

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Kolom

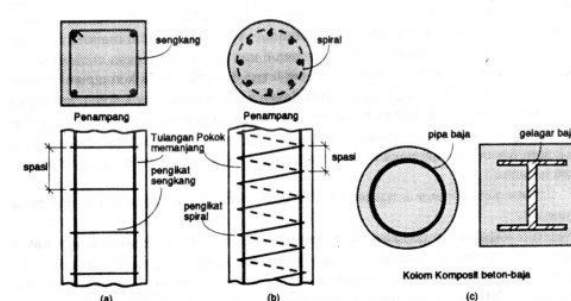
Kolom adalah salah satu elemen struktur yang vertikal berfungsi meneruskan beban aksial dan diteruskan ke fondasi. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (*collapse*) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (*total collapse*) seluruh struktur (Sudarmoko, 1996). Kolom didefinisikan oleh SNI 2847:2013 adalah komponen struktur dengan rasio tinggi terhadap dimensi ateral terkecil melampaui 3 yang digunakan terutama untuk menumpu beban tekan aksial.

2.1.1 Jenis Kolom

Jenis-jenis kolom diklasifikasikan dalam bentuk kolom dan susunan penulangan, cara pembebanan, posisi beban pada penampang dan panjang kolom. Menurut Wang (1986) dan Feguson (1986), jenis-jenis kolom ada tiga:

1. Kolom ikat (*tie coloumn*)
2. Kolom spiral (*spiral coloumn*)
3. Kolom komposit (*composite coloumn*)

Masing-masing jenis kolom yang telah disebutkan diatas digambarkan pada **Gambar 2.1.**



Gambar 2.1 Jenis-jenis Kolom

(Sumber : <https://cv-yufakaryamandiri.blogspot.com/2012/10/jenis-jenis-kolom-beton.html>)

Menurut sumber lain pada buku struktur beton bertulang (Dipohusodo, 1994) ada tiga jenis kolom beton bertulang yaitu:

1. Kolom menggunakan pengikat sengkang lateral

Jenis pada kolom ini adalah kolom beton yang memiliki besi tulangan pokok memanjang dan memiliki besi pengikat (sengkang) arah lateral sepanjang kolom dengan spasi tertentu.

2. Kolom menggunakan pengikat spiral

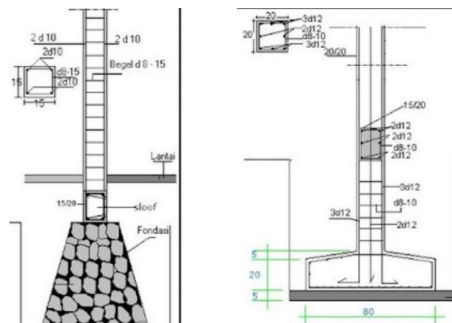
Kolom dengan pengikat spiral memiliki besi tulangan pokok memanjang yang dililitkan keliling membentuk heliks di sepanjang kolom.

Fungsi dari pengikat spiral dapat memberi kemampuan kolom untuk menyerap deformasi cukup besar saat kondisi bangunan sebelum runtuh, sehingga mampu mencegah redistribusi momen dan tegangan pada seluruh struktur sebelum kondisi runtuh.

3. Struktur kolom komposit

Struktur kolom komposit merupakan komponen struktur tekan arah memanjang dengan gelagar baja profil atau pipa, dengan atau tanpa diberi besi tulangan pokok memanjang.

Selain dari macam pengikat kolom, pada bangunan gedung memiliki bentuk kolom yang berbeda. Bentuk kolom dibagi menjadi dua jenis yaitu kolom utama dan kolom praktis yang digambarkan pada **Gambar 2.2**



Gambar 2.2 Bentuk-bentuk Kolom

(Sumber: <https://www.arsitur.com/2017/10/pengertian-kolom-dan-jenis-jenis-kolom.html>)

(a) Kolom utama

Kolom utama pada struktur bangunan gedung adalah kolom utama yang memiliki fungsi untuk menyanggah beban aksial utama dan diteruskan ke fondasi. Pada SNI 2847:2013 syarat kolom harus dirancah untuk menahan gaya aksial dari beban terfaktor pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang lantai atau atap bersebelahan yang ditinjau. Kondisi pembebanan yang memberikan rasio momen maksimum terhadap beban aksial harus juga ditinjau.

(b) Kolom praktis

Kolom praktis adalah kolom yang berada antar dinding untuk membantu fungsi kolom utama. Menurut SNI 03-2834-1992 kolom praktis yang terbuat dari beton bertulang berukuran 15 cm x 20 cm dengan tulangan utama minimal \emptyset 12 mm, sengkang \emptyset 8 mm dengan jarak 10 cm yang berfungsi sebagai pengaku dinding pasangan.

2.1.2 Perilaku Kolom

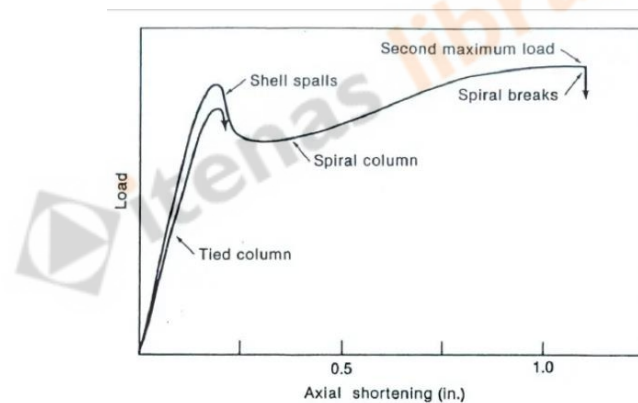
Kolom memikul kombinasi beban aksial ultimit dan momen ultimit secara bersamaan. Akibat dari kondisi tersebut, kolom harus memiliki kekuatan dan kekakuan yang lebih dari beban yang diberikan. Sehingga, kolom harus direncanakan sesuai dengan beban dan momen yang diterima kolom serta mengacu pada peraturan yang ada. Menurut Bustamy (2011) dalam penelitiannya mengenai kapasitas lentur dan daktilitas dalam menahan beban lateral pada berbagai bentuk kolom mendapatkan bahwa kolom dengan sengkang lingkaran memiliki kinerja terbaik dalam menahan beban dan daktilitas dibandingkan dengan sengkang persegi. Krisnamurti (2013) juga mengatakan dalam penelitiannya mengenai pengaruh variasi bentuk penampang kolom terhadap perilaku elemen struktur akibat beban gempa mendapatkan bahwa kapasitas kolom lingkaran dalam menerima beban aksial lebih besar daripada kolom persegi dan persegi panjang.

Pada kolom persegi, tulangan sengkang persegi memiliki spasi antar tulangan sebagai dukungan dari tulangan utama longitudinal. Saat kolom diberi

beban sampai runtuh, beton di luar sengkang akan hancur terlebih dahulu. Kolom dengan sengkang persegi akan hancur secara tiba-tiba jika diberi beban sampai runtuh yang menjadikan tulangan utama longitudinal akan mengalami pembengkokan, kemudian tulangan sengkang akan bengkok keluar karena beton pada kolom mengalami ekspansi sampai kolom hancur.

Pada kolom bulat, tulangan sengkang berbentuk spiral menerus sebagai dukungan pada tulangan utama longitudinal. Saat kolom diberi beban aksial sampai runtuh, beton luar akan hancur terlebih dahulu. Penggunaan tulangan spiral pada kolom bulat mengakibatkan kolom hancur secara perlahan karena setelah beton luar hancur, kolom inti dapat ditahan oleh tulangan spiral, yang selanjutnya kolom akan berdeformasi lebih lanjut sampai tulangan utama bengkok dan runtuh.

Penggambaran perilaku kolom terhadap bentuk tulangan digambarkan pada kurva keruntuhan kolom persegi dan spiral pada **Gambar 2.3**



Gambar 2.3 Kurva Keruntuhan Kolom Persegi dan Spiral

Sumber: Bahan Ajar Struktur Beton II (Aminullah,2015)

2.1.3 Kapasitas Kolom

Kapasitas kolom mencakupi batasan-batasan desain sesuai dengan SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung sebagai berikut:

1. Desain beban aksial ϕP_n dari komponen struktur tekan tidak boleh lebih besar $\phi P_{n(max)}$ yang dihitung pada pers (2.1) atau (2.2):

(i) Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan spiral:

$$\phi P_{n(max)} = 0.85\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (2.1)$$

(ii) Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan pengikat:

$$\phi P_{n(max)} = 0.80\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (2.2)$$

2. Batasan untuk tulangan komponen struktur tekan

(i) Luas tulangan longitudinal (A_{st}) untuk komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ atau lebih dari $0.08A_g$ yang dijabarkan pada persamaan (2.3) berikut:

$$0.08A_g < A_{st} < 0.01A_g \quad (2.3)$$

(ii) Jumlah minimum batang tulangan longitudinal pada komponen struktur tekan adalah 4 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segiempat atau lingkaran, 3 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segitiga dan 6 untuk batang tulangan yang dilingkupi oleh spiral yang memenuhi no (iii)

(iii) Rasio volume tulangan spiral ρ_s tidak boleh kurang dari nilai yang diberikan oleh pers (2.4)

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2.4)$$

dimana nilai $f_{yt} < 700$ MPa

2.1.4 Kekuatan Desain

Pada peraturan SNI 2847-2019 untuk faktor reduksi kekuatan komponen tekan sesuai dengan pasal 21.2 untuk momen dan gaya aksial dengan jenis tulangan transversal bentuk pengikat sebesar 0.65.

2.2 Pembebanan pada Struktur Bangunan

Pada perencanaan struktur dibutuhkan untuk perencanaan dan analisis struktur. Perencanaan meliputi pemodelan, pembebanan dan menganalisis struktur

pada beban eksisting maupun beban gempa. Pada penelitian tugas akhir ini, perencanaan struktur menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang mengacu pada SNI 1726:2019 tentang “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”.

2.2.1 Beban Gempa

Faktor pembebanan gempa pada struktur kolom persegi dan kolom bulat yang terjadi memiliki acuan dasar terhadap SNI 1726-2019 2019 tentang “Tata Cara erencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung” meliputi gempa rencana, faktor keutamaan gempa, kategori risiko struktur bangunan dan kombinasi beban terfaktor. Masing-masing faktor gempa dijelaskan sebagai berikut:

1. Gempa rencana

Menurut SNI 1726:2019, gempa rencana harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan nongedung. Gempa rencana ditetapkan dengan kemungkinan terlampaui besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2%.

2. Kategori risiko

Kategori risiko bangunan diklasifikasikan berdasarkan fungsi gedung dan non gedung untuk beban gempa pada **Tabel 2.1** Pada penelitian tugas akhir ini, fungsi gedung pada struktur kolom persegi dan kolom bulat adalah sekolah dengan kategori risiko IV yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting tetapi tidak dibatasi.

Tabel 2.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang dikategorikan sebagai fasilitas penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat	IV

(Sumber : SNI 1726-2019 tentang “Tata Cara erencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”)

3. Faktor keutamaan gempa

Faktor keutamaan adalah faktor untuk menyesuaikan periode ulang gempa dengan umur struktur. Faktor keutamaan gempa diklasifikasikan sesuai dengan kategori risiko gedung sesuai dengan **Tabel 2.2**.

Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

(Sumber : SNI 1726-2019 tentang “Tata Cara erencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”)

4. Kombinasi beban terfaktor

Perencanaan struktur gedung harus direncanakan menggunakan kombinasi pembebanan. Sistem fondasi tidak boleh gagal terlebih dahulu daripada struktur yang ditumpunya. Pada penelitian tugas akhir ini, dilakukan kombinasi pembebanan dasar dengan metode ultimit berdasarkan SNI 1726:2019.

Kombinasi pembebanan dasar didesain agar kuat desain sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi di bawah. Hal yang paling menentukan yaitu dari beban-beban angin dan seismik, tetapi

kedua beban tersebut tidak perlu ditinjau secara simultan. Berdasarkan SNI 1726:2019 terdapat definisi khusus mengenai pengaruh beban gempa (E):

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$
5. $0,9D + 1,0W$

2.2.2 Beban Mati dan Beban Mati Tambahan

Beban mati (*Dead Load*) adalah beban yang besarnya sama dan tidak berubah-ubah / tetap setiap saat berupa berat sendiri struktur serta struktur lainnya. Pada penelitian tugas akhir ini, pembebanan mati (*dead load*) dilakukan otomatis pada program ETABS18 yang termasuk beban sendiri struktur yaitu kolom, balok dan pelat beton bertulang.

Beban mati tambahan (*Superimposed Dead Load*) adalah beban tambahan berupa non struktural akibat penambahan beban seperti beban arsitektur, mekanikal, elektrik dan *plumbing*.

2.2.3 Beban Hidup

Beban hidup (*Live Load*) adalah beban dinamis yang terjadi akibat fungsi dari bangunan gedung tersebut. Berdasarkan SNI 1727:2013 tentang “Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain”. Pada penelitian ini fungsi gedung adalah bangunan sekolah atau pendidikan, beban hidup yang digunakan berturut-turut pada ruang kelas, koridor lantai pertama, koridor di atas lantai pertama dan atap datar adalah $1,92 \text{ kN/m}^2$, $3,83 \text{ kN/m}^2$, $4,79 \text{ kN/m}^2$ dan $0,96 \text{ kN/m}^2$ sesuai dengan **Tabel 2.3**.

Tabel 2.3 Beban Minimum untuk Perancangan Gedung

Hunian atau penggunaan	Merata	Terpusat
Atap		
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0,96)	
Atap digunakan untuk taman atap	100 (4,79)	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain		
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya	Sama seperti hunian dilayani	
Awning dan kanopi		
Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 (0,24) tidak boleh direduksi	
	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributasi dari atap yang ditumpu oleh rangka	
Rangka tumpu layar penutup		200 (0,89)
Sekolah		
Ruang kelas	40 (1,92)	1000 (4,5)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1000 (4,5)
Koridor lantai pertama	100 (4,79)	1000 (4,5)

(Sumber : SNI 1727-2013 tentang “Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain”)

2.3 Analisis Struktur Ketahanan Gempa

Perencanaan struktur ketahanan gempa membahas tentang tata cara desain struktur dengan ketahanan gempa berdasarkan pada SNI 1726:2019 tentang “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”.

2.3.1 Respon Spektrum

Respon spektra disajikan dalam bentuk grafik antara periode waktu. Berdasarkan SNI 1726:2019, untuk menentukan respon spektral percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (2.5)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.6)$$

Keterangan :

F_a = Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek;

F_v = Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik;

S_{MS} = Parameter respon spektral percepatan pada periode pendek;

S_{M1} = Parameter respon spektral percepatan pada periode 1 detik;

S_s = Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek;

S_1 = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R untuk periode 1 detik.

Koefisien situs F_a dan F_v dikelompokkan sesuai dengan kelas situs tanah pada

Tabel 2.4 dan **Tabel 2.5**.

Tabel 2.4 Koefisien Situs, F_a

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

(Sumber: SNI 1726:2019 tentang "Tata Cara perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung")

Tabel 2.5 Koefisien Situs, F_v

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

(Sumber: SNI 1726:2019 tentang "Tata Cara perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung")

Parameter percepatan spektral desain harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.7)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.8)$$

Keterangan :

S_{DS} = Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek;

S_{D1} = Parameter percepatan spectral desain untuk periode 1 detik.

2.3.2 Sistem Struktur Pemikul Gaya Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019, sistem pemikul gaya seismik yang berbeda diizinkan untuk digunakan menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur. Faktor-faktor yang mempengaruhi pada sistem pemikul pada nilai R , C_d dan Ω_0 pada **Tabel 2.6**. Pada penelitian tugas akhir ini, sistem pemikul digunakan adalah sistem rangka beton pemikul beton momen khusus.

Tabel 2.6 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_x (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
C. Sistem Rangka Pemikul Momen								
1. Rangka Baja Pemikul Momen Khusus	8	3	5 ^{1/2}	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5 ^{1/2}	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4 ^{1/2}	3	4	TB	TB	10	TI	TI
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3 ^{1/2}	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 ^{1/2}	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 ^{1/2}	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 ^{1/2}	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5 ^{1/2}	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber: SNI 1726:2019 tentang "Tata Cara perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung")

2.3.3 Gaya Lateral Ekuivalen

Prodesur gaya lateral ekuivalen mencakupi beberapa hal sebagai berikut:

1. Gaya Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismik (V) ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_S W \quad (2.9)$$

Keterangan :

C_S = koefisien respons seismik;

W = berat seismik efektif.

Koefisien respons seismik (C_S) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.10)$$

Keterangan:

R = koefisien modifikasi respons dalam **Tabel 2.6**;

I_e = faktor keutamaan gempa.

Nilai C_S yang dihitung sesuai dengan persamaan (2.10) tidak boleh melebihi berikut ini:

- Untuk $T \leq T_L$

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.11)$$

- Untuk $T \geq T_L$

$$C_S = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.12)$$

- C_S harus tidak kurang dari

$$C_S = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (2.13)$$

- Untuk $S_1 \geq 0.6g$

$$C_S = \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.14)$$

2. Penentuan periode fundamental pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a) harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (2.15)$$

Keterangan :

h_n = ketinggian struktur di atas dari sampai tingkat tertinggi struktur

Koefisien C_t dan x ditentukan pada **Tabel 2.7** Berikut.

Tabel 2.7 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik :		
- Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
- Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber: SNI 1726:2019 tentang "Tata Cara perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung")

Sebagai alternatif, diizinkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a) dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem pemikul gaya seismik terdiri dari rangka pemikul momen yang seluruhnya beton atau seluruhnya baja dan rata-rata tinggi tingkat sekurang-kurangnya 3 m :

$$T_a = 0,1N \quad (2.16)$$

Keterangan :

N = jumlah tingkat.

3. Distribusi vertikal gaya seismik

Gaya seismik lateral (F_x) pada sembarang tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx}V \quad (2.17)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal;

V = gaya geser di dasar struktur (kN);

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikarenakan pada tingkat i atau x ;

h_i dan h_x = tinggi dari dasar *sampai* tingkat I atau x (m);

k = eksponen yang *terkait* dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut:

untuk struktur dengan $T \leq 0.5$ detik, $k = 1$

untuk struktur dengan $T \geq 2.5$ detik, $k = 2$

untuk struktur dengan $0.5 < T < 2.5$ detik, $k = 2$ atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

4. Distribusi horizontal gaya seismik

Geser tingkat desain seismik di semua tingkat, V_x ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (2.18)$$

Keterangan :

F_i = bagian dari geser dasar seismik (V) pada tingkat ke- I (kN).

5. Pembersaran momen torsi tak terduga

Struktur dengan kateori desain seismik C, D, E atau F harus diperhitungkan dengan mengalikan M_{ta} di masing-masing tingkat dengan faktor pembersaran torsi (A_x) yang ditentukan dari persamaan berikut :

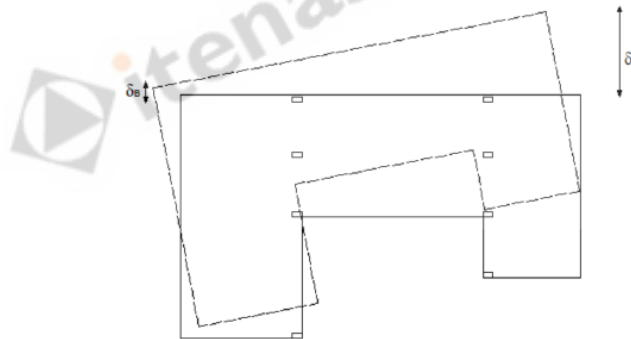
$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{avg}} \right)^2 \quad (2.19)$$

Keterangan :

δ_{max} = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm);

δ_{avg} = rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm).

Faktor pembersaran torsi (A_x) tidak boleh kurang dari 1 dan tidak perlu melebihi 3,0. Pembebanan yang lebih parah untuk masing-masing elemen harus ditinjau untuk desain.



Gambar 2.4 Faktor Pembersaran Torsi (A_x)

(Sumber: SNI 1726:2019 tentang “Tata Cara perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”)

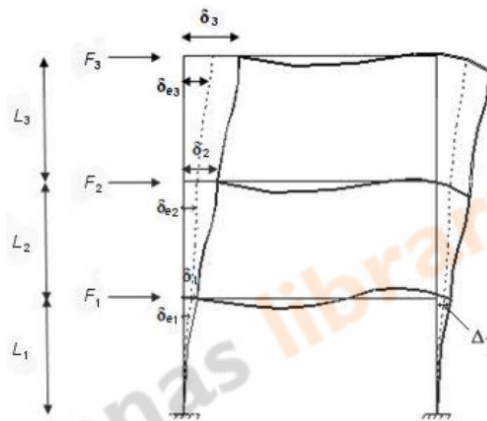
Faktor pembersaran torsi yang lebih parah ditentukan dengan persamaan sebagai berikut:

$$\delta_{avg} = \frac{\delta_A + \delta_B}{2} \quad (2.20)$$

$$A_X = \left[\frac{\delta_{max}}{1,2(\delta_{avg})} \right]^2 \quad (2.21)$$

6. Penentuan simpangan antar tingkat

Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau seperti pada **Gambar 2.5** Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya.



Gambar 2.5 Penentuan Simpangan antar Tingkat

(Sumber: SNI 1726:2019 tentang “Tata Cara perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”)

Penentuan simpangan antar tingkat sesuai dengan **Gambar 2.5** digunakan persamaan sebagai berikut:

$$\delta_i = \frac{C_d \delta_{ei}}{I_e} \quad (2.22)$$

$$\Delta_i = \frac{(\delta_{ei} - \delta_{ei-1}) C_d}{I_e} \leq \Delta_{izin} \quad (2.23)$$

Keterangan :

C_d = faktor pembesaran simpangan lateral;

δ_{ei} = perpindahan elastik yang dihitung akibat gaya gempa desain pada tingkat i ;

δ_i = perbesaran perpindahan pada tingkat i ;

Δ_i = Simpangan pada tingkat i ;

Simpangan pusat massa di tingkat- x harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.24)$$

Keterangan:

δ_{xe} = simpangan di tingkat- x nya disyaratkan yang ditentukan dengan analisis elastik.

2.3.4 Pengaruh P-delta

Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti yang ditentukan pada persamaan berikut:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (2.25)$$

Keterangan :

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat- x (kN), tidak perlu melebihi 1,0;

Δ = simpangan antar tingkat (mm);

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan $x - 1$ (kN)

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi θ_{max} yang ditentukan sebagai berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad (2.26)$$

Keterangan:

β = rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan $x - 1$. Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

Syarat-syarat pada koefisien stabilitas (θ) :

- Jika $\theta_{max} \geq \theta > 0,1$ perpindahan dapat dikalikan dengan $\frac{1}{1-\theta}$

- b. Jika $\theta > \theta_{max}$ struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang
- c. Jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisis otomatis, persamaan (2.26) tetap harus dipenuhi, tetapi nilai θ pada persamaan (2.25) menggunakan hasil analisis P-delta diizinkan dibagi dengan $(1 + \theta)$ sebelum diperiksa dengan persamaan (2.26).

2.3.5 Diafragma

Diafragma lantai dan atap harus didesain untuk menahan gaya desain diafragma, tetapi tidak boleh kurang dari yang ditentukan pada persamaan (2.27) sebagai berikut:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} \quad (2.27)$$

Keterangan:

- F_{px} = gaya desain diafragma pada tingkat - x ;
- F_i = gaya desain yang diterapkan di tingkat - i ;
- w_i = tributari berat sampai tingkat - i ;
- w_{px} = tributari berat sampai diafragma di tingkat - x .

Gaya pada persamaan (2.27) yang ditentukan tidak boleh kurang dari:

$$F_{px} = 0.2S_{DS}I_e w_{px} \quad (2.28)$$

dan tidak boleh melebihi:

$$F_{px} = 0.4S_{DS}I_e w_{px} \quad (2.29)$$

2.3.6 Batasan Simpangan

Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_{izin}) seperti pada **Tabel 2.8** untuk seluruh tingkat.

Tabel 2.8 Simpangan antar tingkat izin

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

(Sumber: SNI 1726:2019 tentang “Tata Cara perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”)

2.3.7 Ketidakberaturan Torsi

Berdasarkan SNI 1726:2019 tentang “Tata Cara perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung” pasal 7.3.2, struktur perlu diklasifikasikan beraturan atau tidak beraturan berdasarkan kriteria pada **Tabel 2.9** sebagai berikut.

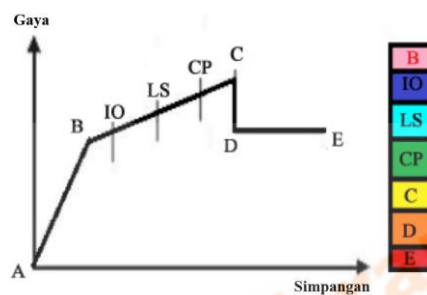
Tabel 2.9 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a.	Ketidakteraturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmana kaku atau setengah kaku.	0	D, E, dan F
		0	B, C, D, E, dan F
		0	C, D, E, dan F
		0	C, D, E, dan F
		0	D, E, dan F
		Tabel 16	B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakteraturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0	E dan F
		0	D
		0	B, C, dan D
		0	C dan D
		0	C dan D
		0	D
		Tabel 16	B, C dan D

(Sumber: SNI 1726:2019 tentang “Tata Cara perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”)

2.4 Analisis Pushover

Analisis *pushover* merupakan analisis kerutuhan terhadap pengaruh gempa pada struktur bangunan gedung yang dianggap sebagai beban statik pada pusat massa lantai dan besaran beban ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai batasan sehingga terjadi kelelahan (sendi plastis) pertama dalam struktur. Analisis *pushover* menghasilkan sebuah kurva kapasitas yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar (V) terhadap perpindahan atap (A) yang dipengaruhi oleh gaya lateral sebagai beban dorong seperti pada **Gambar 2.6**.



Gambar 2.6 Kurva *Pushover*

(Sumber: <https://hesa.co.id/analisis-pushover-untuk-mengetahui-perilaku-struktur-saat-terkena-gempa/>)

Dewobroto (2006) menyatakan bahwa analisis *pushover* digunakan sebagai alat bantu perencanaan tahan gempa dengan menyesuaikan keterbatasan yang ada, yaitu:

1. Hasil analisis *pushover* masih berupa suatu pendekatan, karena bagaimanapun perilaku gempa yang sebenarnya adalah bersifat bolak-balik melalui suatu siklus tertentu, sedangkan sifat pembebanan pada analisis *pushover* adalah statik monotonik.
2. Pemilihan pola beban lateral yang digunakan dalam analisis adalah sangat penting.
3. Untuk membuat model analisis nonlinier akan lebih rumit dibanding model analisis linier. Analisis nonlinier harus memperhtungkan karakteristik inelastic beban-deformasi dari elemen-elemen yang penting dan efek $P-\Delta$.

2.4.1 Sendi Plastis

Sendi plastis terjadi saat struktur telah mencapai kelelahan dalam satu lokasi struktur yang menyebabkan kekuatannya tidak lagi bertambah. Pada struktur gedung beton bertulang sendi plastis terjadi jika respon struktur berada pada fase inelastik yang dimulai dengan lelehnya tulangan tarik (Hajati, 2015). Sendi plastis merupakan tanda elemen struktur (kolom, balok) tidak dapat menahan gaya dalam.

2.4.2 Kinerja Struktur Metode FEMA 356

Metode FEMA 356 merupakan suatu bentuk pendekatan hitungan numerik yang langsung dari perpindahan global maksimum pada struktur. Target perpindahan metode FEMA 356 dilakukan dengan memodifikasi respon elastis dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien C_0, C_1, C_2, C_3 sehingga diperoleh perpindahan global (elastis dan inelastis) yang dihitung pada persamaan (2-28) dan untuk tingkat kinerja setelah gempa berdasarkan FEMA 356 pada **Tabel 2.10**.

Tabel 2.10 Tingkat Kinerja Struktur berdasarkan FEMA 356

Tingkat kinerja	Kondisi bangunan setelah gempa
Operasional	Tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan nonstruktur bila terjadi gempa yang artinya bangunan tetap berfungsi
<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	Bila terjadi gempa, tidak ada kerusakan struktur yang berarti kekuatan dan kekakuannya hampir sama dengan kondisi sebelum gempa, maka bangunan dapat dipakai
<i>Life Safey (LS)</i>	Bila terjadi gempa, bangunan mengalami sedikit kerusakan struktural namun masih bisa menahan beban gempa yang terjadi, sehingga keselamatan penghuni masih terjamin
<i>Collapse Prevention (CP)</i>	Bila terjadi gempa, bangunan mengalami kerusakan berat pada struktur dan non struktur namun belum terjadi keruntuhan pada bangunan

(Sumber : FEMA, 2000)

Target perpindahan dalam perencanaan menjadi kriteria yang diterima melalui evaluasi kinerja melalui pengelompokan level kinerja yang diatur oleh FEMA 356 dengan faktor keutamaan gempa yang disesuaikan dengan peraturan SNI 1726:2012 yang ditunjukkan pada tabel berikut.

Tabel 2.11 Level Kinerja berdasarkan FEMA 356

Level Desain Gempa		Target Level Kinerja Bangunan Beton			
		Operational	IO	LS	CP
		Level (1-A)	Level (1-B)	Level (3-C)	Level (5-E)
Kala ulang	72 tahun 50% DBE		X	x	X
	225 tahun 70% DBE			x	X
	474 tahun DBE				x
	2475 tahun MCE				
Drift (%)		0-0.5%	0.5-1%	1-2%	2-4%

(Sumber : FEMA, 2000)

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_\alpha \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.30)$$

Parameter-parameter pada persamaan (2.30) merupakan koefisien-koefisien sebagai berikut:

1. Koefisien C_0

Koefisien C_0 merupakan faktor modifikasi untuk perpindahan spektral menjadi perpindahan atap/puncak yang ditunjukkan pada **Tabel 2.12**.

Tabel 2.12 Faktor Modifikasi C_0 FEMA 356

Number of Stories	Values for Modification Factor C_0		
	Shear Buildings		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1	1	1
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

(Sumber : *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings* (2000))

2. Koefisien C_1

- a. Nilai S_α dan C_m

Nilai S_α merupakan akselerasi respon spektrum yang berhubungan dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau pada persamaan (2.31)

$$S_\alpha = \frac{S_{DS}}{T_e} \quad (2.31)$$

Nilai C_m merupakan faktor massa efektif yang ditentukan berdasarkan pada **Tabel 2.13**.

Tabel 2.13 Koefisien C_m

<i>Values for Effective Mass Factor (C_m)</i>							
<i>Number of Stories</i>	<i>Concrete Momen Frame</i>	<i>Concrete Shear Wall</i>	<i>Concrete Pier Sprandel</i>	<i>Steel Moment Frame</i>	<i>Steel Concretic Braced Frame</i>	<i>Steel Eccentric Braced Frame</i>	<i>Other</i>
1-2	1	1	1	1	1	1	1
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1

(Sumber : *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings* (2000))

b. Nilai R dan T_s

Nilai R merupakan rasio kuat elastik yang dibutuhkan pada struktur terhadap kuat leleh yang dihitung pada persamaan (2.32).

Nilai T_s merupakan waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respon spektral pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan pada persamaan (2.33).

$$R = \frac{S_\alpha}{\frac{V_y}{W}} C_m \quad (2.32)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.33)$$

Keterangan:

V_y = kuat leleh hitung ;

W = berat seismik efektif.

c. Nilai Koefisien C_1

Koefisien C_1 merupakan faktor modifikasi yang berhubungan dengan perpindahan inelastic maksimum terhadap perpindahan pada elastis linier.

$$C_1 = 1.0 \quad \text{untuk } T_e \geq T_s \quad (2.34)$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (R-1) \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad \text{untuk } T_e < T_s \quad (2.35)$$

Keterangan:

T_e = Periode fundamental efektif;

3. Koefisien C_2

Koefisien C_2 merupakan faktor modifikasi yang mewakili efek dari bentuk histeretis pada perpindahan maksimum berdasarkan pada **Tabel 2.14**.

Tabel 2.14 Faktor Modifikasi C_2

<i>Values for Modification Factor C_2</i>				
<i>Structural Performance Level</i>	<i>$T \leq 0.1$ second</i>		<i>$T \geq T_s$ second</i>	
	<i>Framing Type 1</i>	<i>Framing Type 2</i>	<i>Framing Type 1</i>	<i>Framing Type 2</i>
<i>Immediate Occupancy</i>	1	1	1	1
<i>Life Safety</i>	1.3	1	1.1	1
<i>Collapse Prevention</i>	1.5	1	1.2	1

(Sumber : *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings* (2000))

4. Koefisien C_3

Koefisien C_3 merupakan faktor modifikasi untuk memperhitungkan perbesaran lateral akibat efek $P - \Delta$. Untuk bangunan gedung yang memiliki kekakuan pasca leleh positif, $C_3 = 1$. Untuk bangunan yang memiliki kekakuan pasca leleh negatif, nilai C_3 harus diperhitungkan pada persamaan (2.36).

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.36)$$

Keterangan :

α = rasio kekakuan pasca leleh.

5. Kekakuan lateral efektif

Kekakuan lateral efektif (K_e) ditentukan pada persamaan (2.37) sebagai berikut.

$$K_e = \frac{0.6V_y}{0.6\Delta_y} \quad (2.37)$$

Keterangan :

V_y = gaya geser saat leleh;

Δ_y = deformasi saat leleh.

6. Waktu getar efektif

Waktu getar efektif (T_e) ditentukan pada persamaan (2.38) sebagai berikut.

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_1}{K_e}} \quad (2.38)$$

Keterangan :

T_1 = waktu getar elastik;

K_e = kekakuan lateral efektif;

K_1 = kekakuan lateral elastik.

2.5 Daktilitas

Daktilitas adalah kemampuan struktur untuk melakukan deformasi inelastis yang besar secara berulang dan bolak-balik sambil mempertahankan kekakuan serta kekuatan struktur saat terjadi pelelehan pertama pada struktur (Hajati, 2013). Berdasarkan SNI 1726:2002 tentang “Persyaratan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non-Gedung”, faktor daktilitas struktur gedung (μ) merupakan perbandingan antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan (μ_m) dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama (μ_y) dengan persamaan berikut:

$$1.0 \leq \mu = \frac{\mu_m}{\mu_y} \leq \mu_m \quad (2.39)$$

Dalam persamaan (2.39) $\mu = 1.0$ adalah faktor daktilitas yang berperilaku elastik penuh, sedangkan μ_m adalah faktor daktilitas maksimum.

2.6 Penelitian Terdahulu

Penelitian terdahulu tentang analisis perbandingan struktur kolom persegi dan kolom bulat telah dilakukan oleh peneliti lain sebelum penulis melakukan penelitian tugas akhir ini, hal ini dapat dijadikan sebagai acuan bagi penulis untuk melakukan penelitian. Berikut adalah beberapa penelitian yang dijadikan sebagai acuan:

1. Agus dan Yudha Pranata (2018) melakukan penelitian tentang analisis perbandingan kolom berbentuk bulat dan persegi terhadap kinerja struktur gedung beton bertulang akibat gempa dengan studi kasus: gedung BPKSDM Kota Padang Panjang. Penelitian ini dilakukan dengan membuat berbagai macam desain kolom persegi dan bulat menggunakan program SAP2000 kemudian dilakukan analisa struktur 3D. *Output* dari penelitian ini untuk membandingkan gaya dalam, respon struktur, jumlah tulangan dan kapasitas antara struktur kolom bulat dan persegi. Kesimpulan dari penelitian ini adalah perbandingan gaya dalam, gaya geser, gaya aksial kolom bulat lebih besar dibandingkan dengan kolom persegi, tetapi dari segi penulangan bahwa rasio penulangan kolom persegi lebih kecil daripada kolom bulat yang menyebabkan kolom persegi lebih efektif pada penulangan.
2. Ketut Sudarsana, Dharma Putra A.A., Ayu Istri Laksemama Dewi (2016) melakukan penelitian tentang pengaruh bentuk penampang kolom terhadap kinerja struktur beton bertulang. Pada penelitian ini dilakukan dengan analisis *pushover* dengan membuat 5 model struktur, yaitu struktur kolom bujur sangkar, struktur kolom bulat, struktur persegi panjang, struktur kolom bujur sangkar dengan sudut-sudut kolom bulat dan struktur kolom persegi panjang dengan sudut-sudut kolom bulat. Dari hasil analisis dan pembahasan pada penelitian tersebut, didapatkan bahwa model struktur dengan kolom persegi panjang memiliki gaya dasar seismik ultimit dan perpindahan ultimit akibat *pushover* paling besar dari model lain, tetapi memiliki nilai simpangan paling kecil akibat analisis linier diantara model lain. Penambahan kolom bulat

sebagai pengganti kolom eksterior pada struktur kolom bujur sangkar tidak berpengaruh signifikan terhadap kinerja tersebut.

3. Riskiawan Ertanto (2015) melakukan penelitian tentang analisis perbandingan perilaku struktur pada gedung dengan variasi bentuk penampang kolom beton bertulang. Pada penelitian tersebut dilakukan pemodelan struktur kolom bujur sangkar, struktur kolom lingkaran dan struktur kolom persegi panjang menggunakan program SAP2000. Penulis pada penelitian tersebut membandingkan hasil analisis struktur, *capacity ratio* dan simpangan pada ketiga model struktur tersebut. Kesimpulan pada penelitian tersebut adalah struktur dengan kolom persegi panjang memiliki simpangan arah X paling besar, tetapi pada arah y memiliki simpangan paling kecil diantara model lain. Momen dan geser pada balok pada struktur kolom persegi panjang merupakan yang terkecil daripada model lain. Pada struktur kolom persegi panjang terdapat pengaruh penempatan kolom dimana pada arah y akan membuat struktur lebih kaku.