

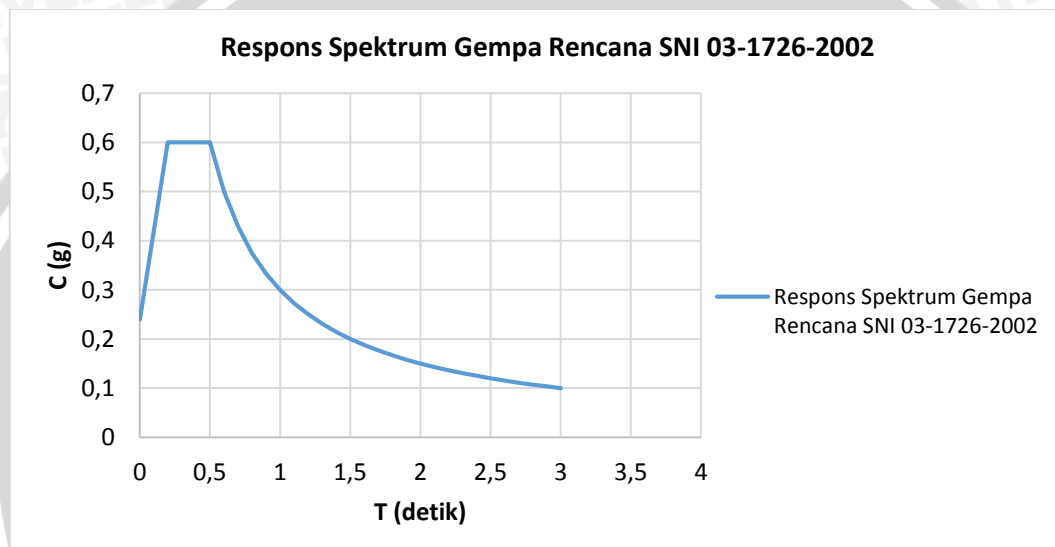
BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1. Spektrum Respons Desain

4.1.1. Spektrum Respons Desain Berdasarkan SNI 03-1726-2002

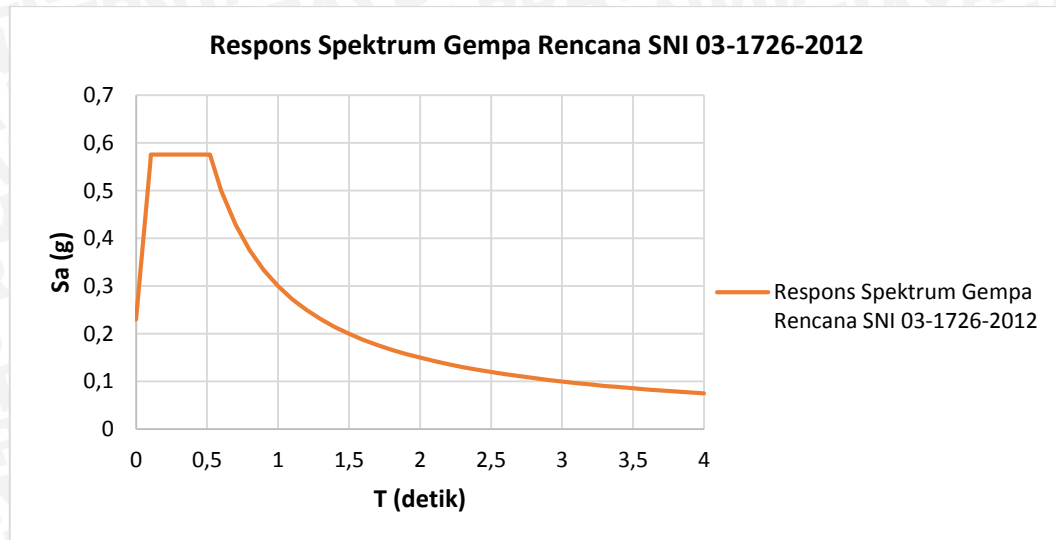
Berdasarkan Gambar 2.1 kota Malang termasuk ke dalam kategori zona wilayah gempa 4 dengan percepatan puncak batuan dasar sebesar 0,20g. Jenis tanah tempat model gedung adalah tanah keras. Sehingga spektrum gempa rencana SNI 03-1726-2002 sebagai berikut :



Gambar 4.1 Respons spektrum gempa rencana SNI 03-1726-2002

4.1.2. Spektrum Respons Desain Berdasarkan SNI 03-1726-2012

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, spektrum respons rencana desain harus dibuat terlebih dahulu. Data percepatan batuan dasar yang berada di kota Malang adalah $S_S = 0,8$ dan $S_I = 0,3$. Dengan melakukan tahapan dalam membuat spektrum respons desain berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 6.4, sehingga didapatkan spektrum gempa rencana SNI 03-1726-2012 sebagai berikut :



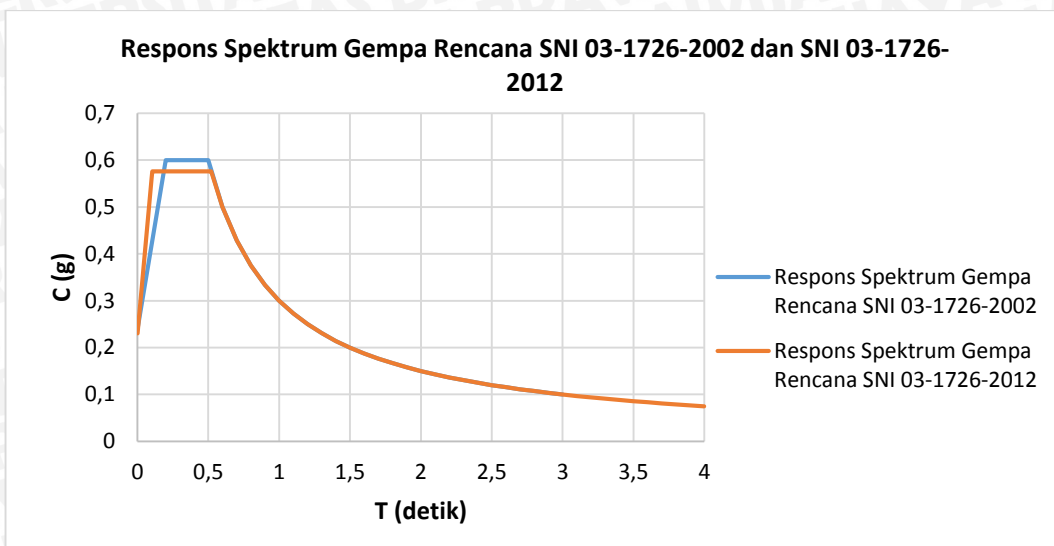
Gambar 4.2 Respons spektrum gempa rencana SNI 03-1726-2012

4.1.3. Pembahasan dan Perbandingan Spektrum Respons Desain SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012

Dari hasil respons gempa rencana tersebut, terdapat perbedaan respons gempa rencana antara SNI 03-1726-2002 dengan SNI 03-1726-2012. Hal ini terjadi karena kedua standar kegempaan tersebut memiliki peta wilayah gempa yang berbeda. Pada SNI 03-1726-2002 respons gempa rencana ditentukan berdasarkan zona wilayah gempa dan jenis tanah. Sedangkan pada SNI 03-1726-2012 peta gempa ditentukan berdasarkan parameter gerak tanah S_s (percepatan batuan dasar periode pendek) dan S_I (percepatan batuan dasar periode 1 detik), kemudian respons gempa rencana dibuat dahulu sesuai prosedur.

Perbandingan respons gempa rencana tersebut dapat dilihat pada grafik Gambar 4.3, sehingga dapat disimpulkan bahwa :

- Faktor respons gempa yang dihasilkan pada $0,2 \text{ detik} > T$ berdasarkan standar kegempaan SNI 03-1726-2012 memiliki nilai lebih besar dibandingkan dengan SNI 03-1726-2002,
- pada $0,2 \text{ detik} < T < 0,5 \text{ detik}$ faktor respons gempa berdasarkan standar kegempaan SNI 03-1726-2002 memiliki nilai lebih besar dibandingkan dengan SNI 03-1726-2012, dan
- pada $T > 0,5 \text{ detik}$ faktor respons gempa berdasarkan standar kegempaan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 memiliki besar yang relatif sama, demikian juga dengan bentuk lekukan juga relatif sama.



Gambar 4.3 Perbandingan respons spektrum gempa rencana SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012

4.2. Analisis Gempa Statis Linier

4.2.1. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen

4.2.1.1. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen Berdasarkan SNI 03-1726-2002

Analisis gempa statis linier menggunakan model gedung 4 lantai dengan ketinggian gedung 16 meter. Berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 6.2, waktu getar alami struktur T_1 untuk struktur gedung di dalam penentuan faktor respons gempa C_1 ditentukan dari hasil rumus empirik atau yang didapat dari hasil analisis 3 dimensi, nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20% dari rumus Reyleigh berikut :

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \dots \dots \dots (4-1)$$

Tabel 4.1 Perhitungan T Rayleigh berdasarkan SNI 03-1726-2002 pada model gedung 4 lantai

Lantai	W_i (kg)	d_i (mm)	d_i^2 (mm ²)	F_i (kg)	$W_i d_i^2$	$F_i d_i$
Atap	172821.60	28.08	788.71	28837.03	136306306.64	809859.01
Lantai 4	310687.20	23.22	539.21	38880.97	167527149.15	902854.94
Lantai 3	310687.20	15.28	233.33	25920.64	72491285.12	395937.85
Lantai 2	379432.80	5.83	34.02	15828.05	12909779.47	92324.99
Total	1173628.80				389234520.37	2200976.79
T	0.85 detik					
T + 20%	1.02 detik					

Sedangkan dari rumus empirik T adalah $0,0731 \times h^{0,75}$, jadi sudah memenuhi $T_{empirik} = 0,58 \text{ detik} < T_{Rayleigh} = 1,02 \text{ detik}$. Selain itu, berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 5.6,

pembatasan maksimum waktu getar alami struktur adalah $T < \zeta n = 0,17 \times 4 = 0,68$ detik. Jadi, dapat disimpulkan $T = 0,58$ detik sudah memenuhi persyaratan.

Dengan nilai T tersebut, akan didapat nilai C berdasarkan Gambar 2.5 untuk kota Malang wilayah gempa 4 untuk jenis tanah keras, yaitu $C = \frac{0,30}{T} = \frac{0,30}{0,58} = 0,51g$. Kemudian dilakukan perhitungan gaya geser nominal statik ekivalen (V) yaitu:

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t = \frac{0,51 \times I}{5,5} 1173628,80 = \mathbf{109466,68 \text{ kg}}$$

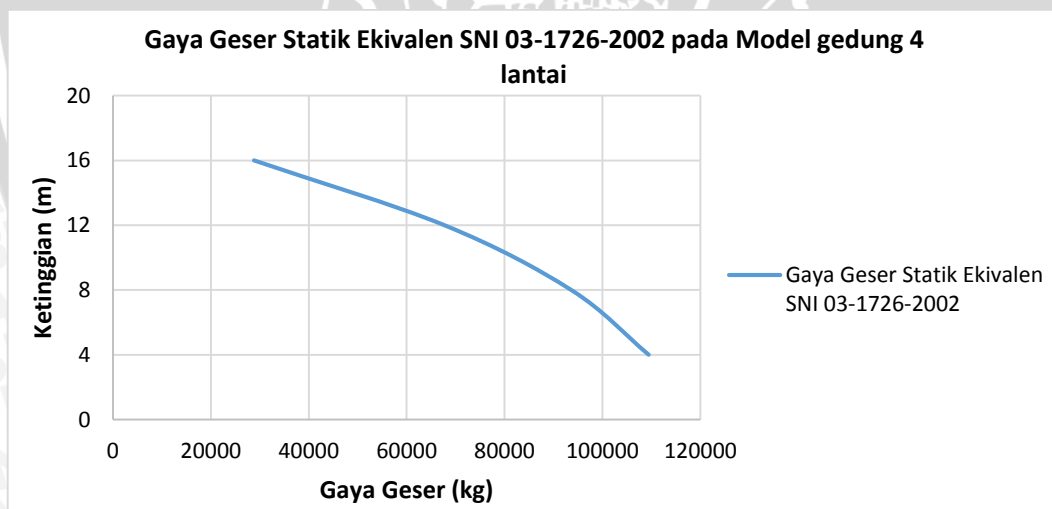
Distribusi gaya gempa ditentukan berdasarkan :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \dots\dots\dots (4-2)$$

$$V_i = \sum_{i=1}^n F_i \dots\dots\dots (4-3)$$

Tabel 4.2 Perhitungan distribusi gaya geser berdasarkan SNI 03-1726-2002 pada model gedung 4 lantai

Lantai	W_i (kg)	z_i (m)	$W_i z_i$ (kgm)	F_i (kg)	V_i (kg)
Atap	172821.60	16	2765145.60	28837.03	28837.03
Lantai 4	310687.20	12	3728246.40	38880.97	67717.99
Lantai 3	310687.20	8	2485497.60	25920.64	93638.64
Lantai 2	379432.80	4	1517731.20	15828.05	109466.68
Total	1173628.80		10496620.80		



Gambar 4.4 Distribusi gaya geser berdasarkan statik ekivalen SNI 03-1726-2002 pada model gedung 4 lantai

4.2.1.2. Prosedur Gaya Lateral Ekivalen Berdasarkan SNI 03-1726-2012

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2, periode fundamental struktur T dibatasi oleh batas maksimum dan batas minimum, yaitu:

$$T_{a (min)} = C_t h_n^x = 0,0466 \times 16^{0,9} = 0,57 \text{ detik}$$



$$T_{a(max)} = C_u T_{a(min)} = 1,4 \times 0,57 = 0,79 \text{ detik}$$

Jadi, nilai T yang digunakan adalah 0,57 detik.

Sedangkan nilai koefisien respons seismik C_s ditentukan sebagai berikut:

$$C_{s(max)} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,58}{\left(\frac{5}{1}\right)} = 0,12$$

$$C_{s(hitungan)} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,30}{0,57 \left(\frac{5}{1}\right)} = 0,11$$

$$C_{s(min)} = 0,044 S_{SD} I_e = 0,044 \times 0,58 \times 1 = 0,03 \geq 0,01$$

Jadi, nilai C_s yang digunakan adalah 0,11 karena nilai $C_{s(hitungan)}$ terletak di interval antara

$C_{s(min)}$ dan $C_{s(max)}$.

Kemudian dilakukan perhitungan gaya lateral statik ekuivalen (V) yaitu:

$$V = C_s W_t = 0,11 \times 1173628,80 = \mathbf{124620, 10 \text{ kg}}$$

Distribusi gaya gempa ditentukan berdasarkan :

$$F_i = C_{vx} V = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V \quad \dots \dots \dots (4-4)$$

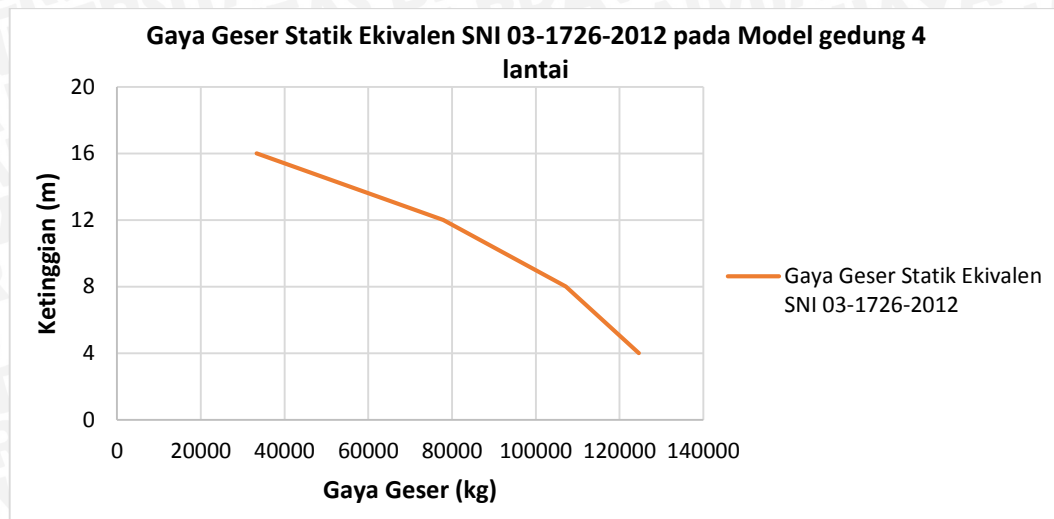
$$V_i = \sum_{i=1}^n F_i \quad \dots \dots \dots (4-5)$$

Nilai k merupakan eksponen terkait dengan periode struktur. Untuk struktur yang mempunyai periode 0,5 detik atau kurang, $k = 1$. Untuk struktur yang mempunyai periode 2,5 detik atau lebih, $k = 2$. Sedangkan untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5-2,5 detik, $k =$ hasil interpolasi. Maka nilai k yang digunakan dengan $T = 0,57$ detik adalah:

$$\frac{(2 - 1)}{(k - 1)} = \frac{(2,5 - 0,5)}{(0,57 - 0,5)} \rightarrow k = 1,035$$

Tabel 4.3 Perhitungan distribusi gaya geser berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada model gedung 4 lantai

Lantai	h_i (m)	W_i (kg)	$W_i h_i^k$ (kgm)	C_{vx}	F_i (kg)	V_i (kg)
Atap	16	172821.60	3046928.08	0.27	33365.50	33365.50
Lantai 4	12	310687.20	4067016.65	0.36	44536.02	77901.53
Lantai 3	8	310687.20	2673138.73	0.23	29272.31	107173.84
Lantai 2	4	379432.80	1593187.76	0.14	17446.26	124620.10
Total		1173628.80	11380271.22	1.00		



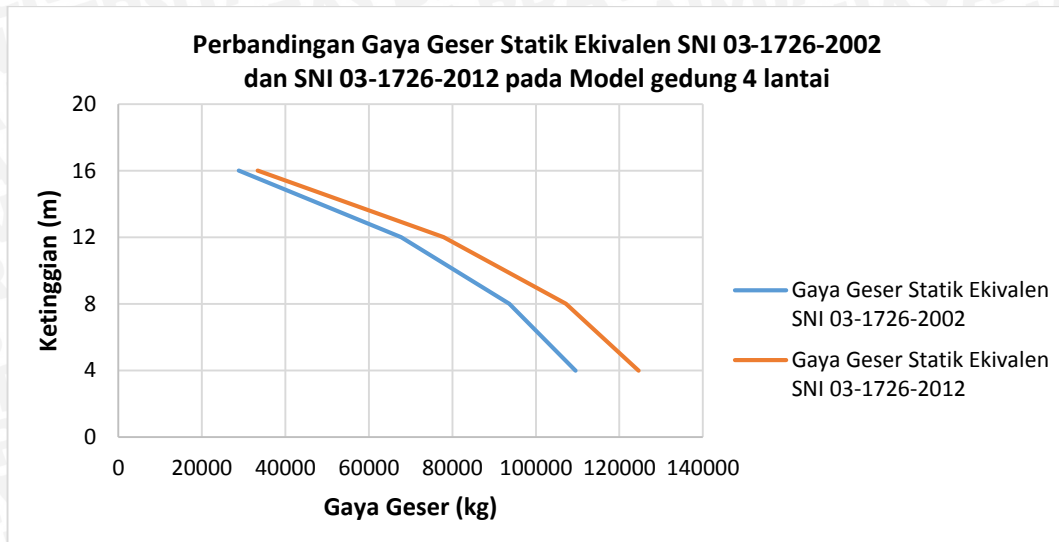
Gambar 4.5 Distribusi gaya geser berdasarkan statik ekuivalen SNI 03-1726-2012 pada model gedung 4 lantai

4.2.1.3. Pembahasan dan Perbandingan Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012

Hasil perhitungan gaya geser nominal statik ekuivalen (V) berdasarkan SNI 03-1726-2002 sebesar 109,5 ton sedangkan berdasarkan SNI 03-1726-2012 sebesar 124,6 ton. Dari hasil tersebut dapat disimpulkan bahwa gaya geser dasar (*base shear*) yang dihasilkan oleh standar kegempaan SNI 03-1726-2012 lebih besar daripada SNI 03-1726-2002, yaitu lebih besar 13,84%. Hal ini terjadi karena koefisien gempa yang digunakan pada SNI 03-1726-2012 lebih besar jika dibandingkan dengan SNI 03-1726-2002.

Gaya geser dasar ini kemudian didistribusikan pada setiap lantai gedung. Pendistribusian gaya gempa berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 memiliki rumus yang berbeda. Grafik yang dihasilkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 memiliki bentuk kecenderungan pola kurva yang sama. Pada grafik akan terlihat semakin tinggi gedung, semakin kecil selisih distribusi gaya gesernya. Hal ini terjadi karena pada SNI 03-1726-2012 ketinggian gedung dipangkatkan dengan nilai k yang merupakan eksponen terkait dengan periode struktur. Nilai k yang digunakan dengan $T = 0,57$ detik adalah 1,035.

Demikian pula pada momen lentur yang akan dihasilkan juga memiliki kecenderungan pola kurva yang sama, yaitu momen lentur yang dihasilkan SNI 03-1726-2012 lebih besar daripada SNI 03-1726-2002. Berikut merupakan grafik gaya geser terhadap ketinggian gedung berdasarkan gaya lateral statik ekuivalen berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012:



Gambar 4.6 Perbandingan distribusi gaya geser berdasarkan statik ekivalen SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada model gedung 4 lantai

4.2.2. Kombinasi Pembebanan

4.2.2.1. Kombinasi Pembebanan Berdasarkan SNI 03-1726-2002

Berdasarkan SNI 03-1726-2002, faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati, beban hidup dan beban gempa adalah:

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3. 1,2 DL + 1,0 LL \pm 0,3 EX \pm 1,0 EY
4. 1,2 DL + 1,0 LL \pm 1,0 EX \pm 0,3 EY
5. 0,9 DL \pm 0,3 EX \pm 1,0 EY
6. 0,9 DL \pm 1,0 EX \pm 0,3 EY

Untuk Input pembebanan, kombinasi pembebanannya setelah dijabarkan adalah:

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3. 1,2 DL + 1,0 LL + 0,3 EX + 1,0 EY
4. 1,2 DL + 1,0 LL - 0,3 EX - 1,0 EY
5. 1,2 DL + 1,0 LL + 0,3 EX - 1,0 EY
6. 1,2 DL + 1,0 LL - 0,3 EX + 1,0 EY
7. 1,2 DL + 1,0 LL + 1,0 EX + 0,3 EY
8. 1,2 DL + 1,0 LL - 1,0 EX - 0,3 EY
9. 1,2 DL + 1,0 LL + 1,0 EX - 0,3 EY
10. 1,2 DL + 1,0 LL - 1,0 EX + 0,3 EY

- 11. 0,9 DL + 0,3 EX + 1,0 EY
- 12. 0,9 DL - 0,3 EX - 1,0 EY
- 13. 0,9 DL + 0,3 EX - 1,0 EY
- 14. 0,9 DL - 0,3 EX + 1,0 EY
- 15. 0,9 DL + 1,0 EX + 0,3 EY
- 16. 0,9 DL - 1,0 EX - 0,3 EY
- 17. 0,9 DL + 1,0 EX - 0,3 EY
- 18. 0,9 DL - 1,0 EX + 0,3 EY

4.2.2.2. Kombinasi Pembebanan Berdasarkan SNI 03-1726-2012

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati, beban hidup dan beban gempa sama dengan SNI 03-1726-2002. Akan tetapi, pada kombinasi yang terdapat beban gempa di dalam persamaannya harus didesain menggunakan pengaruh beban gempa yang ditentukan seperti berikut:

$$E = E_h \pm E_v = (\rho Q_E) \pm (0,2S_{DS} DL) \dots\dots\dots (4-6)$$

dimana :

- E = pengaruh beban gempa
- E_h = pengaruh beban gempa horizontal
- E_v = pengaruh beban gempa vertikal
- ρ = faktor redundansi
- Q_E = pengaruh gaya gempa horizontal dari V
- S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain periode pendek

Sehingga kombinasi pembebanannya menjadi seperti berikut:

- 1. 1,4 DL
- 2. 1,2 DL + 1,6 LL
- 3. 1,2 DL + 1,0 LL \pm 0,3 ($\rho Q_E + 0,2S_{DS} DL$) \pm 1,0 ($\rho Q_E + 0,2S_{DS} DL$)
- 4. 1,2 DL + 1,0 LL \pm 1,0 ($\rho Q_E + 0,2S_{DS} DL$) \pm 0,3 ($\rho Q_E + 0,2S_{DS} DL$)
- 5. 0,9 DL \pm 0,3 ($\rho Q_E - 0,2S_{DS} DL$) \pm 1,0 ($\rho Q_E - 0,2S_{DS} DL$)
- 6. 0,9 DL \pm 1,0 ($\rho Q_E - 0,2S_{DS} DL$) \pm 0,3 ($\rho Q_E - 0,2S_{DS} DL$)

Nilai ρ merupakan faktor redundansi yang harus dikenakan pada sistem penahan gempa dalam masing-masing kedua arah orthogonal untuk semua struktur sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.3.4. Pada gedung ini memiliki $\rho = 1,3$ karena memiliki

kategori desain seismik D dan $S_{DS} = 0,58$, hasil kombinasi pembebanannya setelah dijabarkan adalah:

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3. 1,35 DL + 1,0 LL + 0,39 EX + 1,3 EY
4. 1,05 DL + 1,0 LL - 0,39 EX - 1,3 EY
5. 1,12 DL + 1,0 LL + 0,39 EX - 1,3 EY
6. 1,28 DL + 1,0 LL - 0,39 EX + 1,3 EY
7. 1,35 DL + 1,0 LL + 1,3 EX + 0,39 EY
8. 1,05 DL + 1,0 LL - 1,3 EX - 0,39 EY
9. 1,28 DL + 1,0 LL + 1,3 EX - 0,39 EY
10. 1,12 DL + 1,0 LL - 1,3 EX + 0,39 EY
11. 0,75 DL - 0,39 EX - 1,3 EY
12. 1,05 DL + 0,39 EX + 1,3 EY
13. 0,98 DL - 0,39 EX + 1,3 EY
14. 0,82 DL + 0,39 EX - 1,3 EY
15. 0,75 DL - 1,3 EX - 0,39 EY
16. 1,05 DL + 1,3 EX + 0,39 EY
17. 0,82 DL - 1,3 EX + 0,39 EY
18. 0,98 DL + 1,3 EX - 0,39 EY

4.2.2.3. Pembahasan dan Perbandingan Kombinasi Pembebanan Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012

Kombinasi pembebanan antara SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 memiliki faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati, beban hidup dan beban gempa yang sama. Akan tetapi, pada beban gempa SNI 03-1726-2012 harus didesain menggunakan pengaruh beban gempa $E = E_h \pm E_v$ dimana E_h merupakan pengaruh beban gempa horizontal dan E_v merupakan pengaruh beban gempa vertikal. Sehingga koefisien pada beban mati dan beban gempa menjadi berubah akibat dari pengaruh beban gempa tersebut.

Secara keseluruhan dari hasil tersebut, dapat disimpulkan bahwa kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 03-1726-2012 memiliki koefisien yang lebih besar dibandingkan dengan SNI 03-1726-2002 akibat dari pengaruh beban gempa.

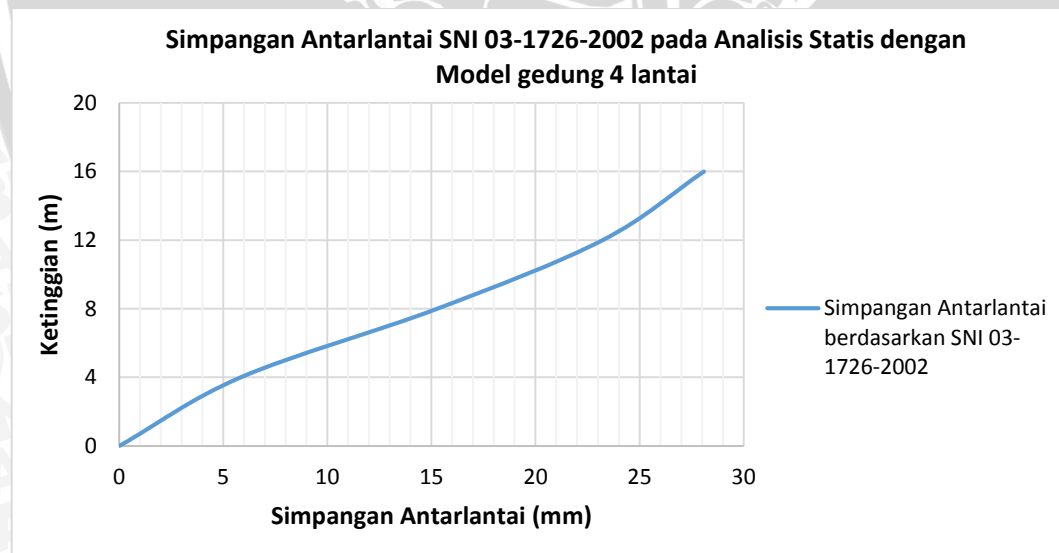
4.2.3. Simpangan Antarlantai pada Analisis Statis

4.2.3.1. Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2002 pada Analisis Statis

Simpangan antarlantai berdasarkan kinerja batas layan (Δs) SNI 03-1726-2002 pasal 8.1, dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui $\frac{0,03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang nilainya lebih kecil. Sedangkan simpangan antarlantai berdasarkan kinerja batas ultimit (Δm) SNI 03-1726-2002 pasal 8.2, dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa dikalikan dengan faktor pengali untuk struktur gedung beraturan $\xi = 0,7 R$. Untuk memenuhi syarat kinerja batas ultimit, simpangan antarlantai tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat. Berikut merupakan simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dari program Staad.Pro V8i:

Tabel 4.4 Simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 pada analisis statis model gedung 4 lantai

Lantai	Δs (mm)	Drift Δs antar lantai (mm)	Syarat Drift Δs (mm)	Δm (mm)	Drift Δm antar lantai (mm)	Syarat Drift Δm (mm)	Cek
Lantai 4	28.08	4.86	21.82	108.12	18.72	80.00	OK
Lantai 3	23.22	7.95	21.82	89.40	30.59	80.00	OK
Lantai 2	15.28	9.44	21.82	58.81	36.35	80.00	OK
Lantai 1	5.83	5.83	21.82	22.46	22.46	80.00	OK



Gambar 4.7 Simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 pada analisis statis dengan model gedung 4 lantai

4.2.3.2. Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada

Analisis Statis

Simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.6, dihitung sebagai defleksi pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Defleksi pusat massa di tingkat x harus ditentukan dengan persamaan:

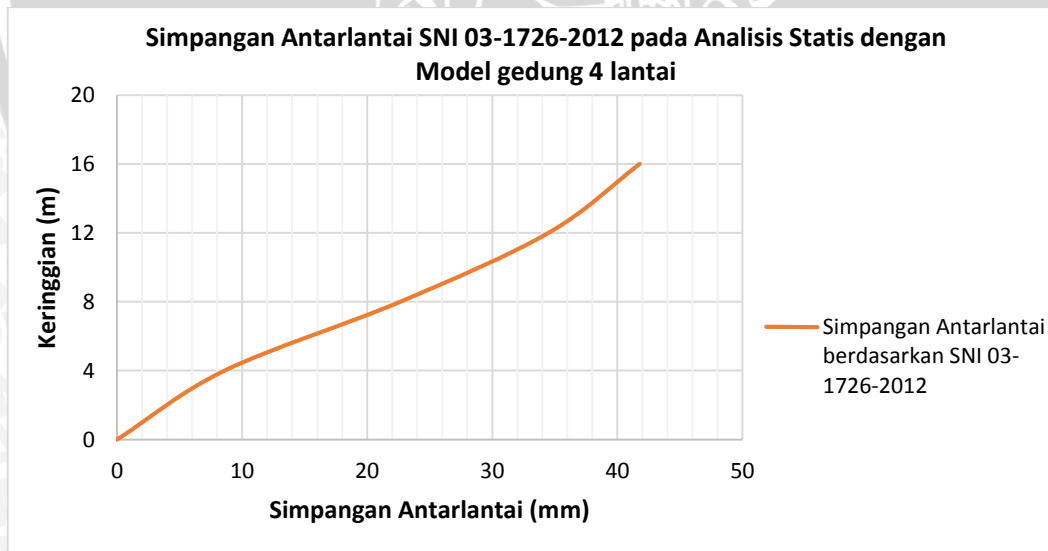
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (4-7)$$

Nilai C_d merupakan faktor pembesaran defleksi, untuk rangka beton bertulang pemikul momen menengah adalah 4,5. Sedangkan nilai I_e merupakan faktor keutamaan gempa yaitu 1.

Untuk memenuhi syarat kinerja batas ultimit, simpangan antarlantai tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat. Berikut merupakan simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 dari program Staad.Pro V8i:

Tabel 4.5 Simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada analisis statis dengan model gedung 4 lantai

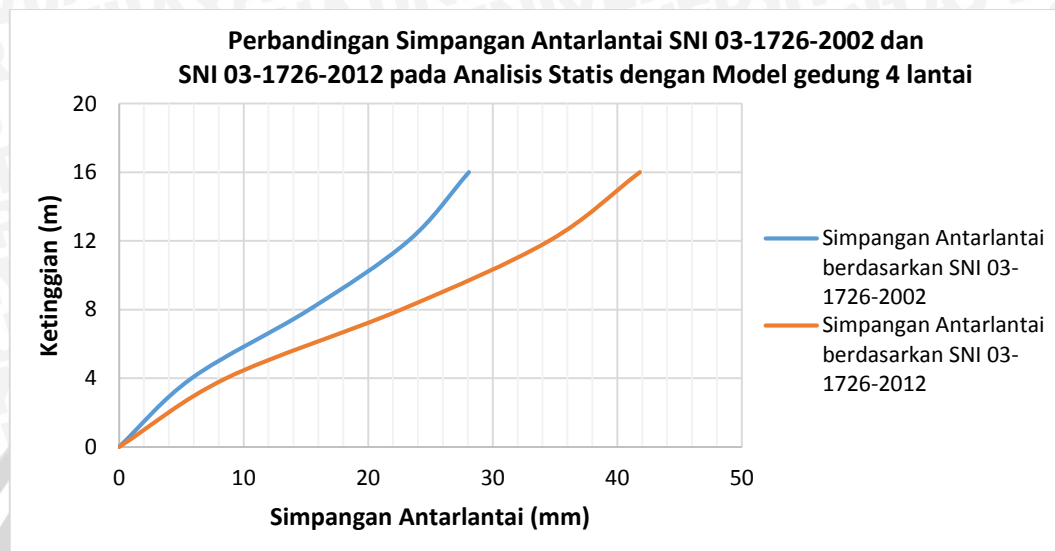
Lantai	δ_{xe} (mm)	Drift δ_{xe} antar lantai (mm)	δ_x (mm)	Drift δ_x antar lantai (mm)	Syarat Drift δ_x (mm)	Cek
Lantai 4	41.81	7.29	32.79	20.57	80.00	OK
Lantai 3	34.52	11.86	53.35	9.90	80.00	OK
Lantai 2	22.67	14.06	63.25	24.51	80.00	OK
Lantai 1	8.61	8.61	38.74	38.74	80.00	OK



Gambar 4.8 Simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada analisis statis dengan model gedung 4 lantai

4.2.3.3. Pembahasan dan Perbandingan Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-20012 pada Analisis Statis

Berikut merupakan grafik simpangan antarlantai terhadap ketinggian gedung berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada model gedung 4 lantai:



Gambar 4.9 Perbandingan simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada analisis statis dengan model gedung 4 lantai

Berdasarkan grafik tersebut, dapat disimpulkan bahwa simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 lebih besar dibandingkan dengan SNI 03-1726-2002, yaitu lebih besar 48,37%. Hal ini terjadi karena kombinasi pembebanan yang digunakan pada SNI 2012 lebih besar jika dibandingkan dengan SNI 2002.

Bentuk dari grafik antara SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 menunjukkan kecenderungan pola kurva yang sama, hal ini disebabkan oleh pendistribusian gaya geser yang cenderung sama antara kedua standar kegunaan tersebut.

4.3. Analisis Gempa Dinamis Linier

4.3.1. Prosedur Analisis Spektrum Respons Ragam

4.3.1.1. Prosedur Analisis Spektrum Respons Ragam Berdasarkan

SNI 03-1726-2002

Analisis spektrum respons ragam menggunakan model gedung 10 lantai dengan ketinggian gedung 40 meter. Prosedur analisis spektrum respons ragam dilakukan dengan menggunakan program Staad.Pro V8i. Analisis spektrum respons ragam dilakukan dengan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination / CQC*) dengan input gaya gempa respons spektra zona wilayah gempa 4 dengan jenis tanah keras

sesuai pada subbab 4.1.1. Penggunaan metode CQC karena memiliki waktu getar alami yang berdekatan, yaitu selisihnya kurang dari 15%.

Tabel 4.6 Frekuensi, periode dan partisipasi massa berdasarkan SNI 03-1726-2002 pada model gedung 10 lantai

Mode	Frekuensi (Hz)	T (detik)	Partisipasi Massa (%)	
			Arah X	Arah Y
1	1.749	0.572	0	79.213
2	1.749	0.572	79.226	0
3	1.887	0.530	0	0
4	4.321	0.231	0	0
5	5.500	0.182	0	10.237
6	5.506	0.182	10.243	0
Total			89.469	89.450

Jumlah ragam partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 89,47%. Hasil ini mendekati nilai 90%, jadi dianggap sudah memenuhi persyaratan batas partisipasi massa. Untuk nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 7.1.3, tidak boleh kurang dari 80% nilai gaya lateral statik ekuivalen.

$$V_t \geq 80\% V_l \quad \dots \dots \dots (4-8)$$

dimana :

V_t = gaya geser nominal yang didapat dari hasil analisis spektrum respons ragam

V_l = gaya geser nominal statik ekuivalen

Nilai V_t yang didapat **50912,84** kg sedangkan nilai 80% V_l adalah 80% x 109466,68 = 87573,34 kg. Sehingga dapat disimpulkan hasil perhitungan gaya geser yang dihasilkan dari prosedur analisis spektrum respons ragam dengan metode CQC lebih kecil dibandingkan dengan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen.

4.3.1.2. Prosedur Analisis Spektrum Respons Ragam Berdasarkan SNI 03-1726-2012

Prosedur analisis spektrum respons ragam dilakukan dengan menggunakan program Staad.Pro V8i. Analisis spektrum respons ragam dilakukan dengan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination / CQC*) dengan input $S_s = 0,8$; $S_l = 0,3$; $F_a = 1,08$ dan $F_v = 1$, sesuai pada subbab 4.1.2. Penggunaan metode CQC karena memiliki waktu getar alami yang berdekatan, yaitu selisihnya kurang dari 15%.

Tabel 4.7 Frekuensi, Periode dan partisipasi massa berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada model gedung 10 lantai

Mode	Frekuensi (Hz)	T (detik)	Partisipasi Massa (%)	
			Arah X	Arah Y
1	1.749	0.572	0	79.213
2	1.749	0.572	79.226	0
3	1.887	0.530	0	0
4	4.321	0.231	0	0
5	5.500	0.182	0	10.237
6	5.506	0.182	10.243	0
Total			89.469	89.450

Jumlah ragam partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 89,47%. Hasil ini mendekati nilai 90%, jadi dianggap sudah memenuhi persyaratan batas partisipasi massa. Untuk nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.4.1, tidak boleh kurang dari 85% nilai gaya lateral statik ekuivalen.

$$V_t \geq 85\% V_l \quad \dots \dots \dots (4-9)$$

dimana :

V_t = gaya geser nominal yang didapat dari hasil analisis spektrum respons ragam

V_l = gaya geser nominal statik ekuivalen

Nilai V_t yang didapat **75637,76 kg** sedangkan nilai 85% V_l adalah 85% x 124620,10 = 105927,09 kg. Sehingga dapat disimpulkan hasil perhitungan gaya geser yang dihasilkan dari prosedur analisis spektrum respons ragam dengan metode CQC lebih kecil dibandingkan dengan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen.

4.3.1.3. Pembahasan dan Perbandingan Analisis Spektrum Respons Ragam Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012

Dari hasil analisis spektrum respons ragam berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012, diperoleh hasil partisipasi massa ragam kombinasi sebesar 89,47%. Hasil ini mendekati nilai 90%, jadi dianggap sudah memenuhi persyaratan batas partisipasi massa.

Untuk hasil perhitungan gaya geser yang dihasilkan dari prosedur analisis spektrum respons ragam dengan metode CQC berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 lebih kecil dibandingkan dengan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen. Hasil gaya geser analisis spektrum respons ragam berdasarkan SNI 03-1726-2012 lebih besar daripada SNI 03-1726-2002, yaitu lebih besar 48,56%. Hal ini terjadi karena faktor

respons gempa dan kombinasi pembebanan pada SNI 03-1726-2012 lebih besar daripada SNI 03-1726-2002.

4.3.2. Simpangan Antarlantai pada Analisis Dinamis

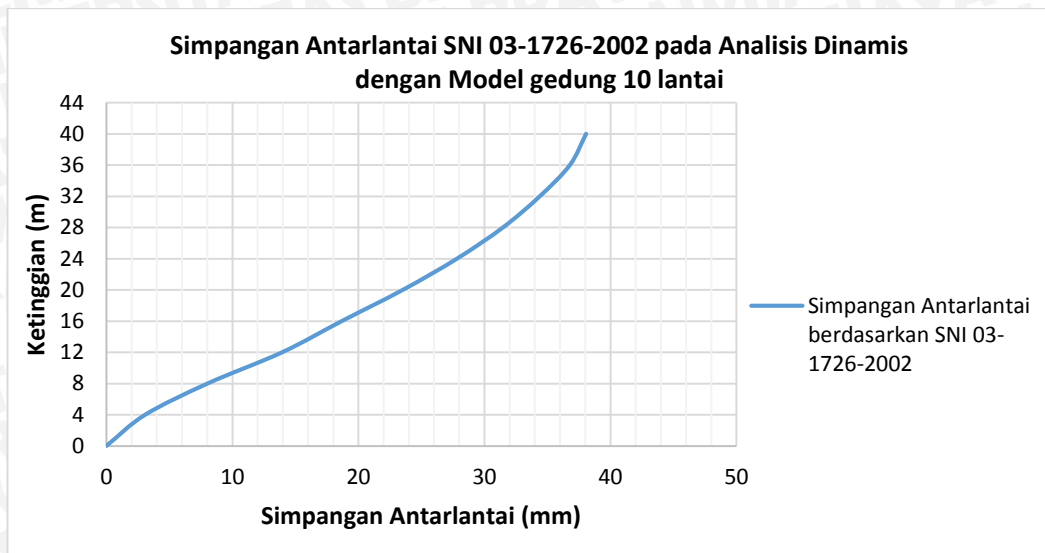
4.3.3.1. Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2002 pada

Analisis Dinamis

Simpangan antarlantai berdasarkan kinerja batas layan (Δ_s) SNI 03-1726-2002 pasal 8.1, dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui $\frac{0,03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang nilainya lebih kecil. Sedangkan simpangan antarlantai berdasarkan kinerja batas ultimit (Δ_m) SNI 03-1726-2002 pasal 8.2, dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa dikalikan dengan faktor pengali untuk struktur gedung beraturan $\xi = 0,7 R$. Untuk memenuhi syarat kinerja batas ultimit, simpangan antarlantai tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat. Berikut merupakan simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dari program Staad.Pro V8i:

Tabel 4.8 Simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 pada analisis dinamis dengan model gedung 10 lantai

Lantai	Δ_s (mm)	Drift Δ_s antar lantai (mm)	Syarat Drift Δ_s (mm)	Δ_m (mm)	Drift Δ_m antar lantai (mm)	Syarat Drift Δ_m (mm)	Cek
Lantai 10	38.08	1.29	21.82	146.61	4.97	80.00	OK
Lantai 9	36.79	2.38	21.82	141.64	9.17	80.00	OK
Lantai 8	34.41	2.93	21.82	132.47	11.27	80.00	OK
Lantai 7	31.48	3.65	21.82	121.20	14.06	80.00	OK
Lantai 6	27.83	4.30	21.82	107.13	16.54	80.00	OK
Lantai 5	23.53	4.84	21.82	90.59	18.65	80.00	OK
Lantai 4	18.69	4.74	21.82	71.94	18.23	80.00	OK
Lantai 3	13.95	5.92	21.82	53.71	22.79	80.00	OK
Lantai 2	8.03	4.94	21.82	30.92	19.03	80.00	OK
Lantai 1	3.09	3.09	21.82	11.88	11.88	80.00	OK



Gambar 4.10 Simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 pada analisis dinamis dengan model gedung 10 lantai

4.3.3.2. Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada Analisis Dinamis

Simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.6, dihitung sebagai defleksi pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Defleksi pusat massa di tingkat x harus ditentukan dengan persamaan (4-7).

Nilai C_d merupakan faktor pembesaran defleksi, untuk rangka beton bertulang pemikul momen menengah adalah 4,5. Sedangkan nilai I_e merupakan faktor keutamaan gempa yaitu 1.

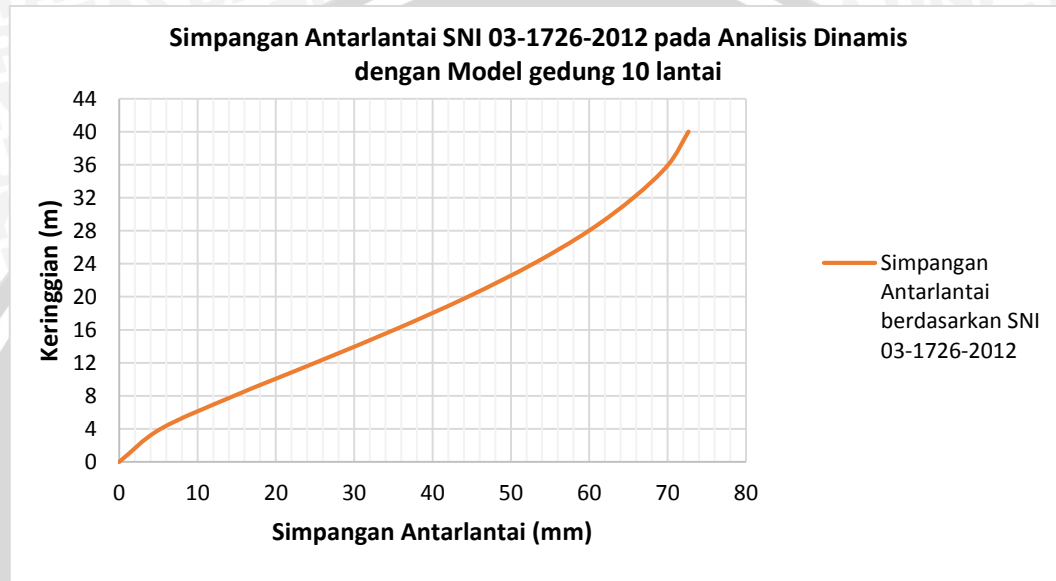
Untuk memenuhi syarat kinerja batas ultimit, simpangan antarlantai tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat. Berikut merupakan simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 dari program Staad.Pro V8i:

Tabel 4.9 Simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada analisis dinamis dengan model gedung 10 lantai

Lantai	δ_{xe} (mm)	Drift δ_{xe} antar lantai (mm)	δ_x (mm)	Drift δ_x antar lantai (mm)	Syarat Drift δ_x (mm)	Cek
Lantai 10	72.66	2.58	11.61	8.41	80.00	OK
Lantai 9	70.08	4.45	20.02	5.55	80.00	OK
Lantai 8	65.63	5.68	25.57	6.38	80.00	OK
Lantai 7	59.95	7.10	31.95	5.63	80.00	OK
Lantai 6	52.85	8.35	37.58	4.66	80.00	OK
Lantai 5	44.50	9.39	42.24	3.31	80.00	OK
Lantai 4	35.11	10.12	45.54	0.99	80.00	OK

Tabel 4.9 Simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada analisis dinamis dengan model gedung 10 lantai (lanjutan)

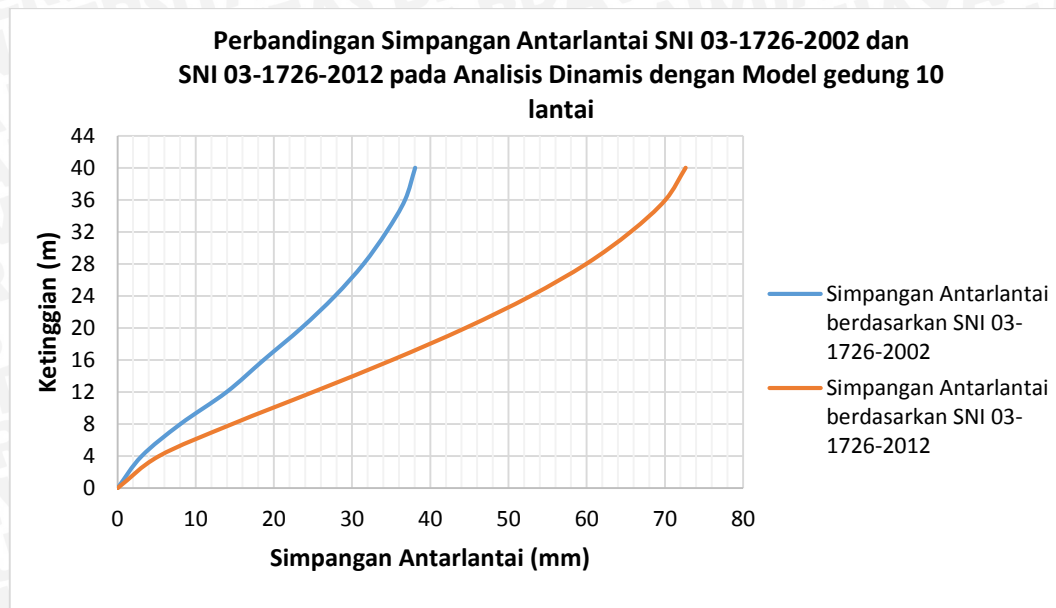
Lantai	δ_{xe} (mm)	Drift δ_{xe} antar lantai (mm)	δ_x (mm)	Drift δ_x antar lantai (mm)	Syarat Drift δ_x (mm)	Cek
Lantai 3	24.99	10.34	46.53	4.40	80.00	OK
Lantai 2	14.65	9.36	42.13	18.34	80.00	OK
Lantai 1	5.29	5.29	23.79	23.79	80.00	OK



Gambar 4.11 Simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada analisis dinamis dengan model gedung 10 lantai

4.3.3.3. Pembahasan dan Perbandingan Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada Analisis Dinamis

Berikut merupakan grafik simpangan antarlantai terhadap ketinggian gedung berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 dengan model gedung 10 lantai:



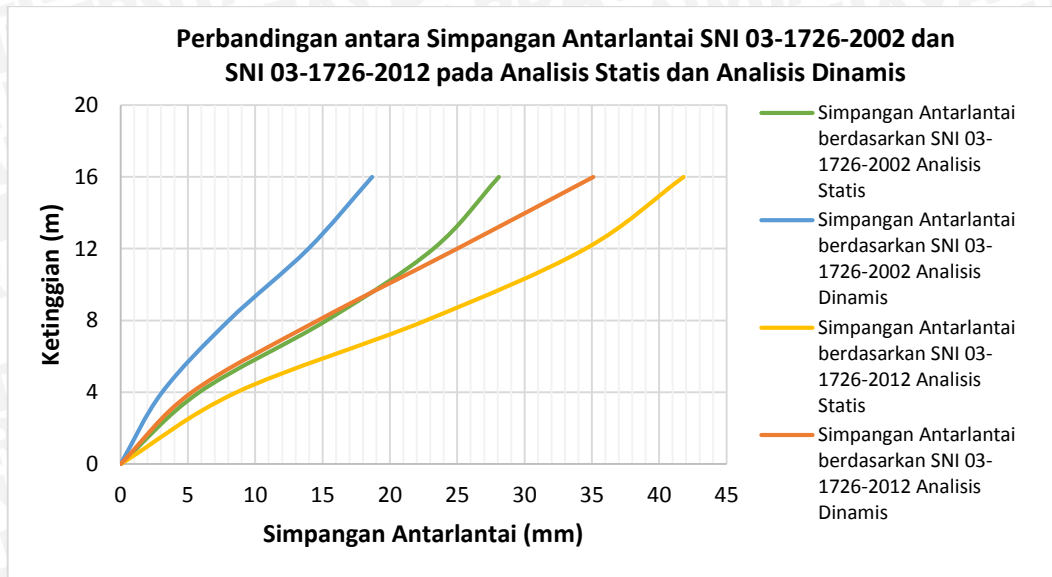
Gambar 4.12 Perbandingan simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada analisis dinamis dengan model gedung 10 lantai

Berdasarkan grafik di atas, dapat disimpulkan bahwa simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 lebih besar dibandingkan dengan SNI 03-1726-2002, yaitu lebih besar 80,18%. Hal ini terjadi karena kombinasi pembebanan dan gaya geser nominal analisis spektrum respons ragam yang digunakan pada SNI 2012 lebih besar jika dibandingkan dengan SNI 2002.

Bentuk dari grafik antara SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 menunjukkan kecenderungan pola kurva yang sama, hal ini disebabkan oleh pendistribusian gaya geser yang sama antara kedua standar kegempaan tersebut.

4.3.3.4. Pembahasan dan Perbandingan Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada Analisis Statis dan Analisis Dinamis

Berikut merupakan grafik simpangan antarlantai terhadap ketinggian gedung berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada analisis statis dan analisis dinamis dengan ketinggian gedung yang sama:



Gambar 4.13 Perbandingan simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada analisis statis dan analisis dinamis

Berdasarkan grafik di atas, simpangan antarlantai antara SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada analisis statis menunjukkan kurva cenderung melengkung. Sedangkan simpangan antarlantai antara SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada analisis dinamis menunjukkan kurva cenderung membentuk garis linier.

Pada grafik juga menunjukkan simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dengan analisis statis lebih besar daripada analisis dinamis. Begitu juga pada simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 dengan analisis statis lebih besar daripada analisis dinamis. Hal ini terjadi karena nilai gaya geser nominal analisis statik ekuivalen lebih besar daripada analisis spektrum respons ragam.