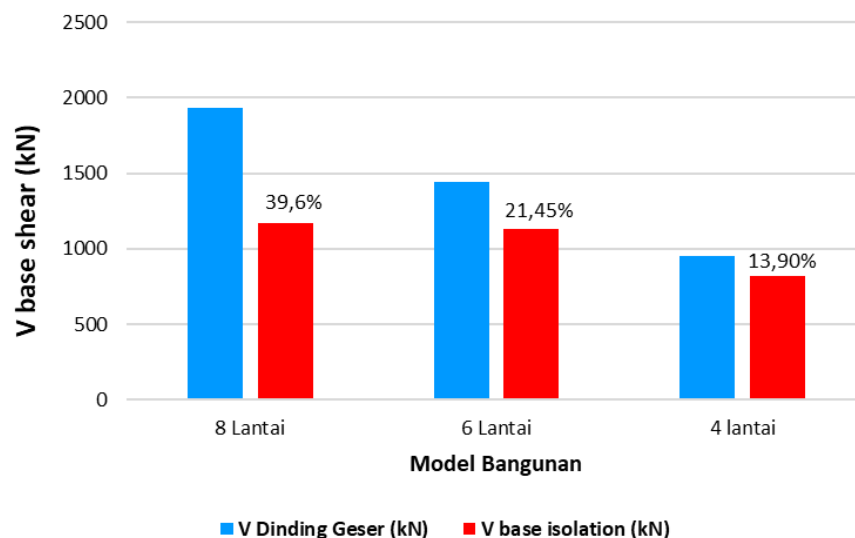
4.7.2 Perbandingan Gaya Geser Dasar (V)

Dari hasil perhitungan yang telah dianalisa sebelumnya didapatkan perbedaan V base shear pada struktur dengan dinding struktural dan struktur *base isolation* adalah sebagai berikut.

Tabel 4. 69 Perbandingan Gaya Geser Dasar (V)

No	Struktur	W (kN)	Cs	V base shear (kN)
1	Dinding struktural (8 lantai)	19.890,95	0,097	1.930,18
2	<i>Base Isolation</i> (8 Lantai)	19.571,68	0,059	1.169,23
3	Dinding struktural (6 lantai)	14.862,29	0,097	1.442,21
4	<i>Base Isolation</i> (6 Lantai)	14.716,30	0,077	1.133,02
5	Dinding struktural (4 lantai)	9.833,63	0,097	954,24
6	<i>Base Isolation</i> (4 Lantai)	9.674,27	0,085	821,4264

Berdasarkan tabel diatas, maka didapatkan grafik penurunan gaya geser dari sistem dinding struktural dan *base isolation* yang disajikan pada gambar 4.28 berikut.



Gambar 4. 30 Grafik Perbandingan Gaya Dalam

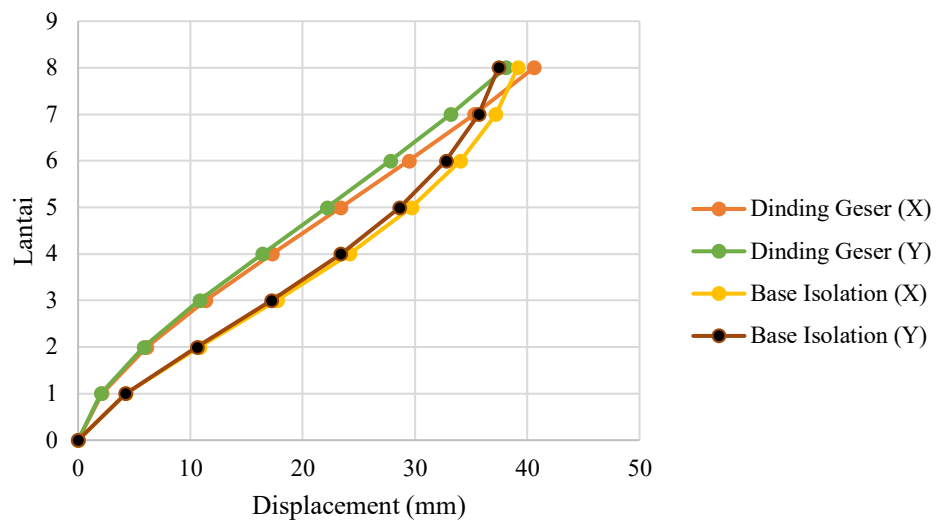
Penurunan gaya geser dasar paling besar terjadi pada struktur 8 lantai 39,5%, sedangkan yang paling kecil penurunan terjadi pada bangunan 4 lantai hanya 13,9%. Hal ini menunjukkan bahwa pengaruh base isolation lebih signifikan pada struktur tinggi, karena periode alami struktur yang lebih besar lebih selaras dengan fungsi *isolation* itu sendiri dalam memperpanjang waktu getar dan mengurangi respons terhadap gempa. Dari hasil perbandingan, sistem base isolation terbukti mampu mengurangi gaya geser dasar secara signifikan, khususnya pada struktur bertingkat tinggi. Hal ini memperlihatkan bahwa penggunaan base isolator paling efektif diterapkan pada bangunan dengan jumlah lantai lebih banyak, di mana pengaruh gempa terhadap struktur lebih besar.

4.7.3 Perbandingan Displacement dan Simpangan Antar Lantai

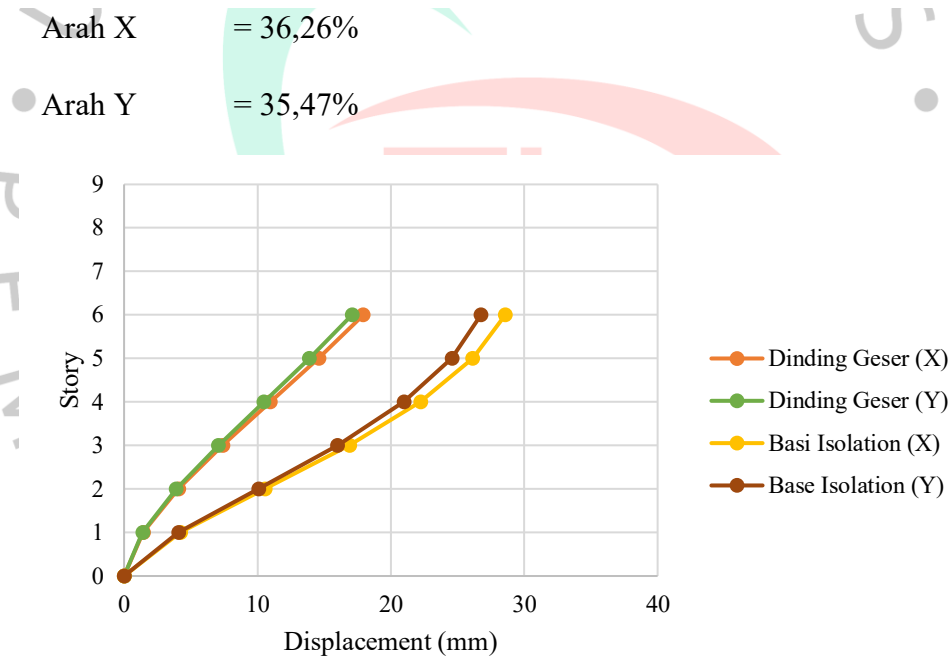
- Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai displacement dari masing-masing gedung dengan tinjauan gempa statik arah x dan arah y, didapatkan nilai sebagai berikut, pada bangunan 8 lantai.

Tabel 4. 70 Perbandingan Displacement Dinding struktural dan Base Isolation

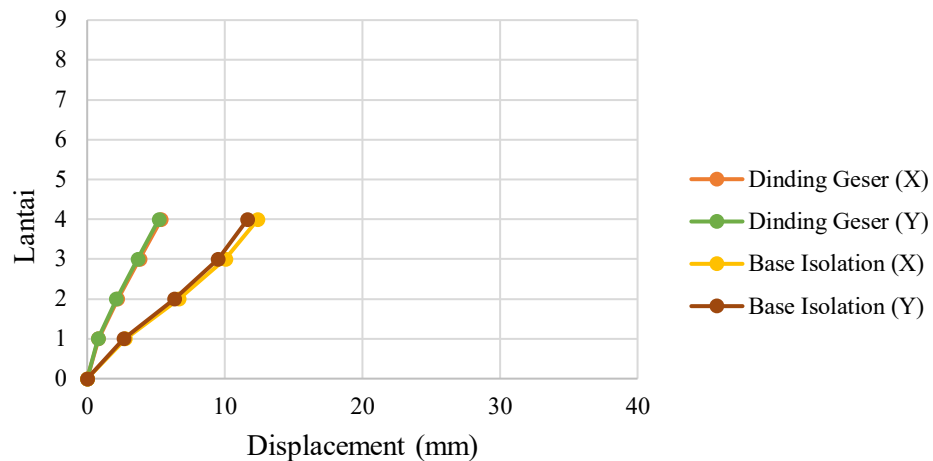
Lantai	Displacement Str.Dinding struktural		Displacement Str.Base Isolation	
	Arah X (mm)	Arah Y (mm)	Arah X (mm)	Arah Y (mm)
Base	0	0	0	0
1	2,13	2,03	4,268	4,224
2	6,12	5,84	10,815	10,589
3	11,35	10,82	17,721	17,238
4	17,26	16,41	24,149	23,384
5	23,4	22,16	29,68	28,64
6	29,46	27,8	34,066	32,774
7	35,27	33,16	37,187	35,672
8	40,6	38,11	39,15	37,436



Gambar 4. 31 Perbandingan Perbandingan Displacement model 8 lantai



Gambar 4. 32 Grafik Perbandingan Displacement Pada Bangunan 6 Lantai



Gambar 4. 33 Grafik Perbandingan Displacement Pada Bangunan 4 Lantai

Pada struktur dengan *base isolation*, *displacement* telah dikurangi dengan displacement relatif lantai dasar, dimana pada *base isolation* bangunan 8 lantai pada dasarnya mengalami perpindahan 67,58 mm, bangunan 6 lantai 50 mm, dan bangunan 4 lantai sebesar 33,02 mm.

Berdasarkan gambar 4.31 – 4.33 dan tabel 4.70 sebelumnya, pada sistem struktur dengan sistem *base Isolation* mengalami *displacement* cenderung lebih besar terutama pada lantai 1-4, dibandingkan dengan sistem struktur dengan dinding struktural. Nilai simpangan yang lebih besar khususnya pada lantai 1-4 ini terjadi karena karakteristik utama dari sistem isolasi dasar, yang bekerja dengan menempatkan elemen fleksibel *rubber* pada dasar bangunan, yang secara signifikan mengurangi percepatan gempa yang diteruskan ke struktur atas, tetapi mengizinkan dasar bangunan bergerak secara lateral, ini menyebabkan displacement lantai dasar meningkat, karena lantai atas "terlepas" dari getaran tanah, dan bergerak sebagai massa yang relatif kaku di atas sistem isolasi. Oleh karena itu, meskipun displacement total terhadap dasar lebih besar, simpangan antar lantai (*drift*) justru menurun terutama pada bangunan 8 lantai, yang berarti risiko kerusakan struktur dan non-struktur berkurang. Dapat disimpulkan penyebab peningkatan *displacement* ini terjadi :

1. Fleksibilitas *Base Isolation*

2. *Displacement* dihitung terhadap lantai dasar

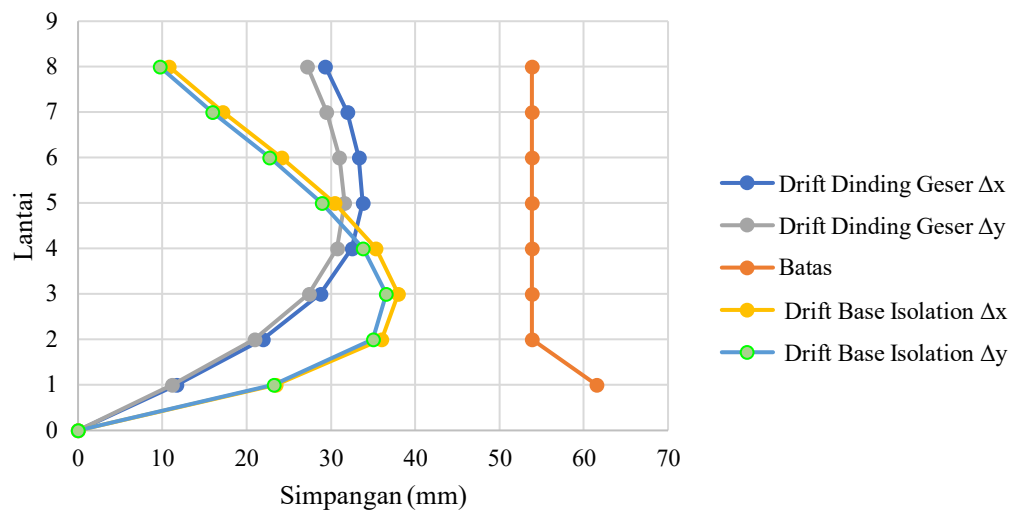
Karena displacement diukur terhadap dasar, maka pergerakan pada isolator masuk sebagai bagian dari displacement lantai dasar. Sementara pada struktur dengan dinding struktural, pergerakan terhadap tanah langsung dihambat oleh elemen kaku seperti dinding struktural, sehingga nilai displacement lantai 1 relatif lebih kecil.

Hasil ini sesuai dengan prinsip dasar sistem *base isolation* sebagaimana dijelaskan pada buku *Dynamics Of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering*, bahwa base isolation mengurangi respons gempa dengan memperpanjang periode alami bangunan dan meningkatkan fleksibilitas dasar, hal ini menghasilkan displacement lateral yang lebih besar pada lantai bawah bangunan tapi mengurangi percepatan struktur atas (Chopra, 2017). Diperkuat pada penelitian Poudel & Aryal, t.t.,2020 yang menunjukkan bahwa base isolation menghasilkan displacement awal besar pada lantai bawah, namun jauh lebih kecil *inter-story drift*.

Untuk simpangan antar lantai (*drift*), berdasarkan dari hasil perhitungan, drift masing-masing struktur untuk kedua arah gempa sebagai berikut, diambil salah satu model bangunan 8 lantai sebagai perbandingan hasil.

Tabel 4. 71 Perbandingan Drift Dinding struktural dan *Base Isolation*

Lantai	Dirift Str.Dinding struktural		Drift Str. Base Isolation	
	Arah X (mm)	Arah Y (mm)	Arah X (mm)	Arah Y (mm)
1	11,715	11,165	23,47	23,23
2	21,945	20,955	36,01	35,01
3	28,765	27,39	37,98	36,57
4	32,505	30,745	35,35	33,80
5	33,77	31,625	30,42	28,91
6	33,33	31,02	24,12	22,74
7	31,955	29,48	17,17	15,94
8	29,315	27,225	10,80	9,70



Gambar 4. 34 Hasil Analisia Drift bangunan 8 lantai

Berdasarkan hasil analisis *drift* di tiap lantai, tampak bahwa bangunan dengan sistem *base isolation* cenderung memiliki nilai *drift* yang lebih rendah dibandingkan struktur dengan dinding struktural, khususnya pada lantai atas, kondisi ini mengindikasikan bahwa penggunaan sistem isolasi dasar efektif dalam menekan deformasi lateral akibat gaya gempa. Sementara itu, nilai *drift* yang masih cukup besar pada lantai bawah merupakan hal yang wajar karena sifat fleksibel dari *base isolation*. Pada bagian atap *base isolation* mereduksi drift sebesar:

Arah X = 63,16%

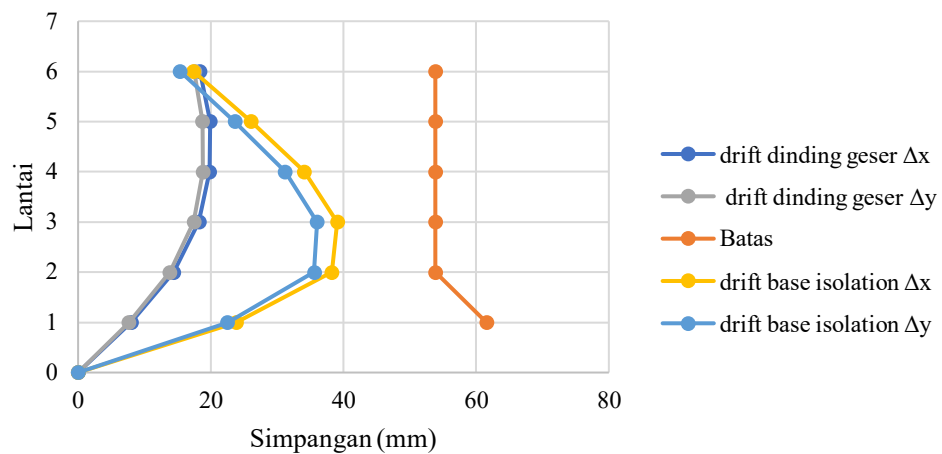
Arah Y = 64,37%

dan untuk bangunan 6 lantai *drift* pada *base isolation* mereduksi di bagian atap, sebesar:

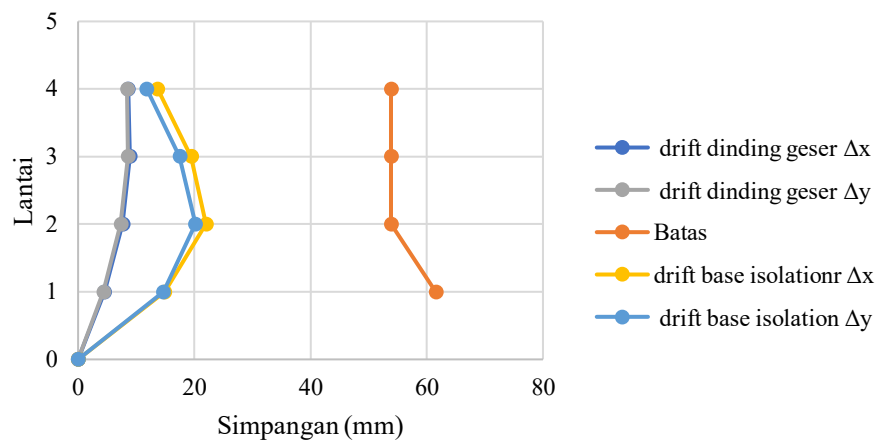
Arah X = 5,39%

Arah Y = 12,54%

Sedangkan dan untuk bangunan 4 lantai *drift* pada *base isolation* mengalami peningkatan lebih besar dibanding struktur dengan dinding struktural, yaitu sebesar 50,50% dan pada Arah Y 40,13%.



Gambar 4. 35 Hasil Analisia Drift bangunan 6 lantai



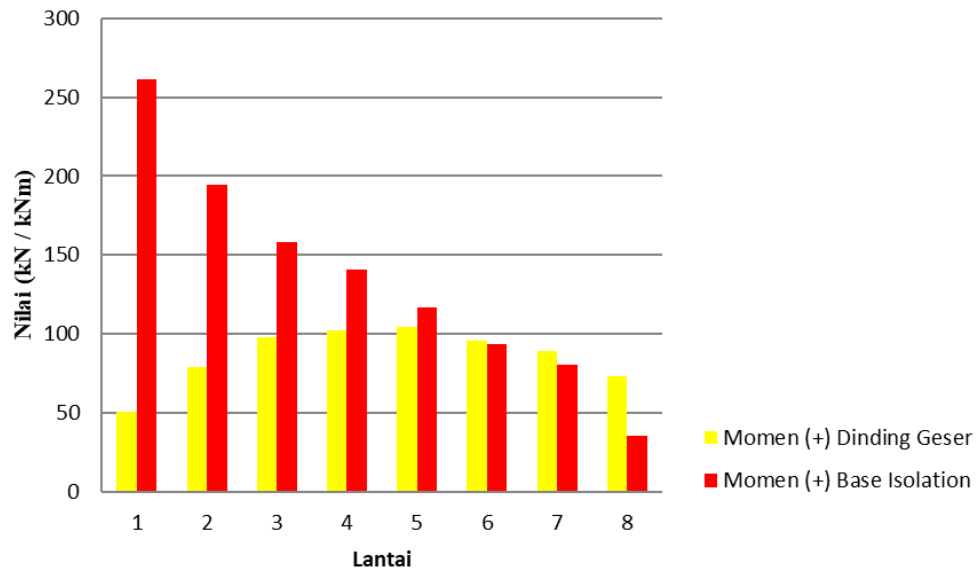
Gambar 4. 36 Hasil Analisia Drift bangunan 4 lantai

Di bangunan rendah yang sudah kaku terutama pada bangunan 4 lantai pada penelitian, penambahan fleksibilitas seperti base isolation justru menyebabkan drift naik karena bangunan jadi lebih "lentur." Jadi bukan gagal, tapi lebih ke arah ketidaksesuaian antara sistem dan karakteristik bangunan.

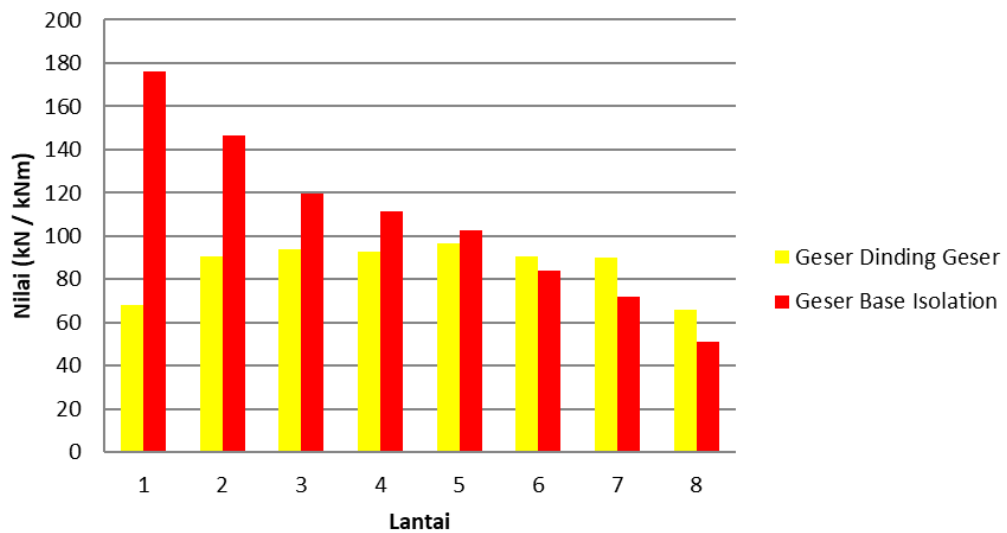
4.7.4 Perbandingan Momen Dan Gaya Geser

Berdasarkan data tabel 4.63 dan tabel 4.65 pada sub-bab 4.7.4 di atas, dapat disimpulkan bahwa secara umum, elemen balok pada struktur dengan sistem *base isolation* mengalami peningkatan gaya dalam dibandingkan struktur dengan dinding struktural. Berikut adalah grafik perbandingan kenaikan (atau penurunan) gaya dalam balok antara struktur *base isolation* dan

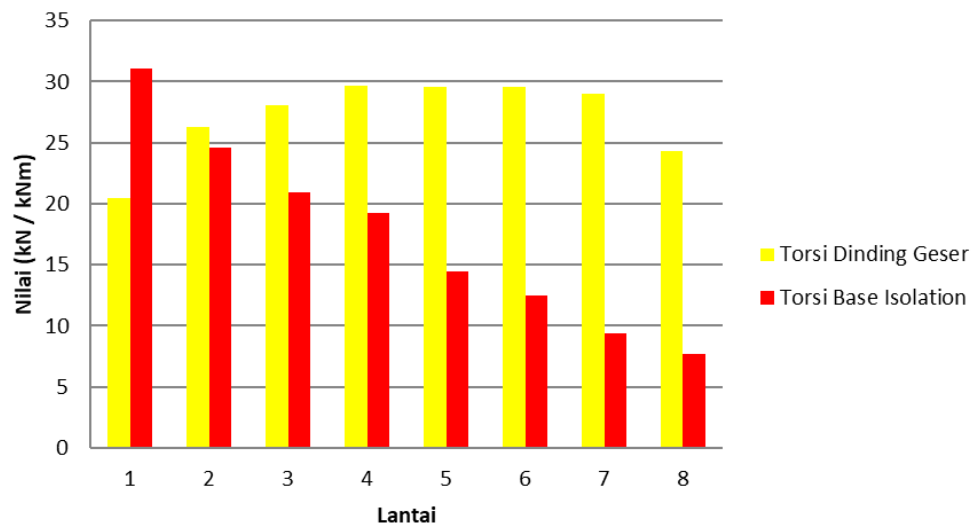
struktur dinding struktural untuk tiap lantai yang dapat dilihat pada gambar 4.37 sampai gambar 4.39



Gambar 4. 37 Perbandingan Momen Tumpuan



Gambar 4. 38 Perbandingan Gaya Geser



Gambar 4. 39 Perbandingan Torsi

Tabel 4. 72 Presentase Peningkatan Gaya Dalam Pada balok pada struktur *base isolation*

Presentase Peningkatan Gaya dalam Pada balok					
Lantai	Momen Tump (%)	Momen Lap (%)	Momen Tump+ (%)	Geser (%)	Torsi (%)
1	264.22%	361.26%	417.39%	158.66%	5.71%
2	118.22%	115.70%	230.06%	71.61%	0.50%
3	64.40%	53.24%	75.20%	16.96%	-13.60%
4	72.27%	43.64%	49.34%	3.84%	-26.05%
5	21.25%	31.19%	4.01%	-15.83%	-44.05%
6	29.20%	20.80%	1.12%	-20.89%	-48.41%
7	12.36%	10.83%	-10.31%	-34.37%	-53.85%
8	-32.25%	-43.75%	-51.29%	-22.97%	-64.38%

Berdasarkan gambar 4.37 dan 4.38, pada struktur:

- *Base isolation*, gaya dalam pada balok menunjukkan kecenderungan untuk menurun seiring bertambahnya ketinggian lantai. Gaya dalam terbesar umumnya terjadi pada lantai bawah (lantai 1–3), dan secara bertahap mengecil menuju lantai atas. Pola ini menunjukkan bahwa deformasi lateral dan rotasi relatif antar elemen struktur paling besar terjadi di bagian bawah

struktur, akibat interaksi langsung dengan sistem isolator yang diletakkan pada lantai dasar.

- Dinding struktural, pola distribusi gaya dalam menunjukkan kecenderungan meningkat hingga mencapai nilai maksimum pada pertengahan tinggi bangunan, kemudian menurun kembali di lantai atas. Hal ini sesuai dengan karakteristik dinding struktural sebagai elemen penahan lateral yang kaku, di mana respons struktur terhadap gempa cenderung terkonsentrasi pada titik-titik tertentu di tengah ketinggian bangunan, sebagai akibat dari pembentukan gaya inersia maksimum di area tersebut.

Peningkatan pada struktur dengan *base isolation* terjadi pada:

- Momen tumpuan sistem struktur dengan *base isolation* terutama di lantai 1-4, pada lantai 1 momen meningkat 264,22% dibandingkan dengan struktur dengan dinding struktural, hal ini menunjukkan bahwa displacement lateral besar dari isolator menghasilkan rotasi lebih besar pada ujung balok.
- Gaya Geser mengalami peningkatan yang besar pada lantai 1-3 sebesar 158% pada lantai 1 walaupun gaya geser dasar lebih kecil.
- Torsi, sedangkan untuk torsi mengalami penurunan yang cukup besar secara bertahap dari lantai dasar hingga atap, penurunan paling besar terjadi pada atap sebesar 64,38%, ini terjadi karena struktur menjadi lebih fleksibel lateral, sehingga rotasi yang menyebabkan torsi lokal berkurang.

Dari hasil perbandingan gaya dalam yang diperoleh, meskipun *base isolation* terbukti efektif dalam menurunkan *base shear* (gaya geser dasar) secara signifikan, namun yang terjadi pada balok menunjukkan peningkatan gaya dalam khususnya momen dan gaya geser internal. Hal ini mengindikasikan bahwa pernyataan umum bahwa *base isolation* mengurangi semua gaya dalam perlu dieksplorasi lebih lanjut, hal ini dapat terjadi dikarenakan,

- Dampak reduksi gaya geser dasar tanpa elemen penahan beban lateral *Base isolation* memisahkan struktur atas dari pondasi, sehingga gaya lateral gempa yang sampai ke struktur atas berkurang drastis. Hal ini dibuktikan oleh penelitian Ghasemi & Talaeitaba, yang menyatakan *base shear* dan *drift* lantai turun secara signifikan pada struktur isolasi gempa, namun,

karena tidak ada *shear wall* seperti pada struktur konvensional, balok dan kolom harus menanggung sisa beban lateral serta deformasi besar. Pada penelitian Fauzan dkk., 2020, yang menyatakan bahwa bahwa penggunaan HDRB base isolation menghasilkan pengurangan internal forces pada balok sebesar $\pm 29\%$ (shear) dan $\pm 35\%$ (momen), dibanding struktur fixed-base, namun penelitian ini menggunakan bangunan dengan *shear wall* tidak sepenuhnya SRPMK pada model bangunan dengan isolasi dasar penelitiannya.

- Peningkatan perpindahan dan rotasi
Struktur atas bergerak lebih bebas dan “melayang” karena isolasi, yang menyebabkan perpindahan (*displacement*) dan rotasi antar elemen meningkat, akibatnya muncul momen yang tinggi pada balok. Inilah yang menyebabkan gaya dalam balok meningkat meskipun gaya geser dasarnya turun.

Selanjutnya analisis pada elemen kolom difokuskan pada kolom di lantai dasar yang mengalami gaya aksial paling besar pada titik tertentu. Penjelasan lebih lanjut mengenai gaya-gaya tersebut disajikan pada tabel 4. berikut ini.

Tabel 4. 73 Gaya Dalam Kolom

Gaya Dalam Kolom				
Struktur	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)	Geser (kN)
Dinding struktural	1782,250	110,530	105,520	73,290
Base Isolation	1710,220	351,000	107,630	147,720

Berdasarkan hasil gaya dalam yang diperoleh struktur *base isolation* mengalami penurunan pada gaya aksialnya sebesar 72.03 kN. namun untuk momen pada M2 dan M3 mengalami peningkatan yang cukup besar.