

TINJAUAN KINERJA STRUKTUR YANG DIRANCANG BERDASARKAN SNI 1726-2002 TERHADAP SNI 1726-2012 (STUDI KASUS STRUKTUR SRPMK KDS D DI KOTA GORONTALO)

Muhammad Farhan Mahendra Kelilaw¹, Rahmani Kadarningsih^{2*} and Mirzan Gani³

^{1,2,3}Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Negeri Gorontalo, Indonesia

*Corresponding Author

ABSTRAK: Indonesia mempunyai pedoman dalam perencanaan bangunan gedung tahan gempa yaitu SNI- 1726-2012. Sebelum diterbitkannya SNI-1726-2012, untuk gedung tahan gempa Indonesia pernah mengacu pada SNI-1726-2002, dimana untuk perencanaan gempa dibagi menjadi 6 wilayah gempa dan menganggap semua daerah di setiap kota memiliki respons spektra yang sama. Dengan adanya perubahan pedoman tersebut gedung yang dibangun berdasarkan SNI-1726-2002 perlu dievaluasi terhadap perubahan-perubahan ketentuan dalam SNI-1726-2012. Prosedur analisis menggunakan bantuan Program *ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems)* versi 9.7 untuk gedung dengan SNI 1726 2002 dan versi 17.0.1 untuk gedung dengan SNI 1726 2012 yang meliputi analisis pembebanan hingga pemeriksaan kinerja struktur. Gaya-gaya ultimit penampang akan dikontrol berdasarkan nilai kapasitas yang diperoleh melalui tahap desain awal pada gedung semula baik untuk kapasitas momen dan geser untuk penampang balok dan kolom. Berdasarkan hasil analisis, kinerja struktur Gedung 8 lantai berdasarkan SNI 1726:2002 di Kota Gorontalo, masih memiliki simpangan antar lantai yang aman berdasarkan ketentuan SNI 1726:2002, yakni sebesar 10,006 mm lebih kecil dari yang diijinkan yaitu sebesar 12,35 mm, akan tetapi jika dievaluasi dengan SNI 1726:2012 simpangan antar lantai yang terjadi sebesar 95,31 mm lebih besar dari yang diijinkan SNI 1726:2012 yakni sebesar 70 mm dan penambahan kolom sebagai perkuatan sktruktur Gedung 8 lantai di Kota Gorontalo pada bagian eksterior gedung mampu menambah kekakuan struktur dan meredam simpangan antar lantai yang terjadi dari 95,31 mm ke 69,53 mm sehingga memenuhi simpangan ijin berdasarkan SNI 1726:2012.

Keywords: Gempa, Penambahan Kolom, Struktur SRPMK.

1. PENDAHULUAN

Gempa bumi merupakan getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi akibat pelepasan energi dari bawah permukaan secara tiba-tiba yang menciptakan gelombang seismik. Gempa bumi merupakan salah satu penyebab utama dari keruntuhan struktur bangunan bertingkat tinggi.

Dalam melakukan pembangunan gedung bertingkat kekuatan dan kekakuan menjadi hal yang wajib diperhatikan. Kemampuan gedung dalam menerima beban yang bekerja, khususnya beban gempa harus diperhitungkan. Hal ini tentu untuk mengantisipasi kegagalan bangunan. Untuk gedung tahan gempa, Indonesia mempunyai pedoman dalam perencanaan yaitu SNI-1726- 2012. Pada pedoman ini setiap tempat atau setiap lokasi dengan koordinat lintang dan bujurnya memiliki respons spektra yang berbeda, karena wilayah gempa ditentukan berdasarkan parameter gerak tanah S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan S_1 (percepatan

batuan dasar pada periode 1 detik), sehingga respon spektrum yang terbentuk pada setiap tempat berbeda. Sebelum diterbitkannya SNI-1726-2012, untuk gedung tahan gempa Indonesia pernah mengacu pada SNI-1726-2002, dimana untuk perencanaan gempa dibagi menjadi 6 wilayah gempa dan menganggap semua daerah di setiap kota memiliki respons spektra yang sama. Dengan adanya perubahan pedoman tersebut gedung yang dibangun berdasarkan SNI-1726-2002 perlu dievaluasi terhadap perubahan-perubahan ketentuan dalam SNI-1726-2012.

Perkuatan pada struktur gedung akibat peningkatan gaya gempa menjadi solusi dalam meningkatkan kekakuan struktur. Kekakuan struktur dapat direpresentasikan dengan nilai waktu getar alami atau periode struktur.

Penelitian ini bertujuan untuk: 1) Mengetahui kinerja struktur gedung yang dirancang dengan SNI 1726 2002 jika dievaluasi berdasarkan SNI

1726 2012. 2) Mengetahui kinerja struktur dengan penambahan kolom sebagai salah satu solusi perkuatan tambahan struktur.

2. KAJIAN TEORITIS

2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) adalah desain struktur beton bertulang dengan pendetailan yang menghasilkan struktur yang fleksibel (memiliki daktilitas yang tinggi). Dengan pendetailan mengikuti ketentuan SRPMK, maka faktor reduksi gaya gempa R dapat diambil sebesar 8, yang artinya bahwa gaya gempa rencana hanya $1/8$ dari gaya gempa untuk elastis desain (Pengambilan nilai $R > 1$ artinya mempertimbangkan post-elastic desain, yaitu struktur mengalami kelelahan tanpa kegagalan fungsi) (Hastomi, 2013). Desain SRPMK beton bertulang harus mengikuti pendetailan yang telah ditetapkan dalam SNI-1726-2012 dan SNI 2847-2013.

2.2 Perencanaan Beban Gempa untuk Bangunan Gedung

Data perencanaan beban gempa untuk bangunan gedung dan non gedung diperoleh berdasarkan peta zonasi gempa. Analisis beban gempa terbagi atas: 1) Metode statik ekuivalen; adalah suatu representasi dari beban gempa setelah disederhanakan dan dimodifikasi, yang mana gaya inersia yang bekerja pada suatu massa akibat gempa disederhanakan menjadi gaya horizontal (Widodo, 2001). 2) Metode respon spectrum: adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T , lawan respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. 3) Metode time history: metode yang paling mendekati untuk meramalkan respons parameter dari struktur akibat gempa.

2.3 Pemeriksaan Perilaku Struktur

1. Eksentrisitas Gedung

Pemeriksaan eksentrisitas struktur bangunan pada lantai bertingkat, dihitung tegak lurus pada arah gempa, dinyatakan dengan (b), maka eksentrisitas rencana (E_d) harus ditentukan dengan menggunakan Persamaan (1) dan (2).

- a. Untuk $0 < e < 0,3 b$

$$\begin{aligned} E_d &= 1,5 \pm 0,05b \text{ atau,} \\ E_d &= e \pm 0,05b \end{aligned} \quad (1)$$
- b. Untuk $0 > 0,3 b$

$$E_d = 1.33 + 0.1b \text{ atau,}$$

$$E_d = 0.17e - 0.1b \quad (2)$$

2. Torsi Lateral Gedung

Ketidakteraturan torsi ekstrim terjadi bila rasio dari simpangan antar tingkat lebih besar dari 1,4. Ketidakberaturan torsi dapat juga ditentukan dengan menghitung faktor pembesaran torsi A_x dengan menggunakan Persamaan (3).

$$A_x = \left(\frac{\delta_m}{1,2 \times \delta a} \right)^2 \quad (3)$$

3. Pemeriksaan Kekakuan Diafragma

Saat beban gempa bekerja lantai diafragma akan mengalami tegangan tarik, tekan dan geser sesuai kekakuan dan distribusi massa. Jika displacement diafragma lebih besar dari 2 kali simpangan rata-rata elemen vertikal maka diafragma harus dianggap fleksibel. Analisis harus diulang jika analisis sebelumnya diafragma dianggap kaku.

4. Pemeriksaan Pengaruh P-Delta

Jika koefisien stabilitas (θ) lebih besar dari 0,1 tetapi kurang dari atau sama dengan faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-Delta pada perpindahan dan gaya elemen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, diijinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya elemen struktur dengan $1,0 / (1-\theta)$. Jika $\theta > \theta_m$ struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

5. Simpangan Antar Lantai

Sesuai Pasal 4.3.3 simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ menggunakan Persamaan (4) dan (5).

- a. Untuk struktur gedung beraturan :
$$\xi = 0,7 R \quad (4)$$

- b. Untuk Struktur gedung tak beraturan:

$$\xi = \frac{0,7 R}{\text{Faktir Skala}} \quad (5)$$

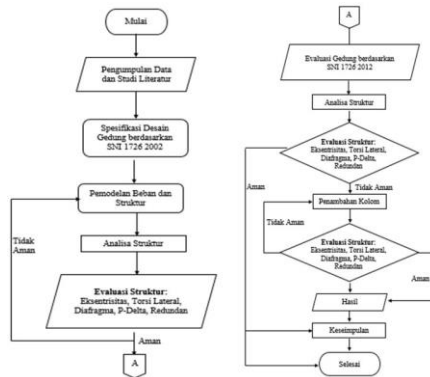
2.4 Perkuatan Struktur

Dalam bangunan, kolom berfungsi sebagai elemen struktur yang menyalurkan gaya-gaya dalam dari balok dan pelat, untuk diteruskan ke tanah dasar melalui pondasi. Gaya dari balok dan pelat yang disalurkan berupa gaya aksial tekan dengan/tanpa momen lentur. Pada struktur bangunan atas, kolom memegang peranan penting pada keutuhan

struktur, apabila kolom mengalami kegagalan maka berakibat pada keruntuhan struktur secara keseluruhan (Krisnamurti, dkk. 2013)

3. METODE PENELITIAN

3.1 Tahapan Penelitian



Gambar 1. Bagan Alir Penelitian

Gambar 1 menunjukkan tahapan proses penelitian.

3.2 Pembebanan

1. Beban Mati

- a. Berat sendiri komponen
- b. Beban mati tambahan

Tabel 1. Beban Mati Tambahan untuk Lantai

Beban Mati Tambahan	Balok Eksternal	Balok Internal	Non-Dinding	Plat lantai
	Kg/m'	Kg/m'	Kg/m'	Kg/m ²
Dinding ½ bata (tinggi 3,5 m)	875	-	-	-
Partisi tebal 10 mm + rangka	-	157,5	-	-
Finishing arsitektural	50	50	50	-
Plumbing	50	50	50	20
HVAC/ME	50	50	50	20
Tak Terduga	50	50	50	50
Cladding	52,5	-	-	-
Keramik + Spesi	-	-	-	110
Plafond dan rangka	-	-	-	50
Total	1127,5	357,5	200	250
Diambil	1130	360	200	250

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 2. Beban Mati Tambahan untuk Atap

Beban Mati Tambahan	Balok Eksternal	Balok Internal	Non-Dinding	Plat atap
	Kg/m'	Kg/m'	Kg/m'	Kg/m ²
Dinding ½ bata (tinggi 3,5 m)	218,75	-	-	-
Finishing arsitektural	12,5	50	50	-
Plumbing	50	50	50	20
HVAC/ME	50	50	50	20
Tak Terduga	50	50	50	50
Cladding	13,125	-	-	-
Plafond dan rangka	-	-	-	50
Waterprofing	-	-	-	28
Total	394,37	200	200	168
Diambil	400	200	200	170

Sumber: Hasil Perhitungan

2. Beban Hidup

Tabel 3. Beban Hidup Perkantoran

Beban hidup plat lantai	Ruang kantor		Koridor		Atap	
	SNI 1727 2013	PPRUG 1987	SNI 1727 2013	PPRUG 1987	SNI 1727 2013	PPRUG 1987
	kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²	
Atap	-	-	-	-	0,96	1
Lantai 2-7	2,4	3	3,83	3	-	-
Lantai 1	2,4	3	4,79	3	-	-

Sumber: Hasil Perhitungan

3. Beban Gempa

Pembebanan gempa pada perancangan bangunan ini menggunakan analisis respon spektra (*Respon Spectrum Analysis*). Berdasarkan SNI 1726-2012, pembebanan gempa yang terletak didaerah Gorontalo memiliki parameter sebagai berikut:

- Lokasi : Kota Gorontalo
- Kondisi tanah : Tanah Sedang (*SD*)
- Nilai S : 1,796g
- Nilai S_j : 0,709g
- Kategori resiko gedung : II
- Faktor keutamaan (I_e) : 1 (Gedung Perkantoran)
- Penahan beban lateral : SRPMK
- Faktor reduksi gempa (R) : 8
- Faktor kuat lebih (Ω_0) : 3

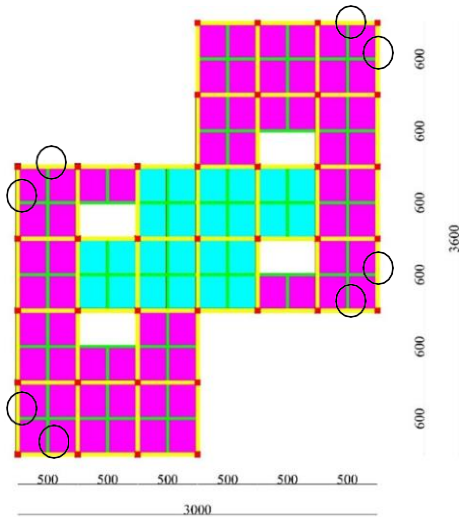
3.3 Pemodelan

Analisis yang dilakukan yakni berdasarkan model Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan variasi beban gempa berdasarkan SNI-1726-2002 dan SNI 1726-2012.

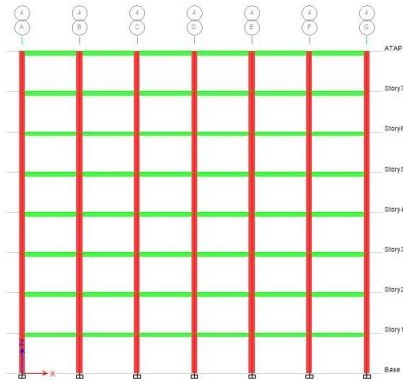
Tabel 4. Dimensi Komponen Gedung

Penampang	Ukuran	Satuan
Kolom	50x50	cm
Balok induk	35x45	cm
Balok anak	25x30	cm
Plat lantai	12	cm

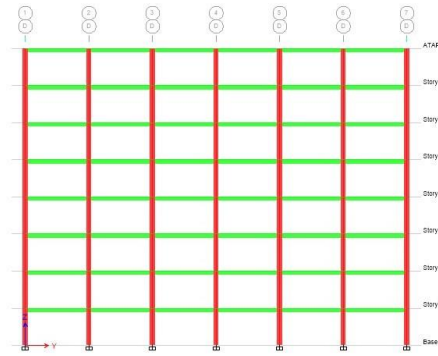
Sumber: Hasil Perhitungan



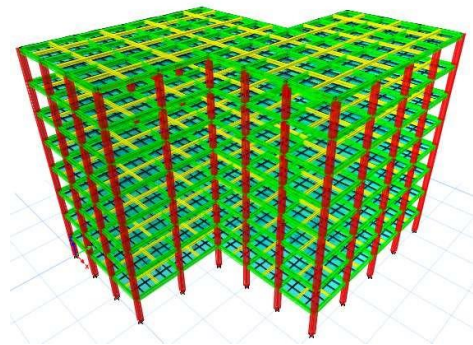
Gambar 2. Denah Bangunan



Gambar 3. Tampak Arah X



Gambar 4. Tampak Arah Y



Gambar 5. Tampak 3D

Luas total gedung adalah 720 m² dengan tinggi masing-masing lantai 3,5 m yang terdiri dari setiap komponen berupa balok induk, balok anak, kolom dan plat lantai. Untuk bagian yang terbuka dalam denah merupakan bukaan tangga dan lingkaran hitam merupakan rencana posisi untuk penambahan kolom. Penambahan kolom dilakukan dari lantai satu sampai dengan lantai lima.

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Spektrum Respons

1. Jumlah Beban Gravitasi

Tabel 5. Jumlah Beban Gravitasi

Story	Load	PPPUR G 1987	SNI 1727 2013	Total	
				PPPUR G 1987	SNI 1727 2013
ATAP	Berat Sendiri	4536	4536		
	Beban luar pelat	1416,33	1407,69	7.377	7.368
	Beban luar balok	1423,93	1423,93		
STORY 7	Berat Sendiri	4403	4403		
	Beban luar pelat	2140,10	2170,52	9.189	9.219
	Beban luar balok	2645,05	2645,05		
STORY 6	Berat Sendiri	4403	4403		
	Beban luar pelat	2140,10	2170,52	9.189	9.219
	Beban luar balok	2645,05	2645,05		
STORY 5	Berat Sendiri	4403	4403		
	Beban luar pelat	2140,10	2170,52	9.189	9.219
	Beban luar balok	2645,05	2645,05		
STORY 4	Berat Sendiri	4403	4403		
	Beban luar pelat	2140,10	2170,52	9.189	9.219
	Beban luar balok	2645,05	2645,05		
STORY 3	Berat Sendiri	4403	4403		
	Beban luar pelat	2140,10	2170,52	9.189	9.219
	Beban luar balok	2645,05	2645,05		
STORY 2	Berat Sendiri	4403	4403		
	Beban luar pelat	2140,10	2170,52	9.189	9.219
	Beban luar balok	2645,05	2645,05		
STORY 1	Berat Sendiri	4403	4403		
	Beban luar pelat	2140,10	2222,36	9.189	9.271
	Beban luar balok	2645,05	2645,05		
Total Beban				71.696,29	71.952,43

Sumber: Hasil Perhitungan

2. Parameter Desain

Tabel 6. Parameter desain SNI 1726 2012

Kategori resiko	Struktur Rangka Penahan Momen Khusus
Faktor keutamaan gempa S_S	1
S_I	1,796
S_{ds}	0,709
S_{di}	1,1973
Kategori desain seismik	0,706
Koefisien situs F_a	D
Koefisien situs F_v	1
Koefisien modifikasi respon R	1,5
Faktor kuat lebih ϕ	8
Faktor pembesaran defleksi C_d	3
	5,5

Sumber: Hasil Perhitungan

3. Periode Struktur

Periode Struktur Berdasarkan SNI 1726 2002

$T < \zeta n$, sehingga $T = 0,16 \times 8 = 1,28$ detik < 1,583 detik maka periode struktur yang digunakan adalah 1,28 detik.

Periode struktur berdasarkan SNI 1726 2012

$$T_a = C_t \cdot h_n^x = 0,0466 \cdot 28^{0,9} = 0,935 \text{ detik}$$

$$T_a = 0,1 \cdot N = 0,1 \cdot 8 = 0,8 \text{ detik}$$

Diambil $T_a = 0,935$ detik (terbesar dari dua hasil di atas)

Dari analisis ETABS: $T_c = 1,545$ detik

Batasan periode $CuTa = 1,4 \cdot 0,935 = 1,309$ detik

Jika $T_c > CuTa$, gunakan $T = CuTa$

Jika $T_a < T_c < CuTa$, gunakan $T = T_c$

Jika $T_c < T_a$ maka gunakan $T = T_a$

Karena $T_c > CuTa$ yakni $1,45 > 1,309$ maka digunakan $T = CuTa = 1,309$ detik.

4. Gaya Geser Bangunan

Tabel 7. Beban Statik Ekuivalen SNI 1726 2002

Story	Tinggi	Massa	$W_i \times z_i$	F_i (kN)
Atap	28	7.376,75	206.548,99	614,76
Story 7	24,5	9.188,51	225.118,38	670,03
Story 6	21	9.188,51	192.958,61	574,31
Story 5	17,5	9.188,51	160.798,84	478,59
Story 4	14	9.188,51	128.639,07	382,87
Story 3	10,5	9.188,51	96.479,30	287,15
Story 2	7	9.188,51	64.319,54	191,44
Story 1	3,5	9.188,51	32.159,77	95,72
JUMLAH Σ		71.696,29	1.107.022,50	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 7. Beban Statik Ekivalen SNI 1726 2012 Sebelum Penambahan Kolom

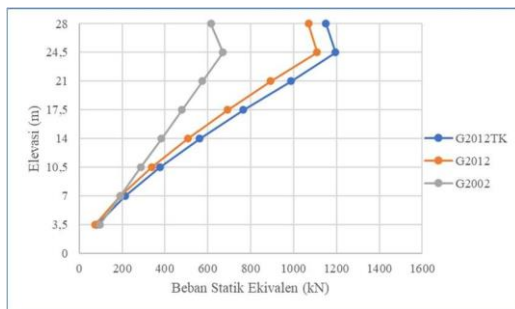
Story	Tinggi	Massa	$w_j h_i^k$	C_{si}	F_i (kN)
Atap	28	7.368,11	794.192,15	0,220	1.069,76
Story 7	24,5	9.218,93	823.756,15	0,228	1.109,58
Story 6	21	9.218,93	663.392,01	0,183	893,58
Story 5	17,5	9.218,93	513.520,99	0,142	691,70
Story 4	14	9.218,93	375.358,00	0,104	505,60
Story 3	10,5	9.218,93	250.591,37	0,069	337,54
Story 2	7	9.218,93	141.788,68	0,039	190,99
Story 1	3,5	9.270,77	53.860,79	0,015	72,55
JUMLAH Σ		71.952,43	3.616.460,14		

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 8. Beban Statik Ekivalen SNI 1726 2012 Sesudah Penambahan Kolom

Story	Tinggi	Massa	$w_j h_i^k$	C_{si}	F_i (kN)
Atap	28	7.368,11	770.664,06	0,228	1.150,50
Story 7	24,5	9.218,93	800.316,11	0,237	1.194,77
Story 6	21	9.453,61	661.842,86	0,196	988,05
Story 5	17,5	9.453,61	513.165,51	0,152	766,09
Story 4	14	9.453,61	375.854,31	0,111	561,10
Story 3	10,5	9.453,61	251.575,03	0,075	375,57
Story 2	7	9.453,61	142.867,08	0,042	213,28
Story 1	3,5	9.505,45	54.603,42	0,016	81,52
JUMLAH Σ		73.360,56	3.373.417,88		

Sumber: Hasil Perhitungan



Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 6. Distribusi Massa Lantai Beban Statik Ekivalen

5. Pemeriksaan Partisipasi Masa

Sesuai SNI-1726-2002 pasal 7.2.1 dan SNI-1726-2012 Pasal 7.9.1 perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 90%.

Rasio partisipasi massa utama diambil dari ETABS dalam bentuk tabel. Jumlah mode didesain

minimal 12 mode. Jika dalam 12 mode partisipasi massa belum memenuhi 90%, maka didesain lagi dengan jumlah mode yang memperhitungkan paling tidak setiap lantai terjadi 3 mode.

6. Penentuan Skala Nilai Respon Spektrum

Sesuai SNI 1726-2002 pasal 7.1.3 nilai gaya geser dasar hasil analisis struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama, dimana dalam hal ini gaya geser dasar nominal ialah 0,8 kali gaya geser dasar ragam pertama. Gaya geser dasar nominal terhadap 80% dari gaya geser statik didapat faktor skala, dimana untuk pendekatan statiknya diperlukan *scale up* dari perhitungan dinamikanya.

Berdasarkan SNI-1726-2012 Pasal 7.9.4.1 nilai akhir respons spektrum jika kurang dari 85% nilai respons ragam pertama atau $V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$ maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan faktor skala.

4.2 Pemeriksaan Perilaku Struktur

1. Pemeriksaan Eksentrisitas Struktur

Tabel 8. Eksentrisitas Struktur G2002 arah X

Story	XCM	XCR	e_{ox}	$e_A = 0,05L$	$e_x = e_{ox} + e_A$
ATAP	14,986	15	0,014	1,5	1,514
Story7	14,988	15	0,012	1,5	1,512
Story6	14,988	15	0,012	1,5	1,512
Story5	14,988	15	0,012	1,5	1,512
Story4	14,988	15	0,012	1,5	1,512
Story3	14,988	15	0,012	1,5	1,512
Story2	14,988	15	0,012	1,5	1,512
Story1	14,988	15	0,012	1,5	1,512
			Maksimum :		1,514
Panjang Bentang X (L):	30		Rasio Eksentrisitas X:		0,050

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 8. Eksentrisitas Struktur G2002 arah Y

Story	YCM	YCR	e_{ox}	$e_A = 0,05L$	$e_x = e_{ox} + e_A$
ATAP	17,995	17,993	-0,002	1,8	1,798
Story7	17,996	17,994	-0,002	1,8	1,798
Story6	17,996	17,994	-0,002	1,8	1,798
Story5	17,996	17,994	-0,002	1,8	1,798
Story4	17,996	17,994	-0,002	1,8	1,798
Story3	17,996	17,995	-0,001	1,8	1,799
Story2	17,996	17,996	0	1,8	1,8
Story1	17,996	17,998	0,002	1,8	1,802
Maksimum :					1,802
Panjang Bentang Y (L):			36	Rasio Eksentrisitas X:	0,05

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 9. Eksentrisitas Struktur G2012 arah X

Story	XCM	XCR	e_{ox}	A_x	$e_A = 0,05L.A_x$	$e_x = e_{ox} + e_A$
ATAP	15	15	15	0	1	1,5
Story7	15	15	15	0	1	1,5
Story6	15	15	15	0	1	1,5
Story5	15	15	15	0	1	1,5
Story4	15	15	15	0	1	1,5
Story3	15	15	15	0	1	1,5
Story2	15	15	15	0	1	1,5
Story1	15	15	15	0	1	1,5
Maksimum :						1,5
Panjang Bentang X (L):			30	Rasio Eksentrisitas X:	0,050	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 10. Eksentrisitas Struktur G2012 arah Y

Story	YCM	YCR	e_{ox}	A_x	$e_A = 0,05L.A_x$	$e_x = e_{ox} + e_A$
ATAP	18	18	0	1	1,8	1,8
Story7	18	18	0	1	1,8	1,8
Story6	18	18	0	1	1,8	1,8
Story5	18	18	0	1	1,8	1,8
Story4	18	18	0	1	1,8	1,8
Story3	18	18	0	1	1,8	1,8
Story2	18	18	0	1	1,8	1,8
Story1	18	18	0	1	1,8	1,8
Maksimum :						1,8
Panjang Bentang X (L):			36	Rasio Eksentrisitas X:	0,050	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 11. Eksentrisitas Struktur G2012TK arah X

Story	YCM	YCR	e_{ox}	A_x	$e_A = 0,05L.A_x$	$e_x = e_{ox} + e_A$
ATAP	15	15	0	1	1,5	1,5
Story7	15	15	0	1	1,5	1,5
Story6	15	15	0	1	1,5	1,5
Story5	15	15	0	1	1,5	1,5
Story4	15	15	0	1	1,5	1,5
Story3	15	15	0	1	1,5	1,5
Story2	15	15	0	1	1,5	1,5
Story1	15	15	0	1	1,5	1,5
Maksimum :						1,5
Panjang Bentang X (L):			36	Rasio Eksentrisitas X:	0,050	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 12. Eksentrisitas Struktur G2012TK arah Y

Story	YCM	YCR	e_{ox}	A_x	$e_A = 0,05L.A_x$	$e_x = e_{ox} + e_A$
ATAP	18	18	0	1	1,8	1,8
Story7	18	18	0	1	1,8	1,8
Story6	18	18	0	1	1,8	1,8
Story5	18	18	0	1	1,8	1,8
Story4	18	18	0	1	1,8	1,8
Story3	18	18	0	1	1,8	1,8
Story2	18	18	0	1	1,8	1,8
Story1	18	18	0	1	1,8	1,8
Maksimum :						1,8
Panjang Bentang X (L):			36	Rasio Eksentrisitas X:	0,050	

Sumber: Hasil Perhitungan

2. Pemeriksaan Torsi Lateral

Torsi tidak dapat dihilangkan melainkan dapat diminimalisir. Pembesaran torsi akibat terjadinya puntiran atau torsi tidak boleh melebihi 3,0 berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.4.3.

$\Delta_{maks} < 1,2.\Delta_{avg}$: Ketidak-beraturan torsi tidak terjadi

$1,2.\Delta_{avg} \leq \Delta_{maks} \leq 1,4.\Delta_{avg}$: Terjadi ketidak-beraturan torsi

$\Delta_{maks} > 1,4.\Delta_{avg}$: Terjadi ketidak-beraturan torsi ekstrim

Δ_{maks} adalah simpangan antar lantai maksimum dan Δ_{avg} adalah simpangan antar lantai rata-rata. Nilai Δ_{maks} dan Δ_{avg} diperoleh dari output ETABS.

Δ Maks adalah perpindahan maksimum dan Δ avg adalah perpindahan rata-rata. Nilai Δ maks dan Δ avg diperoleh dari hasil perhitungan ETABS yang ditabelkan dalam excel. Dari hasil Tabel 4.20-4.25, menunjukkan bahwa ketidak beraturan torsi tidak terjadi pada struktur, sehingga struktur aman terhadap torsi.

3. Pemeriksaan Diafragma

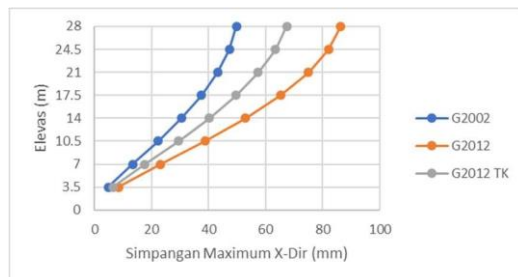
Nilai Max drift yang merupakan output ETABS, adalah simpangan antar lantai maksimum pada diafragma akibat beban statik ekuvalen arah X dan arah Y, sedangkan nilai Average merupakan nilai rata-rata dari drift maksimum dan drift minimum pada join elemen vertikal yang terjadi akibat beban statik. Pada awal analisis, diafragma didesain sebagai kaku (rigid), maka diafragma tidak perlu diubah.

4. Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.8.7 pengaruh P-Delta pada semua tingkat harus diperiksa rasio stabilitas tingkat, untuk diperhitungkan koefisien stabilitas $\theta \leq 0,1$. Bila $\theta \geq 0,1$ dan masih lebih kecil dari θ_{maks} maka faktor peningkatan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur diijinkan untuk direduksi sebesar $(1 - \theta)$.

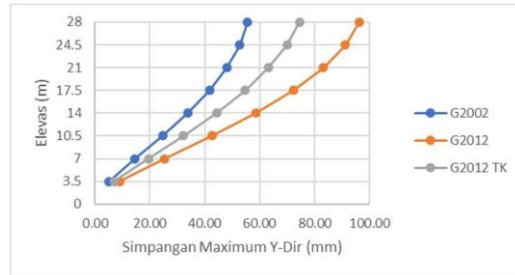
Pemeriksaan P-Delta harus dilakukan untuk menentukan stabilitas dari struktur stabil atau P-Delta tidak ada, jika P-Delta terjadi (ada P-Delta) maka struktur harus didesain kembali. Pada struktur ini tidak terjadi P-Delta maka tidak dilakukan desain kembali. Artinya dalam analisis ini P-delta telah memenuhi syarat stabilitas.

4.3 Simpangan Maksimum



Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 7. Simpangan Maksimum Arah X

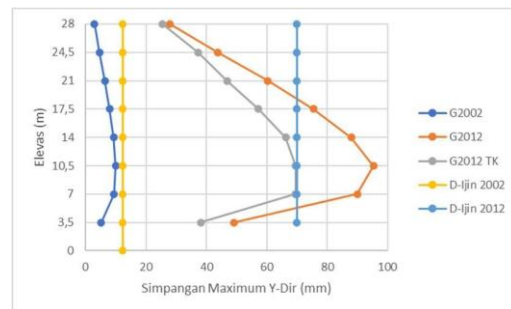


Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 8. Simpangan Maksimum Arah Y

Berdasarkan hasil analisis diperoleh simpangan maksimum G2002 terjadi pada sumbu Y sebesar 55,61 mm, setelah dievaluasi dengan SNI 1726 2012 meningkat menjadi 96,283 mm. Kemudian setelah dilakukan penambahan kolom pada bagian luar gedung, mengaloi penurunan menjadi 74,562 mm.

4.4 Simpangan Antar Lantai



Sumber: Hasil Perhitungan

Gambar 9. Grafik Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan Gambar 9 dapat dilihat bahwa G2002 sebelumnya memenuhi simpangan yang diijinkan, akan tetapi saat dievaluasi menggunakan SNI 1726-2012 simpangan telah melewati simpangan yang diijinkan. Namun akibat penambahan kolom pada sisi luar gedung simpangan kembali memenuhi simpangan ijin berdasarkan SNI 1726-2012.

5. KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

1. Kinerja struktur berdasarkan SNI 1726 2002 di Kota Gorontalo jika dievaluasi dengan SNI 1726 2012 masih aman terhadap torsi lateral dan efek P-Delta, tetapi simpangan antar lantai terjadi sebesar 95,31 mm sehingga melewati batas ijin SNI 1726 2012.

2. Penambahan kolom sebagai perkuatan sktruktur di Kota Gorontalo pada bagian eksterior gedung mampu menambah kekakuan struktur dan meredam simpangan antar lantai yang terjadi dari 95,31 mm ke 69,53 mm sehingga memenuhi simpangan ijin berdasarkan SNI 1726 2012.

5.2 Saran

1. Penelitian ini hanya fokus pada kinerja struktur berdasarkan analisis linier. Penelitian selanjutnya dapat dilakukan dengan bangunan yang lebih tinggi dan menggunakan analisis non-linier.
2. Penelitian ini tidak memperhitungkan gaya yang terjadi pada balok akibat penambahan kolom, maka diharapkan penelitian selanjutnya dapat memperhitungkan gaya yang terjadi pada balok.

6. DAFTAR PUSTAKA

- [1] Badan Standar Nasional, (2002). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. BSN. Jakarta.
- [2] Badan Standar Nasional, (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. BSN. Jakarta.
- [3] Badan Standar Nasional, (2013). *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*. BSN. Jakarta
- [4] Badan Standar Nasional, (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. BSN. Jakarta.
- [5] Departemen Pekerjaan Umum, *Desain Spektra Indonesia*, http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/
- [6] Hastomi, (2013). *Desain Struktur Beton dengan SRPMK*, <https://hastomiaf.wordpress.com/2013/09/28/desain-struktur-betondengan-srpmk-12/>.
- [7] Krisnamurti, Wiswamitra, K. A. & Kriswardhana, W., 2013. *Pengaruh Variasi Bentuk Penampang Kolom Terhadap Perilaku Elemen Struktur Akibat Beban Gempa*. Universitas Jember
- [8] Mulia, rezky, (2011). *Perencanaan Beban Gempa Sesuai ASCE 7-10*, <https://rezkymulia.wordpress.com/2011/07/2/perencanaan-beban-gempasesuai-asce-7-10/>
- [9] Mulia, rezky, (2011). *Perencanaan Respons Spektrum Sesuai ASCE 7-10*, <https://rezkymulia.wordpress.com/2011/03/2/perencanaan-responsspektrum-sesuai-asce-7-10/>
- [10] Nasution, Amrinsyah, (2009). *Analisis dan Desain Struktur Beton Bertulang*. ITB. Bandung
- [11] Widodo, (2001), *Respon Dinamik Struktur Elastik*. Jurusan Teknik Sipil, FTSP, Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta