

BAB III

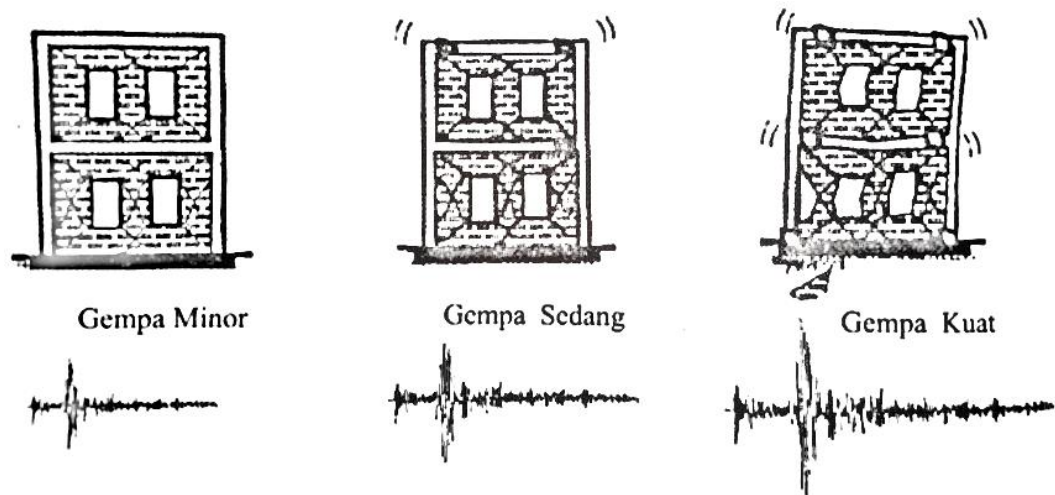
LANDASAN TEORI

3.1 FILOSOFI BANGUNAN TAHAN GEMPA

Bangunan tahan gempa adalah bangunan yang mampu bertahan dan tidak runtuh jika terjadi gempa. Bangunan tahan gempa bukan berarti tidak boleh mengalami kerusakan sama sekali namun bangunan tahan gempa boleh mengalami kerusakan asalkan masih memenuhi persyaratan yang berlaku. Menurut Widodo (2012) filosofi bangunan tahan gempa adalah sebagai berikut.

1. Pada gempa kecil (*light*, atau *minor earthquake*) yang sering terjadi, maka struktur utama bangunan harus tidak rusak dan berfungsi dengan baik. Kerusakan kecil yang masih dapat ditoleransi pada elemen non struktur masih dibolehkan,
2. Pada gempa menengah (*moderate earthquake*) yang relatif jarang terjadi, maka struktur utama bangunan boleh rusak/retak ringan tapi masih dapat diperbaiki. Elemen non struktur dapat saja rusak tetapi masih dapat diganti yang baru,
3. Pada gempa kuat (*strong earthquake*) yang jarang terjadi, maka bangunan boleh rusak tetapi tidak boleh runtuh total (*totally collapse*). Kondisi seperti ini juga diharapkan pada gempa besar (*great earthquake*), yang tujuannya adalah melindungi manusia/penghuni bangunan secara maksimum.

Level-level kerusakan bangunan diatas dapat diilustrasikan pada Gambar 3.1 di bawah ini.



Gambar 3.1 Level-level kerusakan bangunan
Widodo (2012)

3.2 KATEGORI RISIKO DAN FAKTOR KEUTAMAAN

Menurut SNI 03-1726-2012 untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 3.1 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 3.2. Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori risiko IV.

Tabel 3.1 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan. - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya. 	I

Lanjutan **Tabel 3.1** Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahayanya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

Lanjutan **Tabel 3.1** Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditujukan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan lainnya - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam IV</p>	IV

(SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.2 Faktor keutamaan gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(SNI 03-1726-2012)

3.3 PEMBEBANAN

Jenis pembebanan yang diperhitungkan dalam perencanaan gedung ini adalah beban vertikal dan beban horisontal. Pada tahap analisis gaya-gaya dalam

pada struktur utamadilakukan pembebanan dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan ketentuan yang terdapat dalam SNI 03-1727-1989.

3.3.1 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban hidup untuk lantai adalah sebesar $0,25 \text{ T/m}^2$ dan beban hidup untuk lantai atap adalah sebesar $0,1 \text{ T/m}^2$.

3.3.2 Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran.

Tabel 3.3 Beban mati pada lantai

Data	Berat Jenis (T/m^3)
Spesi	1,9
Pasir	1,75
Tegel	1
Eternit	1

Tabel 3.4 Beban mati pada atap

Data	Berat Jenis (T/m^3)
Spesi	1,9
Lapisan kedap air	1,75
Eternit	1

3.3.3 Beban Gempa (SNI 03-1726-2012)

Mencakup semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang meniru pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Dengan menganalisa gedung secara 3 dimensi menggunakan metode respons

spektrum analisis, dimana gedung dikenakan spektrum percepatan respon gempa rencana yang dihitung menurut diagram respon spektrum gempa.

3.3.4 Kombinasi Beban untuk Metode Ultimit

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut.

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. $1,2D + 1,0E + L$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

3.3.5 Faktor Redundansi, ρ , untuk Kategori Desain Seismik D sampai F

Untuk struktur yang dirancang untuk kategori seismik D, E, atau F, ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana ρ diijinkan diambil sebesar 1,0 :

1. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan tabel persyaratan untuk masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen gaya geser pada SNI 03-1726-2012.
2. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, h_{sx} , untuk konstruksi rangka ringan.

3.3.6 Pengaruh Beban Gempa

Pengaruh beban gempa, E , harus ditentukan sesuai berikut ini :

1. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5 dalam kombinasi beban untuk metode ultimit harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$E = E_h + E_v \quad (3.1)$$

2. Untuk penggunaan dalam kombinasi 7 dalam metode ultimit harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$E = E_h + E_v \quad (3.2)$$

Keterangan :

E = pengaruh beban gempa,

E_h = pengaruh beban gempa horisontal

E_v = pengaruh beban vertikal

3.3.7 Pengaruh Beban Gempa Horisontal

Pengaruh beban gempa horisontal, E_h , harus ditentukan sesuai persamaan berikut.

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.3)$$

Keterangan :

Q_E adalah pengaruh gaya gempa horisontal dari V atau F_p , ρ adalah faktor redundansi

$$F_p = \frac{0,4a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) \quad (3.4)$$

F_p tidak boleh lebih dari

$$F_p = 1,6 S_{DS} I_p W_p \quad (3.5)$$

dan F_p tidak boleh lebih kecil dari

$$F_p = 0,35 S_{DS} I_p W_p \quad (3.6)$$

Keterangan :

F_p = gaya seismik rencana

S_{DS} = percepatan spektra pada perioda pendek, seperti yang ditentukan pada pasal 6.3 SNI 03-1726-2012

- a_p = faktor amplikasi elemen, bervariasi dari 1,00 sampai 2,50 (gunakan nilai yang sesuai Tabel 18 atau 19 pada SNI 03-1726-2012)
- I_p = faktor keutamaan elemen, bervariasi dari 1 sampai 1,5 (lihat pasal 9.1.1 pada SNI 03-1726-2012)
- W_p = berat operasional elemen
- R_p = faktor modifikasi respons elemen, bervariasi dari 1 sampai 12 (digunakan nilai yang sesuai Tabel 18 atau 19 pada SNI 03-1726-2012)
- z = tinggi struktur di mana elemen ditambatkan, diukur dari dasar. Untuk elemen di lantai dasar atau di bawah lantai dasar, z dapat diambil 0. Nilai z/h tidak perlu lebih dari 1,0
- h = tinggi rata-rata struktur dari dasar hingga level atap.

3.3.8 Pengaruh Beban Gempa Vertikal

Pengaruh beban gempa vertikal, E_v , harus ditentukan sesuai persamaan berikut :

$$E_v = 0,25S_{DS}D \quad (3.7)$$

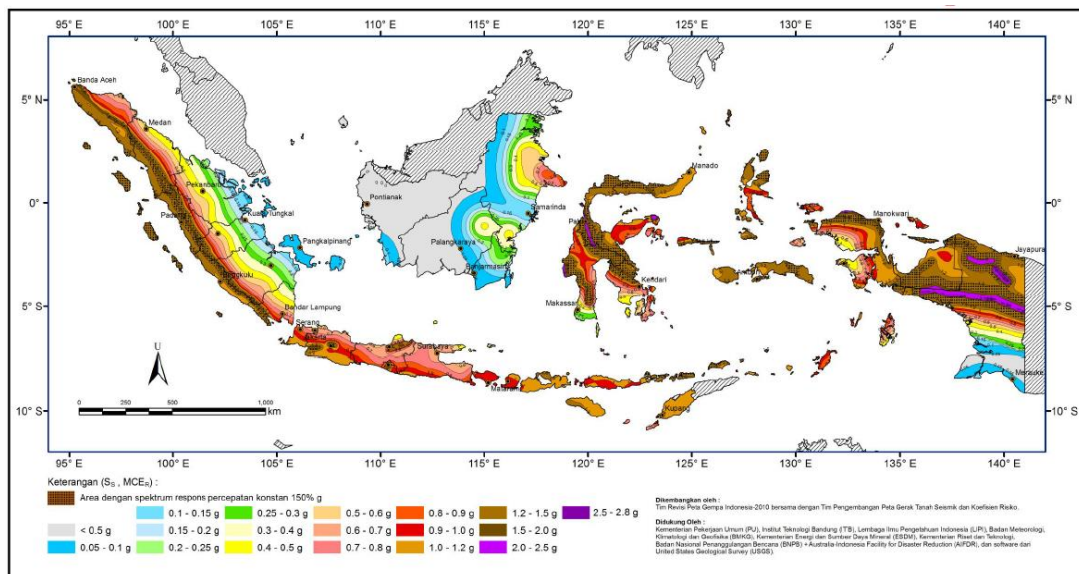
Keterangan :

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respon desain pada periode pendek yang diperoleh dari Pasal 6.10.4 pada SNI 03-1726-2012

D = pengaruh beban mati.

3.4 SPEKTRUM RESPONS

Respons spektrum adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar T , lawan respons-respons maksimumnya untuk suatu rasio redaman dan beban gempa tertentu. Respons maksimum dapat berupa simpangan maksimum (*Spectral Displacement, SD*), kecepatan maksimum (*Spectral Velocity, SV*) atau percepatan maksimum (*Spectral Acceleration, SA*) suatu massa struktur dengan derajat kebebasan tunggal (*Single Degree of Freedom, SDOF*). (Widodo, 2012)



Gambar 3.3 Peta parameter S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) (SNI 03-1726-2012)

3.4.2 Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respons spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R)

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan yang mewakili getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini :

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3.8)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3.9)$$

Keterangan :

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda pendek;

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

dan koefisien situs F_a dan F_v mengikuti Tabel 3.3 dan Tabel 3.4. Jika digunakan prosedur desain sesuai dengan pasal 8, maka nilai F_a harus ditentukan sesuai Pasal 8.8.1 pada SNI 03-1726-2012 yaitu “geser dasar seismik” serta nilai F_v , S_{MS} , dan S_{MI} tidak perlu ditentukan.

Tabel 3.5 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
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 ^b				

CATATAN :

- a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik (SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.6 Koefisien situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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 ^b				

CATATAN :

- a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik (SNI 03-1726-2012)

3.4.3 Parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini.

$$S_{SD} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.10)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.11)$$

Jika digunakan prosedur desain yang disederhanakan sesuai pasal 8, maka nilai S_{DS} harus ditentukan sesuai Pasal 8.8.1 pada SNI 03-1726-2012 yaitu “geser dasar seismik” dan nilai S_{D1} tidak perlu ditentukan.

3.4.4 Spektrum respons desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 3.4 dan mengikuti ketentuan di bawah ini.

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan ;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.12)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} ;
3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.13)$$

Keterangan :

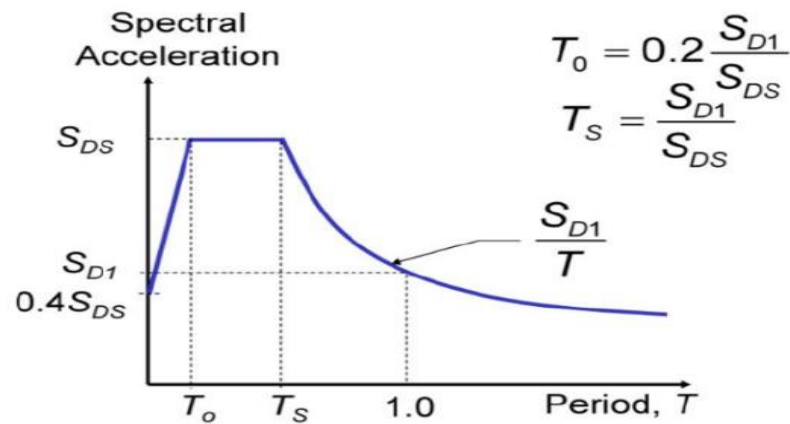
S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek;

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik;

T = perioda getar fundamental struktur.

$$T_0 = 0,2 \times (S_{D1}/S_{DS}) \quad (3.14)$$

$$T_s = (S_{D1}/S_{DS}) \quad (3.15)$$



Gambar 3.4 Spektrum respon desain
(SNI 03-1726-2012)

3.4.5 Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainya, S_{DS} dan S_{D1} . Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik dengan mengacu pada Tabel 3.7 atau Tabel 3.8 yang nantinya akan di ketahui kategori desain seismik suatu struktur masuk dalam kategori A, B, C, atau D.

Tabel 3.7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} \leq 0.167$	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

(SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} \leq 0.167$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.33 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

(SNI 03-1726-2012)

3.4.6 Batasan Periode Fundamental Struktur (T)

Periode fundamental struktur (T), tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 3.9 Dan periode fundamental pendekatan, (T_a). Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur (T), diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan, (T_a). Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik harus di tentukan dari persamaan berikut :

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (3.16)$$

dimana h_n adalah ketinggian struktur dalam (m), di dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_t dan x ditentukan dari Tabel 3.10.

Tabel 3.9 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

(SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.10 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
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

(SNI 03-1726-2012)

3.4.7 Perhitungan Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s W \quad (3.17)$$

dengan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

Koefisien respon seismik C_s harus ditentukan sesuai dengan Persamaan

3.18.

$$C_{s \text{ normal}} = S_{DS} / (R / I_e) \quad (3.18)$$

dengan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R = faktor modifikasi respons dalam Tabel 3.11

I_e = faktor keutamaan gempa dalam Tabel 3.2

Tabel 3.11 Faktor R , C_d , dan Ω_o untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem Ω_o^g	Faktor pembesaran defleksi C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n , (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
C. Sistem Rangka Pemikul Momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5.5	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5.5	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4.5	3	4	TB	TB	10 ^{n,i}	TI ⁿ	TI ⁱ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3.5	3	3	TB	TB	TI ⁿ	TI ⁿ	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5.5	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4.5	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2.5	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5.5	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4.5	TB	TB	TI	TI	TI

Lanjutan Tabel 3.11 Faktor R, C_d, dan Ω_o untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons,	Faktor kuat lebih sistem	Faktor pembesaran defleksi	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h _n , (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
	R ^a	Ω _o ^g	C _d ^b	B	C	D ^d	E ^d	F ^e
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5.5	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2.5	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3.5	3'	3.5	10	10	10	10	10

(SNI 03-1726-2012)

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan Persamaan 3.18 tidak perlu melebihi Persamaan 3.19 dan tidak boleh kurang dari Persamaan 3.20.

$$C_{s \text{ maks}} = \frac{SDS}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.19)$$

$$C_{s \text{ min}} = 0.044S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (3.20)$$

Tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S₁ sama dengan atau lebih besar dari 0.6 g, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = (0.5 S_1) / T(R/I_e) \quad (3.21)$$

dengan:

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda sebesar 1.0 detik,

T = perioda fundamental struktur (detik), dan

S₁ = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan.

3.4.8 Distribusi Gaya Gempa

Gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.22)$$

$$C_{vx} = \frac{(w_x h_x k)}{\left(\sum_{i=1}^n w_i h_i^k\right)} \quad (3.23)$$

dengan:

C_{vx} = faktor distribusi

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilonewton (kN)

W_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x , dinyatakan dalam meter (m)

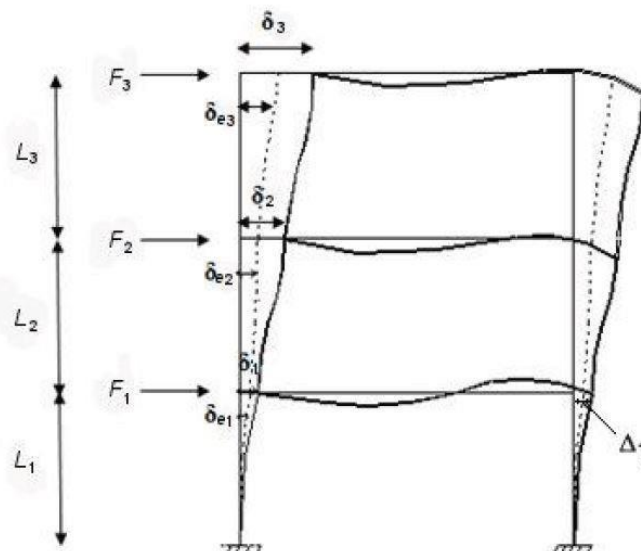
H_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x , dinyatakan dalam meter (m)

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0.5 detik atau kurang, $k=1$ Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2.5 detik atau lebih $k=2$ Untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0.5 dan 2.5 detik nilai k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

3.5 SIMPANGAN

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau.



Gambar 3.5 Parameter simpangan antar lantai (SNI 03-1726-2012)

Berikut merupakan contoh perhitungan simpangan antar lantai yang dihitung dengan mengacu pada Gambar 3.5

1. Tingkat 1

$$\delta_1 = \frac{C_d \delta_{e1}}{I_e} \quad (3.24)$$

$$\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta_a \quad (3.25)$$

2. Tingkat 2

$$\delta_2 = \frac{C_d \delta_{e2}}{I_e} \quad (3.26)$$

$$\Delta_1 = \frac{(\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d}{I_e} \leq \Delta_a \quad (3.27)$$

3. Tingkat 3

$$\delta_3 = \frac{C_d \delta_{e3}}{I_e} \quad (3.28)$$

$$\Delta_1 = \frac{(\delta_{e3} - \delta_{e2}) C_d}{I_e} \leq \Delta_a \quad (3.29)$$

Keterangan :

δ_n = perpindahan yang diperbesar lantai ke-n.

δ_{en} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan pada tingkat ke-n.

Δ_n = simpangan antar lantai ke-n.

C_d = faktor pembesaran defleksi

I_e = faktor keutamaan gempa.

Δ_a = simpangan antar lantai ijin, ditentukan pada Tabel 3.12

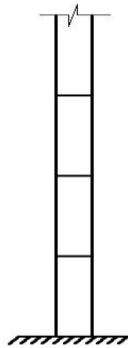
Tabel 3.12 Simpangan antar lantai ijin, Δ_a

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 lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
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.	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

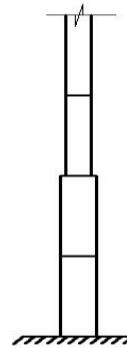
(SNI 03-1726-2012)

3.6 PERUBAHAN DIMENSI KOLOM PADA BEDA TINGKAT

Ukuran kolom makin ke atas boleh makin kecil, sesuai dengan beban bangunan yang didukungnya makin ke atas juga makin kecil. Perubahan dimensi kolom harus dilakukan pada lapis lantai, agar pada suatu lajur kolom mempunyai kekakuan yang sama. Prinsip penerusan gaya pada kolom pondasi adalah balok portal merangkai kolom-kolom menjadi satu kesatuan. Balok menerima seluruh beban dari plat lantai dan meneruskan ke kolom-kolom pendukung. Hubungan balok dan kolom adalah jepit-jepit, yaitu suatu sistem dukungan yang dapat menahan momen, gaya vertikal dan gaya horisontal. (Sabena Nazar, 2015)



Gambar 3.6 Kolom dengan dimensi seragam



Gambar 3.7 Kolom dengan variasi dimensi

3.7 DESAIN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG

3.7.1 Redistribusi Momen

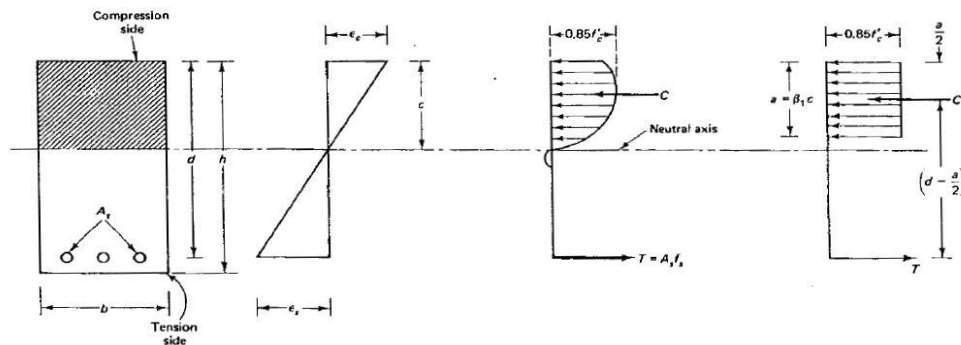
Menurut Paulay dan Priestley (1992) dalam Widodo (2012) mengatakan bahwa tujuan diadakannya redistribusi momen adalah untuk meningkatkan efisiensi desain elemen dengan cara sebagai berikut.

1. Mengurangi momen absolut (M^-) dan mengkompensasikan ke *uncritical beam moment* (M^+). Dengan cara tersebut maka distribusi “*beam's required strength*” menjadi lebih baik, dan disain menjadi lebih ekonomis. Redistribusi momen ini bahkan dimungkinkan sampai momen negatif menjadi hampir atau sama dengan momen positif. Apabila kondisi seperti itu diperoleh maka tulangnya akan simetri antara momen positif dengan momen negatif.

2. Memberikan *required strength* untuk momen positif minimal 50% *required strength* momen negatif balok. Hal ini dilakukan karena kebutuhan adanya sifat duktail pada lokasi sendi plastik.
3. Mengefisienkan desain kolom. Apabila redistribusi momen negatif ke momen positif telah dilakukan maka *beam's required strength* akan mengecil. Karena kolom merupakan *partner* balok, maka apabila *required strength* balok menurun, *required strength* kolom pada daerah kritis (M) juga akan mengecil sehingga kolom menjadi lebih efisien.
4. Memakai momen balok dan kolom di tepi atau di tempat muka pertemuan. Dengan memakai momen pada muka kolom maka momen efektif akan lebih kecil secara signifikan dibanding dengan *gross moment* (terutama pada momen M). Pada momen positif kejadian sebaliknya mungkin terjadi.

3.7.2 Perencanaan Balok Beton Bertulang

Perencanaan balok beton bertulang rangkap dapat dihiyung sebagai berikut.



Gambar 3.8 Distribusi tegangan dan regangan penampang tulangan tunggal (Nawy, Edward G, 2009)

Dari Gambar 3.7 tersebut ditentukan resultan gaya dalam tarik baja T adalah

$$T = A_s \cdot f_y \quad (3.30)$$

dengan A_s = luas tulangan tarik, f_y = tegangan tarik baja.

Resultan gaya dalam tekanan beton C adalah

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.31)$$

dengan a = tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen, b = lebar penampang, f_c' = tegangan tekan beton.

Jarak antara resultan gaya-gaya dalam dan merupakan lengan momen, sebesar

$$z = d - a/2 \quad (3.32)$$

d = tinggi efektif (jarak serat teratas terhadap tulangan)

Sehingga kapasitas momen lentur nominal dapat ditulis sebagai berikut :

$$M_n = T \cdot z = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad (3.33)$$

Untuk desain lebih lanjut dapat dilakukan dengan hitungan dan persamaan seperti pada persamaan di bawah ini :

$$C_c = T_1 \quad (3.34)$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_{sc} \cdot f_y \quad (3.35)$$

$$M_{n1} = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.36)$$

$$C_s' = T_2 = \frac{M_n - M_{n1}}{(d - d')} \quad (3.37)$$

Kontrol tulangan tekan leleh :

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x} \right) 600 \geq f_y \text{ leleh, maka } f_s' = f_y \quad (3.38)$$

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x} \right) 600 < f_y \text{ belum leleh, maka } f_s' = f_s' \quad (3.39)$$

Hitung tulangan tekan perlu dan tulangan tarik tambahan :

$$A_s' = \frac{C_s'}{(f_s' - 0,85 \cdot f_c')} \quad ; \quad A_{ss} = \frac{T_2}{f_y} \quad (3.40)$$

Tulangan perlu :

$$A_s = A_{sc} + A_{ss} \quad ; \quad A_s' = A_s' \quad (3.41)$$

Kontrol kekuatan :

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.42)$$

$$M_n = C_c' \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s' (d - d') \quad (3.43)$$

bila tulangan tekan sudah leleh.

$$M_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f_y (d - d') \quad (3.44)$$

bila tulangan tekan belum leleh.

$$M_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f_s' (d - d') \quad (3.45)$$

3.7.3 Perencanaan Kolom Beton Bertulang

Kegagalan kolom akan berakibat langsung pada runtuhnya komponen struktur lain yang berhubungan dengannya, atau bahkan merupakan batas runtuh total keseluruhan bangunan.

Pada umumnya kegagalan atau keruntuhan komponen tekan tidak diawali dengan tanda peringatan yang jelas, atau bersifat mendadak. Oleh karena itu, dalam merencanakan struktur kolom harus memperhatikan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan lebih tinggi dari pada komponen struktur lainnya.

Karena penggunaan di dalam praktek umumnya kolom tidak hanya bertugas menahan beban aksial vertikal, sehingga definisi kolom diperluas dengan mencakup juga tugasnya menahan kombinasi beban aksial dan lentur. Dengan kata lain kolom harus diperhitungkan untuk menahan beban aksial tekan dengan eksentrisitas tertentu.

SNI 03-2847-2002 Pasal 12.9 (1) memberikan batasan untuk rasio penulangan longitudinal komponen struktur tekan non komposit antara 0,01 sampai 0,08.

Untuk menghitung kapasitas penampang kolom dapat digunakan suatu pendekatan empiris, yaitu :

1. untuk kolom berpenampang persegi dengan hancur tekan

$$P_n = \frac{A_s' \cdot f_y}{\frac{e}{d-d'} + 0,05} \frac{b \cdot h \cdot f_c}{\frac{3h_e}{d^2 + 1,18}} \quad (3.46)$$

2. untuk kolom berpenampang persegi dengan hancur tarik

$$P_n = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot d \left(\frac{h-2e}{2d} + \sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d}\right)^2 + 2m\rho \left(1 - \frac{d'}{d}\right)} \right) \quad (3.47)$$

3. untuk kolom berpenampang bulat dengan hancur tekan

$$P_n = \frac{A_s \cdot f_y}{\frac{3e}{D_s} + 1,0} + \frac{A_g \cdot f_c}{\frac{9,6 \cdot h \cdot e}{(0,8h + 0,67D_s)^2} + 1,18} \quad (3.48)$$

4. untuk kolom berpenampang bulat dengan hancur tarik

$$P_n = 0,85 \cdot f_c \cdot h^2 \left(\sqrt{\left(\frac{0,85e}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{\rho_g \cdot m \cdot D_s}{2,50h}} - \left(\frac{0,85e}{h} - 0,38\right) \right) \quad (3.49)$$

Keterangan : h = diameter penampang

D_s = diameter lingkaran tulangan terjauh dari sumbu

e = eksentrisitas terhadap pusat plastis penampang

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{\text{luas penulangan total}}{\text{luas penulangan bruto}} \quad (3.50)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} \quad (3.51)$$

3.7.4 Perencanaan Tulangan Geser

Dasar pemikiran penulangan geser adalah usaha menyediakan sejumlah tulangan baja untuk menahan gaya tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sedemikian rupa sehingga mampu mencegah bukaan retak lebih lanjut. Berdasarkan atas pemikiran tersebut, penulangan geser dapat dilakukan dalam beberapa cara seperti sengkang vertikal, jaringan kawat baja las yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu aksial, batang tulangan miring diagonal yang dapat dilakukan dengan cara membengkok batang tulangan pokok balok ditempat-tempat yang diperlukan.

Untuk komponen-komponen struktur yang menahan geser dan lentur saja persamaan SNI 03-2847-2002 Pasal 13.3 (1) memberikan kapasitas kemampuan beton untuk menahan gaya geser adalah V_c .

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w \cdot d \quad (3.52)$$

atau yang lebih rinci

$$V_c = \left(\sqrt{f_c} + 120 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \frac{b_w d}{7} \quad (3.53)$$

keterangan : V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

f_c = kuat tekan beton

b_w = lebar badan balok atau diameter penampang bulat

d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang

M_u = momen terfaktor pada penampang

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad (3.54)$$

Untuk komponen struktur yang menerima gaya aksial kapasitas kemampuan untuk menahan gaya geser adalah

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14Ag}\right) \cdot \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6}\right) b_w d \quad (3.55)$$

Apabila gaya geser yang bekerja v_u lebih besar dari kapasitas geser beton ϕv_c maka diperlukan penulangan geser untuk memperkuatnya.

Dasar perencanaan tulangan geser adalah :

$$\Phi v_n \geq v_u \text{ dimana : } v_n = v_c + v_s$$

$$\text{sehingga } v_u \leq \phi v_c + \phi v_s \quad (3.56)$$

keterangan : v_u = gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

v_n = kuat geser nominal

v_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

v_s = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser

ϕ = faktor reduksi

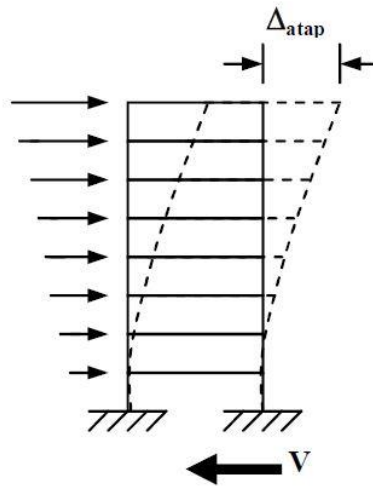
Untuk sengkang yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur SNI 03-2847-2002 Pasal 13.5 (6) memberikan ketentuan :

$$v_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (3.57)$$

dengan A_v adalah luas tulangan geser yang berada dalam rentang jarak s .

3.8 ANALISA STATIK NONLINIER *PUSHOVER*

Analisis statik beban dorong (*pushover*) adalah suatu analisis nonlinier statik dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap sebagai beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama didalam struktur bangunan gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk elasto-plastis yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan. (Kholilur, Rosyid R, 2009)



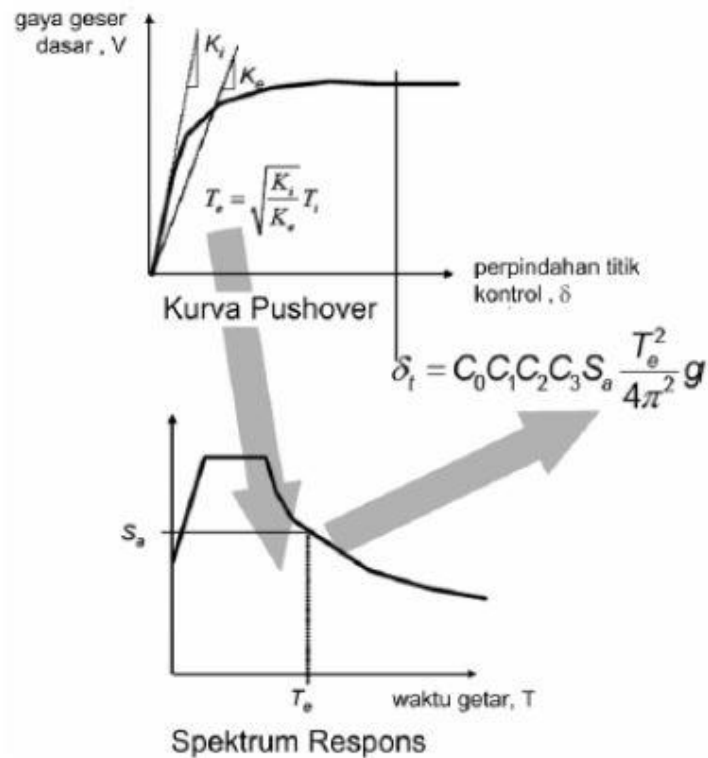
Gambar 3.9 Gaya lateral pada analisis *pushover*
(Kholilur, Rosyid R, 2009)

Tujuan analisa *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya. Cukup banyak studi menunjukkan bahwa analisa statik *pushover* dapat memberikan hasil mencukupi ketika dibandingkan dengan hasil analisa dinamik *nonlinier* untuk bangunan regular dan tidak tinggi.

Metode ini sederhana namun informasi yang dihasilkan sangat berguna karena mampu menggambarkan respons inelastik bangunan. Analisis ini memang bukan cara yang terbaik untuk mendapatkan jawaban terhadap masalah analisis dan desain, tetapi relatif sederhana untuk mendapatkan respons nonlinier struktur.

3.9 METODE KOEFISIEN PERPINDAHAN (FEMA 356)

Metode koefisien perpindahan merupakan metode dalam FEMA 356 yang digunakan untuk prosedur statik nonlinier. Penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi respons elastis linier dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 dan C_3 sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut “target perpindahan” (δ_T). Proses dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif (T_e), yang memperhitungkan kondisi inelastis bangunan.



Gambar 3.10 Skematik Prosedur Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \left(\frac{T_e}{2. \pi} \right) \cdot g \quad (3.58)$$

dimana,

T_e = waktu getar alami efektif yang memperhitungkan kondisi inelastis

C_0 = koefisien faktor bentuk, untuk merubah perpindahan spektral menjadi perpindahan atap, umumnya memakai faktor partisipasi ragam yang pertama (*first mode participation factor*) atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.13.

C_1 = faktor modifikasi yang menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier.

$$= 1,0 \text{ untuk } T_e \geq T_s$$

$$= \frac{[1+(R-1)\frac{T_e}{T_s}]}{R}, \text{ untuk } T_e < T_s$$

Tabel 3.13 Nilai untuk faktor modifikasi C_0^1

Jumlah tingkat	Bangunan geser		Bangunan lainnya
	<i>Triangular load pattern</i> (1.2,1.2,1.3)	<i>Uniform load pattern</i> (2.1)	<i>Any load pattern</i>
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.2	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Interpolasi linier harus digunakan untuk menghitung nilai tengah-tengah
2. Untuk seluruh lantai pada bangunan, *interstory drift* menurun dengan bertambahnya tingkat/lantai

(FEMA 356)

T_s = waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respons spektrum pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

R = rasio “kuat elastik perlu” terhadap “koefisien kuat leleh terhitung”.

$$R = \frac{S_a}{v_y/W} C_m \quad (3.59)$$

S_a = akselerasi respons spektrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau.

V_y = gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva *pushover* menjadi bilinear.

W = total beban mati dan beban hidup yang dapat direduksi.

C_m = faktor massa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 dari FEMA 356, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.14.

C_2 = koefisien untuk memperhitungkan efek “*pinching*” dari hubungan beban-deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan Tabel 3-3 dari FEMA 356, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.15.

Tabel 3.14 Nilai untuk faktor massa efektif

Nomer lantai	<i>Concrete moment frame</i>	<i>Concrete shear wall</i>	<i>Concrete pier-spandrel</i>	<i>Steel moment frame</i>	<i>Steel concentric braced frame</i>	<i>Steel eccentric braced frame</i>	<i>Other</i>
1-2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3 or more	0,9	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	1,0

1. C_m harus diambil sebesar 1,0 jika waktu getar alami (T) lebih besar dari 1,0 detik

(FEMA 356)

Tabel 3.15 Nilai faktor modifikasi C_2

Level kinerja struktur	$T \leq 0,1$ detik		$T \geq T_s$ detik	
	Tipe rangka 1	Tipe rangka 2	Tipe rangka 1	Tipe rangka 2
<i>Immediate occupancy</i>	1,0	1,0	1,0	1,0
<i>Life safety</i>	1,3	1,0	1,1	1,0
<i>Collapse prevention</i>	1,5	1,0	1,2	1,0

1. Struktur dengan lebih dari 30% pada geser tingkat disetiap level ditahan oleh beberapa kombinasi antara komponen, elemen atau rangka
 2. Semua rangka yang tidak termasuk tipe rangka 1
 3. Interpolasi linier harus digunakan untuk nilai tengah T

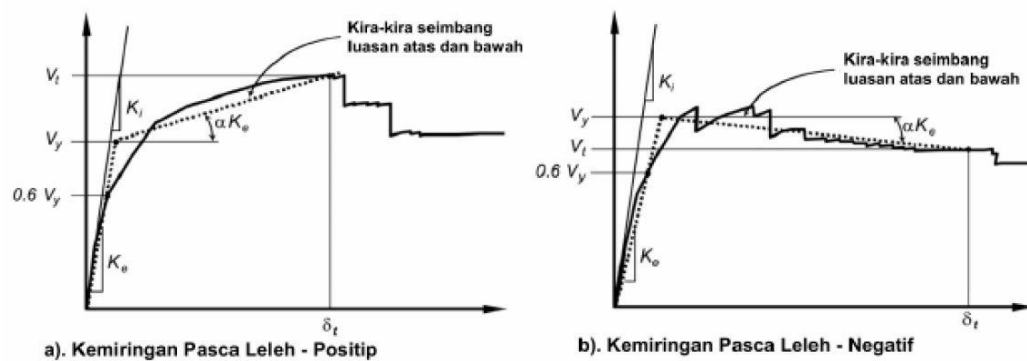
(FEMA 356)

C_3 = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek P-delta. Koefisien diperoleh secara empiris dari studi statistik analisa riwayat waktu non-linier dari SDOF dan diambil berdasarkan pertimbangan *engineering judgement*, dimana perilaku hubungan gaya geser dasar – lendutan pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva meningkat) maka $C_3 = 1,0$, sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) maka

$$C_3 = 1,0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (3.60)$$

α = rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gaya lendutan diidealisasikan sebagai kurva bilinear.

g = percepatan gravitasi $9,81 \text{ m/det}^2$.

**Gambar 3.11** Perilaku Pasca Leleh Sistem Struktur (FEMA 356)

3.10 WAKTU GETAR ALAMI EFEKTIF STRUKTUR (T_e)

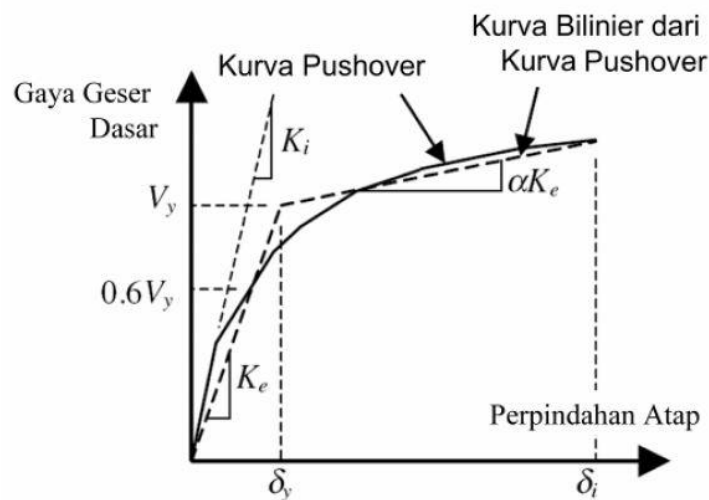
Waktu getar alami efektif struktur diperhitungkan pada saat struktur dalam kondisi in-elastis pada saat gempa maksimum. Waktu getar alami efektif struktur (T_e) dapat diperoleh dengan bantuan kurva hasil analisa *pushover*. Kurva *pushover* diubah menjadi kurva bilinear untuk mengestimasi kekakuan lateral efektif bangunan (K_e) dan kuat leleh bangunan (V_y). Kekakuan lateral efektif dapat diambil dari kekakuan secant yang diitung dari gaya geser dasar sebesar 60% dari kuat leleh. Karena kuat leleh diperoleh dari titik potong kekakuan lateral efektif pada kondisi elastis (K_e) dan kondisi inelastis (αK_e), maka prosesnya dilakukan secara *trial-error*. Selanjutnya waktu getar alami efektif, T_e dihitung

$$\text{sebagai : } T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.61)$$

dimana,

T_i = periode alami awal elastis (detik) pada arah yang ditinjau

K_i = kekakuan awal bangunan pada arah yang ditinjau



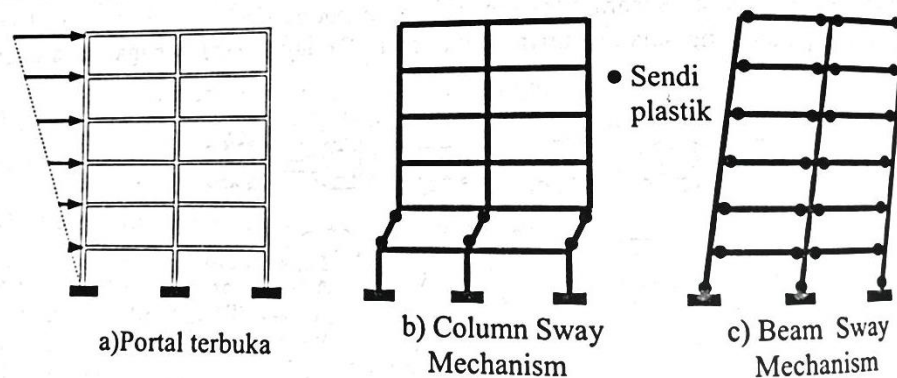
Gambar 3.12 Parameter Waktu Getar Fundamental Effektiv dari Kurva *Pushover* (FEMA 356)

3.11 SENDI PLASTIS

Struktur gedung apabila menerima beban gempa pada tingkatan atau kondisi tertentu, akan terjadi sendi plastis (*hinge*) pada balok pada gedung

tersebut. Sendi plastis merupakan bentuk ketidakmampuan elemen struktur balok dan kolom menahan gaya dalam. (Sudarman, 2014)

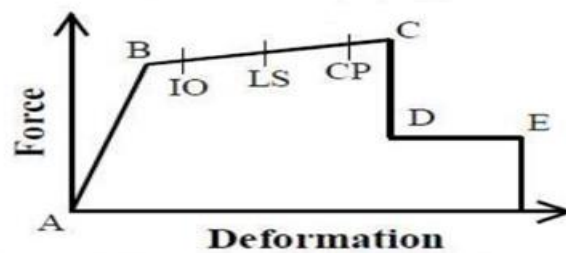
Perencanaan struktur bangunan harus didisain dengan konsep *strong column and weak beam* (SCWB), dengan konsep ini bangunan jika mengalami keruntuhan maka yang akan runtuh terlebih dahulu adalah struktur balok sedangkan kolomnya akan tetap berdiri. Secara logis prinsip SCWB akan mengakibatkan struktur bergoyang menurut *beam sway mechanism* seperti tampak pada Gambar 3.13.c) di bawah. Pada SCWB, balok sengaja dibuat sedikit lebih lemah dari kolom-kolomnya, dan oleh karenanya apabila level beban terlampaui, maka segera terjadi sendi-sendi plastis yang umumnya terjadi pada ujung-ujung balok dan ujung bawah kolom tingkat dasar. Ditempat-tempat itulah kemudian detail tulangan didesain dan dipasang dengan baik sehingga dapat menjadi elemen yang daktail/ulet/liat. Dengan sifat yang liat, maka elemen dan struktur akan dapat bertahan pada deformasi inelastik yang cukup besar tanpa adanya penurunan kekuatan yang berarti. Apabila demikian maka pada beban gempa yang cukup besar struktur tetap saja rusak tetapi tidak akan runtuh total. Bagaimana cara/prosedur desain yang menghasilkan struktur kolom kuat balok lemah dapat dipelajari pada struktur beton tahan gempa. Pada Gambar 3.13.a) juga tampak mekanisme goyangan struktur yang lain yaitu *column sway mechanism*, yaitu produk desain yang mengacu pada kolom lemah balok kuat (*Weak Column and Strong Beam*, WCSB). Mekanisme runtuh struktur ini akan mengakibatkan struktur akan runtuh total (*totally collapse*), sehingga dilarang untuk dipakai.



Gambar 3.13 Mekanisme runtuh pada portal terbuka
(Widodo, 2012)

3.12 PEMODELAN SENDI

Pada studi ini, analisis momen plastis tampang sebagai input data *hinge properties* dilakukan secara *auto* atau *default* pada Program SAP2000. Pemodelan sendi dilakukan untuk mendefinisikan perilaku non linear *force-deformation* pada elemen struktur. Karakteristik deformasi elemen struktur sangat penting untuk mensimulasikan pembentukan sendi plastis dalam proses pembentukan kurva kapasitas hasil analisis *pushover*. (Cinitha et al,2011, dalam Jamal, Atika Ulfah, 2011)



Gambar 3.14 Hubungan *Force-Deformation*
(FEMA 356, 2000)

Hubungan gaya dengan perpindahan ditampilkan pada Gambar 3.13 menunjukkan perilaku sendi plastis pada FEMA 356. Grafik tersebut juga berlaku untuk hubungan momen dengan rotasi. Properti sendi yang digunakan dapat dihitung secara otomatis dengan *automatic hinge* dalam program SAP2000 v14 sesuai material dan properti penampang yang digunakan sesuai FEMA 356. Pada program SAP 2000 v14, warna untuk setiap kondisi sendi plastis adalah sebagai berikut.

1. A : Awal pembebanan, belum terbentuk sendi plastis.
2. B : Batas elastis, sendi plastis pertama terbentuk dalam warna merah muda.
3. IO : *Immediate Occupancy*, sendi plastis terbentuk dalam warna biru tua.
4. LS: *Life Safety*, sendi plastis terbentuk dalam warna biru muda.
5. CP: *Collapse Prevention*, sendi plastis terbentuk dalam warna hijau.
6. C : *Collapse*, sendi plastis terbentuk dalam warna kuning.
7. D : *Residual point*, sendi plastis terbentuk dalam warna orange.
8. E : Runtuh, sendi plastis terbentuk dalam warna merah.