

## PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR BETON BERTULANG TERHADAP BEBAN GEMPA BERDASARKAN SNI 03-1726-2002 DAN 03-1726-2012

Oleh:

I Gusti Made Sudika<sup>1</sup>, Ni Kadek Astariani<sup>1</sup>, Yoshua Febrian Kastama<sup>2</sup>

### ABSTRAK

Indonesia merupakan kawasan dengan kondisi tektonik yang cukup aktif di dunia, karena Indonesia terletak pada jalur *Ring Of Fire*. Pada beberapa tahun terakhir Indonesia mengalami gempa bumi di sejumlah wilayah. Kerusakan bangunan dan infrastruktur tetap terjadi padahal bangunan telah didesain ketahanannya dengan mengacu pada SNI 03-1726-2002. Karena hal tersebut maka dilakukan kajian mendalam terhadap percepatan batuan dasar dari gempa yang terjadi. Ternyata percepatan batuan dasar pada gempa Aceh tahun 2004 lebih besar dibandingkan dengan percepatan batuan dasar menurut SNI 03-1726-2002, berdasarkan penemuan tersebut menyebabkan peta gempa SNI 03-1726-2002 dinilai sudah tidak memenuhi syarat lagi untuk di aplikasikan sebagai pedoman perencanaan struktur tahan gempa. Pada landasan fenomena percepatan batuan dasar tersebut dan perkembangan peraturan gempa terkini di dunia seperti ASCE 7-10 dan IBC 2009, maka diperbaharui pedoman ketahanan gempa menjadi SNI 03-1726-2012. Sampai dengan sekarang ini masih ada gedung – gedung dengan perancangan tahan gempa SNI 2002 yang difungsikan untuk umum. Dengan adanya peraturan yang baru, maka perlu dilakukan penelitian untuk membandingkan kedua peraturan tersebut yaitu SNI 03-1726-2012 dengan SNI 03-1726-2002 yang sebelumnya. Sehingga dapat memberikan hasil konkrit tentang Kelayakan Bangunan yang dirancang menggunakan Peraturan yang lama. Penelitian yang dilakukan yaitu membandingkan perilaku struktur beton bertulang pada bangunan lantai 4 yang dibebani beban gempa berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012. Zona wilayah gempa adalah zona kab. Gianyar (denpasar selatan) dengan jenis tanah sedang. Dari hasil analisis dan komparasi dapat disimpulkan beban dipengaruhi oleh faktor respons gempa pada SNI 2002 memiliki faktor respons gempa lebih besar daripada SNI 2012 yaitu 44,24%. Hasil komparasi analisis gempa statis linier dengan menggunakan analisis statik ekuivalen gaya geser nominal dan simpangan antarlantai SNI 2002 lebih besar daripada SNI 2012 yaitu 21,33% dan 31,78%. Pada analisis gempa dinamis linier dengan menggunakan analisis spektrum respons ragam metode SRSS gaya geser nominal pada arah X (memanjang) pada SNI 2002 lebih besar daripada SNI 2012 yaitu 6,73% sedangkan pada arah Y (memendek) pada SNI 2002 lebih kecil daripada SNI 2012 yaitu 10,54% dan simpangan antarlantai SNI 2002 lebih besar daripada SNI 2012 yaitu 30,15%. Simpangan antarlantai SNI 2002 dengan analisis statis lebih besar daripada analisis dinamis yaitu 18,77%, begitu juga pada simpangan antarlantai SNI 2012 dengan analisis statis lebih besar daripada analisis dinamis yaitu 16,79%. Pada desain tulangan hasil desain tulangan dengan SNI 2002 lebih besar daripada SNI 2012 yaitu 33,22% pada balok dan 41,25% pada kolom.

**Kata kunci** : SNI 03-1726-2002, SNI 03-1726-2012, gaya geser nominal, simpangan antarlantai.

---

<sup>1</sup> Pengajar Program studi Teknik Sipil Universitas Ngurah Rai

<sup>2</sup> Alumni Program studi Teknik Sipil Universitas Ngurah Rai

## 1. PENDAHULUAN

Indonesia merupakan kawasan dengan kondisi tektonik yang cukup aktif di dunia. Gempa bumi di Indonesia sering terjadi karena Indonesia terletak pada jalur *Ring Of Fire* atau wilayah yang sering mengalami peristiwa gunung aktif dan gempa bumi. Selain itu Indonesia juga menjadi pusat pertemuan beberapa lempeng bumi seperti lempeng Indo-Australia, lempeng Eurasia dan lempeng Pasifik yang memiliki pergerakannya masing-masing.

Pada beberapa tahun terakhir Indonesia mengalami gempa bumi di sejumlah wilayah terutama di sekitar pulau Sumatera, Jawa, Bali sampai Papua. Salah satu gempa yang paling diingat seluruh rakyat Indonesia yaitu pada 26 Desember 2004. Pusat gempa terletak pada bujur  $3.316^{\circ}$  N  $95.854^{\circ}$  E kurang lebih 160 km sebelah barat Aceh pada kedalaman 10 kilometer dengan kekuatan gempa 9,3 skala richter. Besarnya kekuatan gempa yang terjadi hingga menimbulkan tsunami yang memakan 230.000 korban jiwa dari 8 negara, (Kompasiana, 2005). Bali pun beberapa waktu yang lalu (9 Juni 2016) mengalami gempa berkekuatan 6.2 skala richter yang berpusat di 286km dari Barat Daya Sumbawa Barat atau 308km dari Klungkung Bali dengan kedalaman 10km, (Sunariyah, 2016).

Kerusakan bangunan dan infrastruktur tetap terjadi padahal bangunan telah didesain ketahanan gempanya dengan mengacu pada SNI 03-1726-2002. Karena hal tersebut maka dilakukan kajian mendalam terhadap percepatan batuan dasar dari gempa yang terjadi.

Percepatan batuan dasar pada tahun 2004 lebih besar dibandingkan dengan percepatan batuan dasar menurut SNI 03-1726-2002, berdasarkan penemuan tersebut menyebabkan peta gempa SNI 03-1726-2002 dinilai sudah tidak memenuhi syarat lagi untuk di aplikasikan sebagai pedoman perencanaan struktur tahan gempa (Meilano, 2010).

Pada landasan fenomena percepatan batuan dasar tersebut dan adanya daya seismotektonik yang baru dan perkembangan peraturan gempa terkini di dunia seperti ASCE 7-10 dan IBC 2009, maka diperbaharui pedoman ketahanan gempa menjadi SNI 03-1726-2012. Meskipun demikian tidak selalu wilayah dengan tingkat resiko gempa tinggi menurut SNI 2002, mengalami kenaikan respon spektranya pula pada SNI 2012 (Yoyong & Iman, 2013).

Sampai dengan sekarang ini masih ada gedung – gedung dengan perancangan tahan gempa SNI 2002 yang difungsikan untuk umum. Dengan adanya peraturan yang baru dan berkembangnya peraturan gempa di dunia, maka perlu dilakukan penelitian untuk membandingkan kedua peraturan tersebut yaitu SNI 03-1726-2012 dengan SNI 03-1726-2002 yang sebelumnya. Sehingga dapat memberikan hasil konkrit tentang Kelayakan Bangunan yang dirancang menggunakan Peraturan yang lama. Penelitian yang dilakukan yaitu membandingkan perilaku struktur beton bertulang terhadap beban gempa dengan merancang sebuah bangunan struktur dengan data-data penunjang yang diambil dari buku referensi dan peraturan yang berlaku di Indonesia.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Konsep Struktur Tahan Gempa

Menurut Wikipedia Indonesia, gempa bumi adalah getaran yang terjadi di permukaan bumi. Gempa bumi biasa disebabkan oleh pergerakan lempeng (kerak) bumi. Kata gempa bumi digunakan untuk menunjukkan daerah asal terjadinya peristiwa gempa bumi tersebut. Gempa bumi terjadi apabila tekanan yang terjadi karena pergerakan itu sudah terlalu besar untuk dapat ditahan.

Sementara BMKG ( Badan Meteorologi Klimatologi dan Geofisika ) menjelaskan bahwa, gempa bumi adalah peristiwa bergetarnya bumi akibat pelepasan energi didalam bumi secara tiba-tiba yang ditandai dengan patahnya lapisan batuan pada kerak bumi. Akumulasi energi penyebab terjadinya gempa bumi dihasilkan dari lempeng-lempeng tektonik. Energi yang dipancarkan ke segala arah berupa gelombang gempa bumi sehingga efeknya dapat dirasakan sampai ke permukaan bumi.

Mc. Cormak (1995) menyatakan bahwa, gaya lateral pada struktur bangunan harus dipertimbangkan sama seperti gaya gravitasi. Gaya lateral dapat berupa tekanan angin atau gempa dari samping bangunan yang dapat menimbulkan defleksi lateral, hal yang perlu diperhatikan adalah kekuatan bangunan yang memadai untuk memberikan kenyamanan bagi penghuninya terutama lantai atas. Semakin tinggi bangunan, defleksi lateral yang terjadi juga semakin besar pada lantai.

Kiyoshi Muto (1963) menyatakan bahwa, Selama gempa bumi, bangunan mengalami gerakan vertikal dan gerakan horisontal. Gaya inersia atau gaya gempa, baik dalam arah vertikal maupun arah horisontal, akan timbul di titik-titik pada massa struktur. Dari kedua gaya ini, gaya dalam arah vertikal hanya sedikit mengubah gaya gravitasi (*gravity*) yang bekerja pada struktur, sedangkan struktur biasanya direncanakan terhadap gaya vertikal dengan faktor keamanan yang memadai. Oleh karena itu, struktur umumnya jarang sekali runtuh akibat gaya gempa vertikal.

Sebaliknya, gaya gempa horisontal menyerang titik-titik lemah pada struktur yang kekuatannya tidak memadai dan akan langsung menyebabkan keruntuhan/ kegagalan (*failure*). Atas alasan ini, prinsip utama dalam perancangan tahan gempa (*earthquake-resistant design*) ialah meningkatkan kekuatan struktur terhadap gaya lateral (ke samping) yang umumnya tidak memadai.

## 2.2 Analisis Struktur Tahan Gempa

Secara umum analisis struktur terhadap gempa bisa dilakukan dengan 2 cara, yaitu :

1. Analisis secara beban statik ekuivalen adalah penyerderhanaan dari perhitungan beban gempa yang sebenarnya, dengan asumsi tanah dasar dianggap tetap (tidak bergetar), sehingga beban gempa diekuivalensikan menjadi beban lateral statik yang bekerja pada pusat massa struktur tiap lantai bangunan, yang diperoleh dengan hanya mempertimbangkan respon ragam getar yang pertama.
2. Analisis dinamik adalah analisis struktur dimana pembagian gaya geser gempa di seluruh tingkat diperoleh dengan mempertimbangkan pengaruh dinamis gerakan tanah terhadap struktur. Analisis dinamik terbagi menjadi 2, yaitu :
  - a. Analisis ragam respon spektrum, dimana total respon didapat melalui superposisi dari respon masing-masing ragam getar.
  - b. Analisa riwayat waktu yaitu analisis dinamis dimana pada model struktur diberikan suatu catatan rekaman gempa dan respon struktur dihitung langkah demi langkah pada interval tertentu.

Analisis dinamik untuk perancangan struktur tahan gempa dilakukan jika diperlukan evaluasi yang lebih akurat dari gaya-gaya gempa yang bekerja pada struktur, serta untuk mengetahui perilaku struktur akibat pengaruh gempa. Pada struktur bangunan tingkat tinggi atau struktur dengan bentuk konfigurasi yang tidak teratur. Analisis dinamik dapat dilakukan dengan cara *elastic* dan *in-elastic*. Pada cara elastis yaitu analisis ragam wilayah waktu dan analisis ragam respon spektrum.

Pada analisis dinamik elastis digunakan untuk mendapat respon struktur akibat pengaruh gempa yang sangat kuat dengan cara integrasi langsung (*direct integration method*), analisis dinamik elastis lebih sering digunakan karena lebih sederhana. Pengaruh gempa terhadap struktur sangat tergantung dari karakteristik- karakteristik struktur.

## 3. METODE PENELITIAN

### 3.1 Proses Desain

Proses desain meliputi desain balok, pelat dan kolom pada struktur ini dimulai dengan preliminary design untuk ketiga komponen struktur tersebut sehingga mendapatkan dimensi yang sesuai. Setelah mendapatkan dimensi yang sesuai, dilakukan pemodelan struktur. Pembebanan, dan analisis gaya dengan menggunakan bantuan *software* ETABS.

Dalam pemodelan, perlu didefinisikan elemen struktur seperti penampang, material, dan pembebanan. Langkah selanjutnya adalah analisis gaya-gaya dan pendesainan tulangan sesuai dengan SNI sehingga struktur dapat menahan pengaruh beban yang bekerja. Langkah terakhir adalah menggambar desain penulangan ketiga komponen struktur tersebut dengan menggunakan *software* AutoCAD.

Dalam Tugas Akhir ini dilakukan dua kali perhitungan dengan menggunakan peraturan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012, pada Desain Bangunan yang sama.

### 3.2 Data Perencanaan

Jumlah lantai = 4 (empat) lantai  
 Tinggi lantai = 3500 mm (lt.1-4)  
 Fungsi = Hotel  
 $f_c'$  = 30 Mpa  
 $E_c$  = 25742,96 MPa  
 Angka poisson,  $\nu$  = 0,2  
 Modulus geser = 10726,23 MPa  
 $F_y$ , BJ 40 = 400 MPa  
 $F_y$ , BJ 24 = 240 MPa

### 3.3 Faktor Keutamaan Gedung (I)

Struktur gedung didesain sebagai hotel, sehingga memiliki faktor keutamaan sebagai berikut :

- Untuk SNI 03-1726-2002 = 1
- Untuk SNI 03-1726-2012 = 1

### 3.4 Penentuan Jenis Tanah

- Untuk SNI 03-1726-2002

Jenis tanah ditetapkan sebagai Tanah Keras, Tanah Sedang, dan Tanah Lunak, apabila untuk lapisan setebal maksimum 30 m paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam Tabel 1

**Tabel 1** Jenis-Jenis Tanah

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, $\bar{v}_s$ (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata $\bar{N}$	Kuat geser niralir rata-rata $\bar{S}_u$ (kPa)
Tanah Keras	$\bar{v}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{v}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$ , $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

( sumber : SNI 03-1726-2002 ; Tabel 4 )

dimana  $t_i$  adalah tebal lapisan tanah ke- $i$ ,  $N_i$  nilai hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah

Kedalaman (meter)	Tebal ( $t_i$ )	N-SPT	$t_i/N_i$
2,00	2,00	3,00	0,67
4,00	2,00	3,00	0,67
6,00	2,00	6,00	0,33
8,00	2,00	35,00	0,06
10,00	2,00	50,00	0,04
	<b>30,00</b>		<b>1,76</b>

$$NSPT = 30 / 1,76 = 17,05$$

\*Berdasarkan tabel 3.4 maka jenis tanah = **tanah sedang**

- Untuk SNI 03-1726-2012

Menentukan klasifikasi situs, berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs diklasifikasikan sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD, SE dan SF. Seperti pada tabel 2

**Tabel 2** Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{V}_z$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_v$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

(Sumber :SNI 03-1726-2012 ; tabel 3)

Klasifikasi situs ditentukan berdasarkan N-SPT rata-rata dimana profil tanah yang diperhitungkan yaitu pada kedalaman 30 m paling atas dari suatu situs

Kedalaman (meter)	Tebal (di)	N-SPT	di/Ni
2,00	2,00	3,00	0,67
4,00	2,00	3,00	0,67
6,00	2,00	6,00	0,33
8,00	2,00	35,00	0,06
10,00	2,00	50,00	0,04
	<b>30,00</b>		<b>1,76</b>

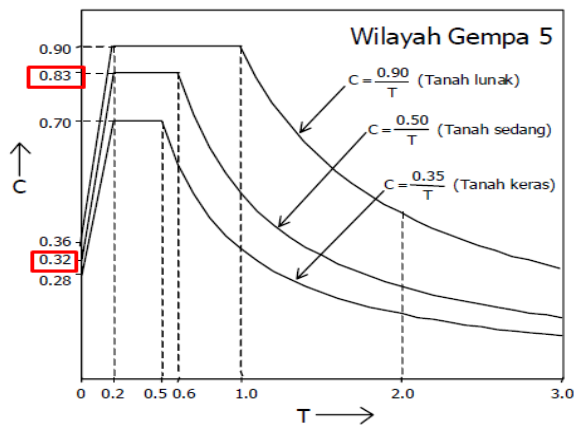
$$NSPT = 30 / 1,76 = 17,05$$

\*Berdasarkan tabel 3.5 maka klasifikasi situs = **SD (tanah sedang)**

### 3.5 Respons Spektrum Desain

- Respons Spektrum Desain berdasarkan SNI 03-1726-2002

Nilai yang dimasukkan kedalam software ETABS v9.72 Define Respons Spectrum Function adalah nilai  $C_a$  dan  $C_v$  berdasarkan peta zonasi gempa Indonesia wilayah 5 :



**Gambar 1** Respons Spektrum Gempa Rencana

untuk jenis tanah sedang, sehingga didapat yaitu :

-  $C_a = 0,32$

-  $C_v = 0,83$

- Respons Spektrum Desain berdasarkan SNI 03-1726-201

Dengan data percepatan batuan dasar yang berada di Kab. Gianyar – Bali SS ( 0,9 g ) dan S1 (0,3 g) maka didapat :

**Tabel 3** Koefisien situs,  $F_a$  dan  $F_v$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_E$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_0$				
	$S_0 \leq 0,25$	$S_0 = 0,5$	$S_0 = 0,75$	$S_0 = 1,0$	$S_0 \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS*				

CATATAN:  
(a) Untuk nilai-nilai antara  $S_0$  dapat dilakukan interpolasi linier

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_E$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS*				

CATATAN:  
(a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier

(sumber : SNI 03-1726-2012 ; tabel 4 dan 5)

Untuk kelas situs SD, sehingga didapat yaitu:

-  $F_a = 1,15$

-  $F_v = 1,8$

Sehingga :

-  $S_{MS} = F_a.S_0 = 1,15 * 0,9 = 1,035$  g

-  $S_{M1} = F_v.S_1 = 1,80 * 0,3 = 0,54$  g

Nilai yang dimasukkan kedalam software ETABS v9.72 untuk Define Respons Spectrum Function adalah nilai SDS dan SD1, yaitu :

-  $S_{DS} = 2/3.S_{MS} = 2/3 * 1,035 = 0,690$  g

-  $S_{D1} = 2/3.S_{M1} = 2/3 * 0,54 = 0,360$  g

### 3.6 Faktor Reduksi Gempa (R)

Sebelum menentukan Faktor Reduksi Gempa (R), terlebih dahulu harus ditentukan sistem struktur gedung tersebut, menurut peta gempa SNI 03-1726-2002 wilayah Kab. Gianyar – Bali, termasuk dalam wilayah gempa 5 dengan tingkat resiko gempa tinggi, berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.2 maka sistem rangka pemikul momen harus digunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

Sedangkan untuk SNI 03-1726-2012 penentuan sistem struktur harus berdasarkan Kategori Desain Seismik (KDS).

- Menentukan Kategori Desain Seismik

Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS) berdasarkan kategori resiko dan parameter respons spektrum desain sesuai Tabel 6 dan 7 SNI 03-1726-2012 Pasal 6.5 sebagai berikut.

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

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

(sumber : SNI 03-1726-2012 ; tabel 6)

**Tabel 5** Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(sumber : SNI 03-1726-2012 ; tabel 7)

Berdasarkan perhitungan sebelumnya, didapat nilai parameter percepatan respon spektra periode pendek,  $SDS = 0,690$  g, dan parameter percepatan respons spektra periode 1 detik,  $SD1 = 0,360$  g, maka termasuk kategori risiko D.

Pemilihan sistem struktur dan parameter sistem, berdasarkan hasil seminar HAKI dirumuskan pemilihan sistem struktur untuk berbagai tingkat risiko kegempaan pada tabel 6 berikut

**Tabel 6** Pemilihan Sistem Struktur Berdasarkan Tingkat Risiko Gempa

Code SNI 03-1726-2012	Tingkat Risiko Kegempaan		
	Rendah A, B	Menengah C	Tinggi D, E, F
Sistem Penahan Gempa	SRMB/ M/ K SDSB/ K	SRMM/ K SDSB/ K	SRMK SDSK

(sumber : seminar HAKI, 2011)

Jenis struktur gedung yang ditinjau masuk pada kategori tingkat risiko gempa tinggi (D) sehingga sistem struktur yang digunakan adalah SRPMK (sistem rangka pemikul momen khusus).

Struktur gedung ini termasuk dalam kategori Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) beton bertulang, sehingga memiliki nilai faktor reduksi sebagai berikut :

- Untuk SNI 03-1726-2002 = 8,5

**Tabel 7** Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor tahanan lebih

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	$\mu_m$	$R_m$ Pers. (6)	f Pers. (39)
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)	4,0	6,5	2,8

struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung

( sumber : SNI 03-1726-2002 ; tabel 3)

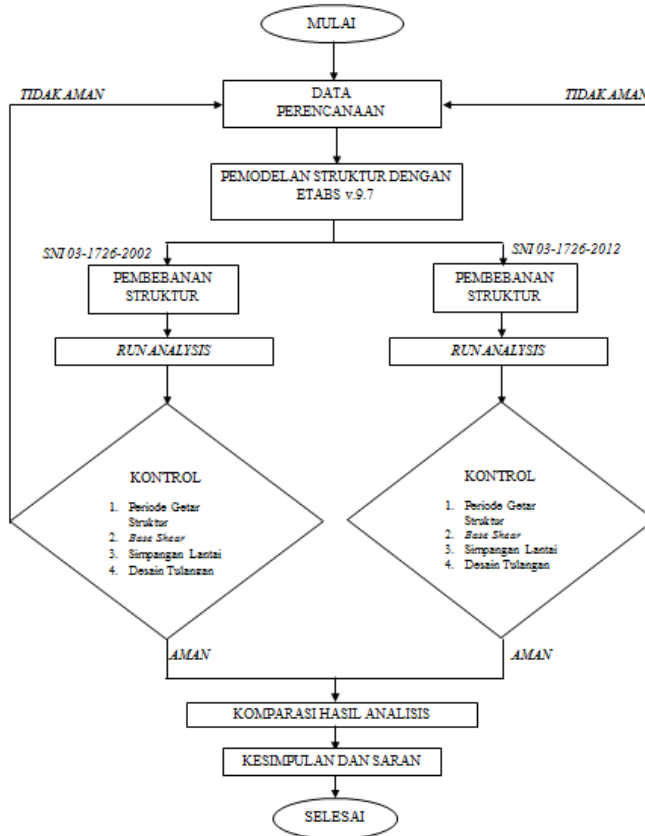
- Untuk SNI 03-1726-2012 = 8

**Tabel 8** Faktor R, Cd, dan  $\Omega_0$  Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
<b>C. Sistem rangka pemikul momen</b>								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>d/</sup>	TI <sup>b</sup>	TI <sup>f</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>b</sup>	TI <sup>b</sup>	TI <sup>f</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

(sumber : SNI 03-1726-2012 ; tabel 9)

**3.7 Diagram Alir Penelitian**



**4.1 Komparasi Hasil Analisis**

**4.4.1 Spektrum Respons Desain**

**4.4.1.1 Spektrum Respons Desain Berdasarkan SNI 03-1726-2002**

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 Desa Mas, Ubud Kab. Gianyar termasuk ke dalam kategori zona wilayah gempa 5 dengan percepatan puncak batuan dasar sebesar 0,83 g. Jenis tanah tempat model gedung adalah tanah sedang.



#### 4.4.1.2 Spektrum Respons Desain Berdasarkan SNI 03-1726-2012

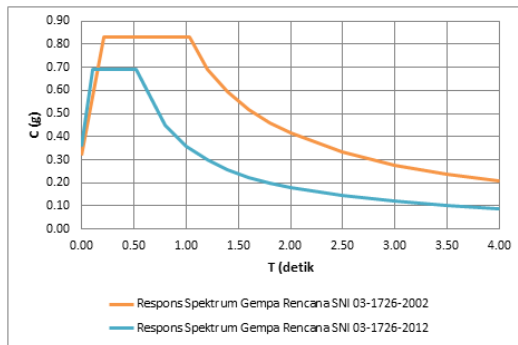
Berdasarkan SNI 03-1726-2012, spektrum respons rencana desain harus dibuat terlebih dahulu. Data percepatan batuan dasar yang berada di Desa Mas, Ubud Kab. Gianyar adalah  $S_S = 0,9$  g dan  $S_1 = 0,3$  g. Dengan melakukan tahapan desain berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 6.4.

#### 4.4.1.3 Komparasi Hasil Analisis Spektrum Respons Desain Berdasarkan 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 03-1726-2012. Hal ini terjadi karena kedua standar kegempaan tersebut memiliki peta wilayah gempa yang berbeda.

Pada 03-1726-2002 respons gempa rencana ditentukan berdasarkan zona wilayah gempa dan jenis tanah. Sedangkan pada 03-1726-2012 peta gempa ditentukan berdasarkan parameter gerak tanah  $S_S$  dan  $S_1$ , kemudian respons gempa dibuat dahulu sesuai prosedur.

Perbandingan respons spektrum gempa rencana berdasarkan 03-1726-2002 dan 03-1726-2012 diperlihatkan pada grafik seperti ditunjukkan pada Gambar 2.



**Gambar 2** Perbandingan respons spektrum gempa rencana SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012

Perbandingan respons gempa rencana dapat dilihat pada Gambar 2, sehingga dapat disimpulkan bahwa respons spektrum gempa berdasarkan SNI 03-1726-2002 lebih besar daripada SNI 03-1726-2012, yaitu sebesar **44,24%** dengan bentuk lekukan yang relatif sama.

#### 4.4.2 Analisis Gempa Statik Linier

##### 4.4.2.1 Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen Berdasarkan SNI 03-1726-2002

Analisis gempa statis ekuivalen menggunakan model gedung 4 lantai dengan ketinggian gedung 14,85 meter dari taraf penjepitan. 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 melebihi 20% dari rumus Reyleigh.

Sedangkan dari rumus empirik  $T$  adalah  $0,0731 \times h^{0,75} = 0,609$  detik, berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 5.6, pembatasan maksimum waktu getar alami struktur adalah  $T < \zeta \cdot n = 0,16 \times 4 = 0,64$  detik. Jadi, dapat disimpulkan  $T = 0,609$  detik sudah memenuhi persyaratan.

Dengan nilai  $T$  tersebut akan didapat nilai  $C$  untuk kab. Gianyar wilayah gempa 5 untuk jenis tanah sedang, yaitu  $C = \frac{0,50}{T} = \frac{0,50}{0,609} = 0,821$  g. Kemudian dilakukan perhitungan gaya geser nominal statik ekuivalen ( $V$ ) yaitu  $V = \frac{C_1 \cdot I}{R} \cdot W_i = \frac{0,821 \cdot 1}{8,5} \cdot 25787,507 = \mathbf{2490,77}$  kN. Distribusi gaya gempa ditentukan berdasarkan  $F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot z_i} \cdot V$ .

#### 4.4.2.2 Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen 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 :

$$T_{a(\min)} = C_t \cdot h_n^x = 0,0466 \times 16,9^{0,9} = 0,5936 \text{ detik}$$

$$T_{a(\max)} = C_u \cdot T_{a(\min)} = 1,4 \times 0,5936 = 0,831 \text{ detik}$$

Jadi, nilai T yang digunakan adalah 0,5936 detik. Sedangkan nilai koefisien respons seismik  $C_s$  ditentukan sebagai berikut :

$$C_{S(\max)} = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,69}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,086 \text{ g}$$

Nilai  $C_s$  tidak perlu melebihi :

$$C_{S(\text{hitung})} = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,360}{0,59\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,076 \text{ g}$$

Dan nilai  $C_s$  yang dihitung tidak kurang dari :

$$C_{S(\min)} = 0,044 \cdot SDS \cdot I_e = 0,044 \cdot 0,69 \cdot 1 = 0,03 \text{ g} \geq 0,01$$

Jadi, nilai  $C_s$  yang digunakan adalah **0,076 g** karena nilai  $C_s$  ini terletak di *interval* antara  $C_{S(\min)}$  dan  $C_{S(\max)}$ .

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

$$V = C_s \cdot W_t = 0,076 \cdot 25787,507 = \mathbf{1959,851 \text{ kN}}$$

Distribusi gaya gempa ditentukan berdasarkan  $F_i =$

$$C_{vx} \cdot V = \frac{W_i \cdot h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \cdot V$$

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.

$$\text{Maka } k \text{ yang digunakan dengan } T = 0,59 \text{ detik adalah : } \frac{(2-1)}{(k-1)} = \frac{(2,5-0,5)}{(0,59-0,5)} = k = 1,045$$

#### 4.4.2.3 Komparasi Hasil Analisis 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 **2490,77 kN**, sedangkan berdasarkan SNI 03-1726-2012 sebesar **1959,85 kN**. Dari hasil tersebut dapat disimpulkan bahwa gaya geser dasar (*base shear*) yang dihasilkan oleh SNI 03-1726-2002 lebih besar daripada SNI 03-1726-2012, yaitu lebih besar **21,33%**. Hal ini terjadi karena koefisien gempa yang digunakan pada SNI 03-1726-2002 lebih besar jika dibandingkan dengan SNI 03-1726-2012.

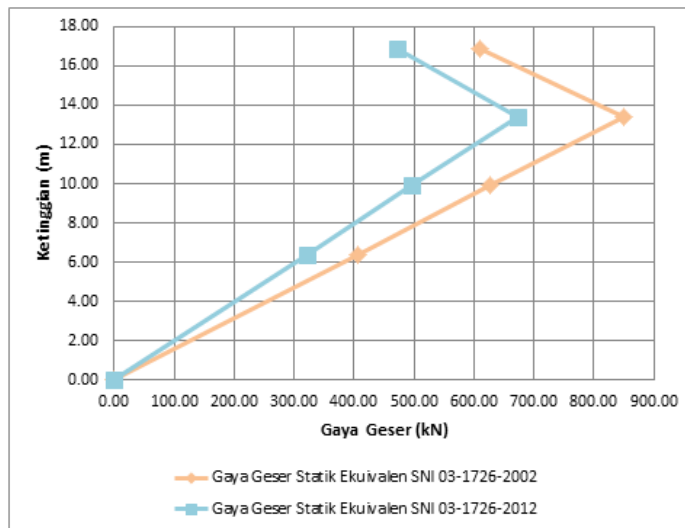
Gaya geser dasar ini kemudian didistribusikan pada setiap lantai gedung. Pendistribusian gaya gempa berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 memiliki rumus yang berbeda. Grafik yang dihasilkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 memiliki kecenderungan pola kurva yang sama. Pada grafik akan 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  $T = 0,59$  detik adalah 1,045.

Perbandingan gaya geser terhadap ketinggian gedung berdasarkan gaya lateral statik ekuivalen SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 diperlihatkan pada Tabel 9 dan Grafik seperti ditunjukkan pada Gambar 3.

**Tabel 9**Perbandingan distribusi gaya geser statik ekuivalen berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012.

Gaya Geser Statik Ekuivalen SNI 03-1726-2002		Gaya Geser Statik Ekuivalen SNI 03-1726-2012		Komparasi SNI 2002 Thd. SNI 2012	
Lantai (m)	Gaya geser (kN)	Lantai (m)	Gaya geser (kN)	Ket.	( % )
-	-	-	-	-	-
2.90	-	2.90	-	-	-
6.40	405.36	6.40	320.92	Lebih Besar	20.83
9.90	627.05	9.90	496.43	Lebih Besar	20.83
13.40	848.73	13.40	671.93	Lebih Besar	20.83
16.90	609.63	16.90	470.56	Lebih Besar	22.81
				<b>Rata-rata =</b>	<b>21.33</b>

(sumber : Hasil Analisis)



**Gambar 3**Perbandingan distribusi gaya geser statik ekuivalen berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012.

#### 4.4.3 Simpangan Antarlantai pada Analisis Statis

##### 4.4.3.1 Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2002 pada Analisis Statis

Simpangan antarlantai berdasarkan kinerja batas layan ( $\Delta_s$ ) SNI 03-1726-2002 pasal 8.1, dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui  $\frac{0,03}{R}$  x tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang nilainya lebih kecil. Sedangkan simpangan antarlantai berdasarkan kinerja batas ultimit ( $\Delta_m$ ) 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 dikali tinggi tingkat.

##### 4.4.3.2 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  $\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$ .

Nilai  $C_d$  merupakan faktor pembesar defleksi, untuk rangka beton bertulang pemikul momen khusus adalah 5,5. Sedangkan nilai  $I_e$  merupakan faktor keutamaan gempa yaitu 1.

Untuk memenuhi syarat kinerja batas ultimit, simpangan antarlantai tidak boleh melampaui 0,025 kali tinggi tingkat.

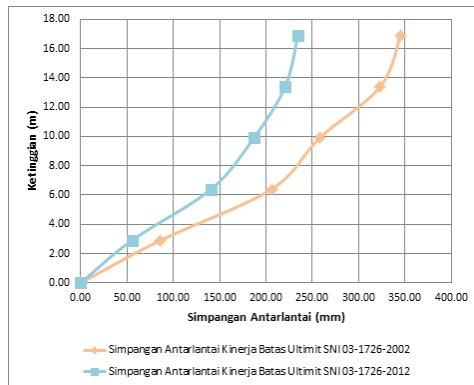
#### 4.4.3.3 Komparasi Hasil Analisis Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-1726-2002 pada Analisis Statis

Perbandingan simpangan antarlantai terhadap ketinggian gedung berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada model gedung 4 lantai diperlihatkan pada Tabel 10 dan Grafik seperti ditunjukkan pada Gambar 4.

**Tabel 10** Perbandingan Simpangan Antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada analisis statis.

Simpangan Antarlantai Kinerja Batas Ultimit SNI 03-1726-2002		Simpangan Antarlantai Kinerja Batas Ultimit SNI 03-1726-2012		Komparasi SNI 2002 Thd. SNI 2012	
Lantai (m)	Drift (mm)	Lantai (m)	Drift (mm)	Ket.	(%)
-	-	-	-	-	-
2.90	85.92	2.90	55.11	Lebih Besar	35.86
6.40	205.93	6.40	140.75	Lebih Besar	31.65
9.90	257.81	9.90	186.79	Lebih Besar	27.55
13.40	323.26	13.40	220.62	Lebih Besar	31.75
16.90	345.10	16.90	234.32	Lebih Besar	32.10
<b>Rata-rata =</b>					<b>31.78</b>

(sumber : Hasil Analisis)



**Gambar 4** Perbandingan Simpangan Antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada analisis statis.

Berdasarkan Tabel 10 dan grafik pada Gambar 4, dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 lebih besar dibandingkan dengan SNI 03-1726-2012, yaitu lebih besar **31,78%**. Hal ini terjadi karena gaya geser nominal (V) analisis statis ekuivalen berdasarkan SNI 03-1726-2002 lebih besar dibandingkan dengan SNI 03-1726-2012.

#### 4.4.4 Analisis Gempa Dinamis Linier

##### 4.4.4.1 Prosedur Analisis Spektrum Respons Ragam Berdasarkan SNI 03-1726-2002

Analisis spektrum respons ragam menggunakan model gedung 4 lantai dengan ketinggian gedung 16,9 meter. Prosedur analisis spektrum respons ragam menggunakan program ETABS v.9.74. Analisis spektrum respons ragam dilakukan dengan metode akar kuadrat jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Square/ SRSS*) dengan input gaya gempa respons spektra zona wilayah gempa 5 dengan jenis tanah sedang sesuai pada subbab 4.2.5.2. Penggunaan metode SRSS karena struktur memiliki waktu getar alami yang berjauhan, yaitu selisihnya lebih dari 15%.

Jumlah ragam partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 98,31%. Hasil ini sudah melebihi 90%, jadi sudah memenuhi persyaratan batas partisipasi massa. Untuk nilai akhir respons dinamik struktur

gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam satu arah tertentu berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 7.1.3, tidak boleh kurang dari 80% nilai gaya lateral statik ekuivalen.

Nilai  $V_t$  pada arah X didapat **1788,89 kN** sedangkan nilai  $80\% \cdot V_1$  adalah  $80\% \times 2490,77 \text{ kN} = \mathbf{1992,62 \text{ kN}}$  dan Nilai  $V_t$  pada arah Y didapat **2121,1 kN** sedangkan nilai  $80\% \cdot V_1$  adalah  $80\% \times 2490,77 \text{ kN} = \mathbf{1992,62 \text{ kN}}$  sehingga dapat disimpulkan hasil perhitungan gaya geser yang dihasilkan dari prosedur analisis spektrum respons ragam dengan metode SRSS pada arah X lebih kecil dibandingkan dengan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen dan pada arah Y lebih besar dibandingkan dengan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen. Hal ini dikarenakan jumlah kolom pada arah X lebih banyak dibandingkan dengan jumlah kolom pada arah Y, sehingga dengan banyaknya jumlah kolom yang ada arah X mampu meredam gaya lateral lebih baik daripada arah Y.

#### **4.4.4.2 Prosedur Analisis Spektrum Respons Ragam Berdasarkan SNI 03-1726-2012**

Prosedur analisis spektrum respons ragam dilakukan dengan menggunakan program ETABS v.9.74. Analisis spektrum respons ragam dilakukan dengan metode kombinasi akar kuadrat jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Square/ SRSS*) dengan input  $S_{DS} = 0,690$  dan  $S_1 = 0,360$ , sesuai pada subbab 4.3.5.2. Penggunaan metode SRSS karena struktur memiliki waktu getar alami yang berjauhan, yaitu selisihnya lebih dari 15%.

Jumlah ragam partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 98,31%. Hasil ini sudah melebihi 90%, jadi sudah memenuhi persyaratan batas partisipasi massa. Untuk nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam satu arah tertentu berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.4.1, tidak boleh kurang dari 85% nilai gaya lateral statik ekuivalen.

Nilai  $V_t$  pada arah X didapat **1668,56 kN** sedangkan nilai  $80\% \cdot V_1$  adalah  $80\% \times 1959,85 \text{ kN} = \mathbf{1665,87 \text{ kN}}$  dan Nilai  $V_t$  pada arah Y didapat **2371,03 kN** sedangkan nilai  $80\% \cdot V_1$  adalah  $80\% \times 1959,85 \text{ kN} = \mathbf{1665,87 \text{ kN}}$  sehingga dapat disimpulkan hasil perhitungan gaya geser yang dihasilkan dari prosedur analisis spektrum respons ragam dengan metode SRSS lebih besar dibandingkan dengan prosedur analisis 85% x gaya lateral ekuivalen.

#### **4.4.4.3 Komparasi Hasil Analisis Prosedur 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 98,31%. Hasil ini sudah melebihi 90%, jadi sudah memenuhi persyaratan batas partisipasi massa.

Hasil gaya geser analisis spektrum respons ragam pada arah X berdasarkan SNI 03-1726-2002 lebih besar daripada SNI 03-1726-2012, yaitu lebih besar **6,73%**, sedangkan pada arah Y berdasarkan SNI 03-1726-2002 lebih kecil daripada SNI 03-1726-2012, yaitu lebih kecil **10,54%**. Hal ini terjadi karena kombinasi pembebanan pada SNI 03-1726-2012 lebih besar daripada SNI 03-1726-2002.

#### **4.4.5 Simpangan Antarlantai pada Analisis Dinamis**

##### **4.4.5.1 Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2002 Pada Analisis Dinamis**

Persyaratan simpangan antarlantai pada analisis dinamis SNI 2002 sama dengan persyaratan pada analisis statis SNI 2002.

##### **4.4.5.2 Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pada Analisis Dinamis**

Persyaratan simpangan antarlantai pada analisis dinamis SNI 2012 sama dengan persyaratan pada analisis statis SNI 2012.

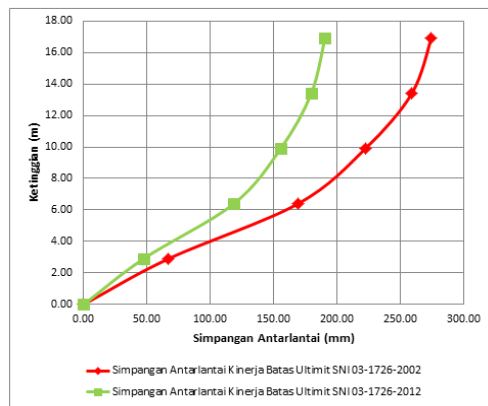
##### **4.4.5.3 Komparasi Hasil Analisis Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-1726-2002 Pada Analisis Dinamis**

Perbandingan simpangan antarlantai terhadap ketinggian gedung berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 diperlihatkan pada Tabel 11 dan grafik seperti ditunjukkan pada Gambar 5.

**Tabel 11** Perbandingan Simpangan Antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada analisis dinamis.

Simpangan Antarlantai Kinerja Batas Ultimit SNI 03-1726-2002		Simpangan Antarlantai Kinerja Batas Ultimit SNI 03-1726-2012		Komparasi SNI 2002 Thd. SNI 2012	
Lantai (m)	Drift (mm)	Lantai (m)	Drift (mm)	Ket.	(%)
-	-	-	-	-	-
2.90	66.94	2.90	47.25	Lebih Besar	29.41
6.40	169.34	6.40	118.58	Lebih Besar	29.98
9.90	222.53	9.90	155.60	Lebih Besar	30.08
13.40	259.16	13.40	179.74	Lebih Besar	30.65
16.90	274.51	16.90	190.47	Lebih Besar	30.61
<b>Rata-rata =</b>					<b>30.15</b>

(sumber : Hasil Analisis)



**Gambar 5.** Perbandingan Simpangan Antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada analisis dinamis.

Berdasarkan Tabel 11 dan grafik pada Gambar 5, dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 lebih besar dibandingkan dengan SNI 03-1726-2012, yaitu lebih besar **30,15%**. Hal ini terjadi karena gaya geser nominal (V) analisis spektrum respons ragam berdasarkan SNI 03-1726-2002 lebih besar dibandingkan dengan SNI 03-1726-2012.

#### 4.4.5.4 Komparasi Hasil Analisis Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-1726-2012 Pada Analisis Statis dan Analisis Dinamis

Perbandingan 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 diperlihatkan pada Tabel 12 dan 13 dan grafik seperti ditunjukkan pada Gambar 6.

**Tabel 12** Perbandingan Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2002 pada Analisis Statis dan Analisis Dinamis.

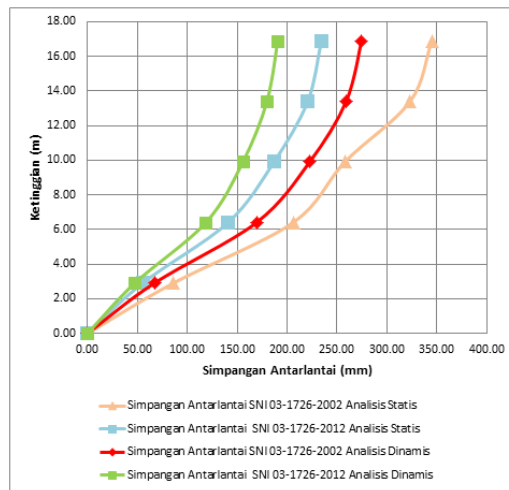
Simpangan Antarlantai SNI 03-1726-2002 Analisis Statis		Simpangan Antarlantai SNI 03-1726-2002 Analisis Dinamis		Komparasi Analisis Statis Thd. Analisis Dinamis	
Lantai (m)	Drift (mm)	Lantai (m)	Drift (mm)	Ket.	(%)
-	-	-	-	-	-
2.90	85.92	2.90	66.94	Lebih Besar	22.09
6.40	205.93	6.40	169.34	Lebih Besar	17.77
9.90	257.81	9.90	222.53	Lebih Besar	13.68
13.40	323.26	13.40	259.16	Lebih Besar	19.83
16.90	345.10	16.90	274.51	Lebih Besar	20.45
<b>Rata-rata =</b>					<b>18.77</b>

( sumber : Hasil Analisis)

**Tabel 13** Perbandingan Simpangan Antarlantai Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada Analisis Statis dan Analisis Dinamis

Simpangan Antarlantai SNI 03-1726-2012 Analisis Statis		Simpangan Antarlantai SNI 03-1726-2012 Analisis Dinamis		Komparasi Analisis Statis Thd. Analisis Dinamis	
Lantai (m)	Drift (mm)	Lantai (m)	Drift (mm)	Ket.	(%)
-	-	-	-	-	-
2.90	55.11	2.90	47.25	Lebih Besar	14.26
6.40	140.75	6.40	118.58	Lebih Besar	15.75
9.90	186.79	9.90	155.60	Lebih Besar	16.70
13.40	220.62	13.40	179.74	Lebih Besar	18.53
16.90	234.32	16.90	190.47	Lebih Besar	18.71
<b>Rata-rata =</b>					<b>16.79</b>

( sumber : Hasil Analisis)



**Gambar 6** Perbandingan Simpangan Antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 pada analisis statis dan analisis dinamis.

Berdasarkan Tabel 12 dan 13 dan Gambar 6 simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2002 dengan analisis statis lebih besar daripada analisis dinamis, yaitu sebesar **18,77%**. Begitu juga pada simpangan antarlantai berdasarkan SNI 03-1726-2012 dengan analisis statis lebih besar daripada analisis dinamis, yaitu sebesar **16,79%**. Hal ini terjadi karena nilai gaya geser nominal analisis statis ekuivalen lebih besar daripada analisis spektrum respons ragam.

#### 4.4.6 Desain Tulangan

##### 4.4.6.1 Desain Tulangan Berdasarkan SNI 03-1726-2002

Hasil Perhitungan struktur dengan program ETABS berdasarkan beban gempa SNI 03-1726-2002 meliputi desain plat lantai, balok induk dan kolom. Struktur direncanakan dengan SRPMK. Untuk desain plat lantai dari hasil analisis didapatkan  $M_u = 4,225 \text{ kN}$  digunakan tulangan  $\text{Ø}8 - 125$ , dengan persyaratan  $\phi M_n \geq M_u = 6,488 \geq 4,225$  desain tulangan sudah memenuhi syarat.

Perhitungan balok induk **B1**, dari hasil analisis program ETABS diketahui luas tulangan utama yang disyaratkan pada daerah tumpuan adalah  $1845 \text{ mm}^2$  pada bagian atas, digunakan tulangan ulir **5D22 = 1900 mm<sup>2</sup>** dan  $924 \text{ mm}^2$  pada bagian bawah, digunakan tulangan ulir **3D22 = 1140 mm<sup>2</sup>**, pada daerah lapangan luas tulangan yang disyaratkan adalah  $574 \text{ mm}^2$  pada bagian atas, digunakan tulangan ulir **2D22 = 760 mm<sup>2</sup>** dan  $911 \text{ mm}^2$  pada bagian bawah, digunakan tulangan ulir **3D22 = 1140 mm<sup>2</sup>**. Untuk tulangan geser pada daerah tumpuan digunakan tulangan **4Ø10 - 100** dan pada daerah lapangan digunakan tulangan **4Ø10 - 100**. Desain tulangan torsi pada balok B1 tidak diperlukan.

Perhitungan balok induk **B2**, dari hasil analisis diketahui luas tulangan utama yang disyaratkan pada daerah tumpuan adalah  $1836 \text{ mm}^2$  pada bagian atas, digunakan tulangan ulir **5D22 = 1900 mm<sup>2</sup>** dan  $1463 \text{ mm}^2$  pada bagian bawah, digunakan tulangan ulir **4D22 = 1520 mm<sup>2</sup>**, pada daerah lapangan luas tulangan yang disyaratkan adalah  $658 \text{ mm}^2$  pada bagian atas, digunakan tulangan ulir **2D22 = 760 mm<sup>2</sup>** dan  $743 \text{ mm}^2$  pada bagian bawah, digunakan tulangan ulir **2D22 = 760 mm<sup>2</sup>**. Untuk tulangan geser pada daerah tumpuan digunakan tulangan **4Ø10 - 125** dan pada daerah lapangan digunakan tulangan **4Ø10 - 150**. Desain tulangan torsi pada balok B2 tidak diperlukan.

Perhitungan Kolom, dari hasil analisis diketahui luas tulangan utama yang disyaratkan 8032 mm<sup>2</sup> digunakan tulangan ulir **10D32 = 8038 mm<sup>2</sup>**. Untuk tulangan geser digunakan tulangan **Ø10 – 200**.

#### 4.4.6.2 Desain Tulangan Berdasarkan SNI 03-1726-2012

Untuk desain plat lantai dari hasil analisis didapatkan  $M_u = 4,319$  kN digunakan tulangan **Ø8 – 125**, dengan persyaratan  $\phi M_n \geq M_u = 6,488 \geq 4,319$  desain tulangan sudah memenuhi syarat.

Perhitungan balok induk **B1** dari hasil analisis diketahui luas tulangan utama yang disyaratkan pada daerah tumpuan adalah 1671 mm<sup>2</sup> pada bagian atas, digunakan tulangan ulir **5D22 = 1900 mm<sup>2</sup>** dan 800 mm<sup>2</sup> pada bagian bawah, digunakan tulangan ulir **3D22 = 1140 mm<sup>2</sup>**, pada daerah lapangan luas tulangan yang disyaratkan adalah 523 mm<sup>2</sup> pada bagian atas, digunakan tulangan ulir **2D22 = 760 mm<sup>2</sup>** dan 824 mm<sup>2</sup> pada bagian bawah, digunakan tulangan ulir **3D22 = 1140 mm<sup>2</sup>**. Untuk tulangan geser pada daerah tumpuan digunakan tulangan **4Ø10 – 125** dan pada daerah lapangan digunakan tulangan **4Ø10 – 125**. Desain tulangan torsi pada balok B1 tidak diperlukan.

Perhitungan balok induk **B2**, dari hasil analisis diketahui luas tulangan utama yang disyaratkan pada daerah tumpuan adalah 1385 mm<sup>2</sup> pada bagian atas, digunakan tulangan ulir **4D22 = 1520 mm<sup>2</sup>** dan 1018 mm<sup>2</sup> pada bagian bawah, digunakan tulangan ulir **3D22 = 1140 mm<sup>2</sup>**, pada daerah lapangan luas tulangan yang disyaratkan adalah 476 mm<sup>2</sup> pada bagian atas, digunakan tulangan ulir **2D22 = 760 mm<sup>2</sup>** dan 554 mm<sup>2</sup> pada bagian bawah, digunakan tulangan ulir **2D22 = 760 mm<sup>2</sup>**. Untuk tulangan geser pada daerah tumpuan digunakan tulangan **4Ø10 – 175** dan pada daerah lapangan digunakan tulangan **4Ø10 – 200**. Desain tulangan torsi pada balok B2 tidak diperlukan.

Perhitungan Kolom, dari hasil analisis diketahui luas tulangan utama yang disyaratkan 4107 mm<sup>2</sup> digunakan tulangan ulir **10D25 = 4906 mm<sup>2</sup>**. Untuk tulangan geser digunakan tulangan **Ø10 – 200**.

#### 4.4.6.3 Komparasi Hasil Analisis Desain Tulangan Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012

Perbandingan kebutuhan tulangan yang didesain berdasarkan beban gempa SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012, pada desain plat memiliki persamaan kebutuhan tulangan sedangkan untuk desain balok dan kolom kebutuhan tulangan masing-masing penampang berdasarkan SNI 03-1726-2002 lebih besar dibandingkan dengan SNI 03-1726-2012, yaitu sebesar **33,22%** pada tulangan geser/sengkan desain balok dan **41,52%** pada tulangan utama desain kolom.

## 5. PENUTUP

### 5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil studi analisis dan proses komparasi terhadap desain gedung 4 lantai pada zona wilayah gempa 5, menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 adalah :

1. Gaya gempa rencana berdasarkan SNI 03-1726-2012 tidak selalu lebih besar dari gaya gempa rencana berdasarkan SNI 03-1726-2002, tetapi tergantung dari percepatan respon spektral lokasi bangunan tersebut.
2. Untuk zona wilayah gempa 5 sesuai dengan peta zonasi gempa SNI 2002, ternyata desain yang menggunakan SNI 2002 masih memenuhi syarat jika ditinjau dengan SNI 2012.

### 5.2 Saran

1. Studi ini masih terbatas pada gempa wilayah 5 dan struktur gedung beraturan, untuk dapat memberikan gambaran yang lebih umum pada studi selanjutnya agar meninjau struktur gedung tidak beraturan dengan penambahan *shear wall* dan meninjau wilayah gempa yang lain.
2. Analisis gempa pada studi ini mengacu pada metode analisis statis ekuivalen dan spektrum respons secara linier, untuk mengetahui perilaku struktur saat menerima gempa besar pada studi selanjutnya agar menggunakan metode analisis riwayat waktu (*Time History*) berdasarkan catatan gempa besar yang telah terjadi di Indonesia.



## DAFTAR PUSTAKA

- Arfiandi Yoyong dan Satyarno Iman. 2013. *Perbandingan Spektra Desain Beberapa Kota Besar di Indonesia dalam SNI Gempa 2012 dan SNI Gempa 2002*. Konferensi nasional teknik sipil 7 universitas sebelas maret surakarta : S 302-S 305.
- Asroni, Ali. 2010. *Balok dan Pelat Beton Bertulang*". Yogyakarta: Graha Ilmu.
- Bird, P. 2003 An update digital model of plate boundaries, *Ghechemistry Geophysics Geosystem*, 4(3), doi:10.1029/2001GC000252.
- BSN. 1987, *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPURG 1987)*, Jakarta, BSN
- BSN. 2002, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002*, jakarta : BSN
- BSN, 2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung SNI 03-1726-2012*, jakarta : BSN
- BSN, 2013, *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2013*, jakarta : BSN
- Computer and Structures, Inc. 2003. *ETABS Integrated Building Design Software – Tutorial*. California Berkeley.
- Dipohusodo, Istamawan. 1994. *Struktur Beton Bertulang*. Jakarta : PT. Gramedia Pustaka Utama.
- HAKI (Himpunan Ahli Konstruksi Indonesia), 2011. *Shortcourse HAKI 2011 : Perancangan Struktur Tahan Gempa*. Jakarta HAKI (Himpunan Ahli Konstruksi Indonesia).
- Macgregor, J.G. 1997. *Reinforced Concrete : Mechanics and Design 3rs Ed.*"Prentice-Hall International, Inc.
- Meilano, I. 2010. Merahnya Peta Gempa Indonesia  
<http://m.tempo.co/read/news/2010/07/21/09526331/merahnya-peta-gempa-indonesia.html>
- Mulia, R. 2011. *Perbandingan Respons Struktur Frame dan Frame-Wall Bertingkat 30 Akibat Beban Gempa dan Beban Angin. Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia*. Yogyakarta.
- Priscilla Engeline Ester Ticoalu, Jorry D. Pangouw, Servie O. Dapas. 2015. Studi Komparasi Perhitungan Struktur Bangunan Dengan Menggunakan SNI 03-2847-2013 dan British Standard 8110-1-1997. *Jurnal sipil statik vol.3 no. 10 Oktober 2015 (718-727) ISSN : 2337-6732*.
- Widodo. 2001. *Respon Dinamik Struktur Elastik*. Jurusan Teknik Sipil FTSP, Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.