

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Parameter Desain Beban Gempa

Dalam merancang struktur tahan gempa tentunya beberapa pertimbangan perlu dilakukan, mulai dari menentukan bentuk denah struktur, menentukan dan meletakkan pemikul beban lateral, menentukan dimensi elemen struktur yang mempengaruhi kekakuan struktur sampai bagaimana kinerja struktur yang diharapkan terhadap beban gempa. Selain itu, unsur lain yang tidak dapat dipisahkan dari hal-hal tersebut adalah mengenai peraturan dalam merancang yang diharapkan mengakomodasi semua pertimbangan dalam merancang.

Adanya Sistem Rangka B्रेसing Eksentrik pada gedung baja pada dasarnya diperlukan untuk memikul beban lateral yang terjadi pada struktur. Pada sistem ganda dengan rangka b्रेसing eksentrik ini, pemikul beban lateral dilakukan oleh gabungan kinerja dari sistem rangka pemikul momen khusus dan sistem rangka b्रेसing eksentrik. Namun demikian struktur harus dirancang agar kinerja dari rangka b्रेसing eksentrik lebih dominan dibandingkan dari rangka momen.

Adanya beban lateral yaitu berupa beban gempa nominal yang diberikan pada struktur akan memperlihatkan bagaimana kinerja dan perilaku dari struktur. Beban nominal ditentukan oleh beberapa nilai parameter. Penentuan nilai parameter harus memperhatikan beberapa pertimbangan. Dengan demikian perlu adanya *judgement* tertentu yang diambil dalam merancang. Tentunya *judgement* tersebut harus disertai dengan alasan dan argumentasi yang jelas.

Struktur yang dikenai beban gempa pada dasarnya diharapkan berperilaku elastik. Artinya struktur dapat mengalami pertambahan perpindahan secara terus menerus hingga runtuh seiring dengan pertambahan beban gempa. Struktur yang terlalu elastik menimbulkan permasalahan dari segi ekonomis dalam mendesain struktur.

Pada praktiknya struktur direncanakan pada beban gempa nominal dibawah beban gempa elastik. Perilaku elastik dari struktur dibatasi dengan harapan setelah perilaku elastik struktur dicapai hingga batasan tertentu kemudian struktur berperilaku daktail hingga mencapai perpindahan yang sama dengan yang dihasilkan oleh beban gempa elastik

Menurut Pasal 15.2 SNI 03-1729-2002 beban gempa nominal statik yang akan diberikan pada struktur mengikuti persamaan:

$$V = \frac{C_v I}{RT} W_T \quad (3-1)$$

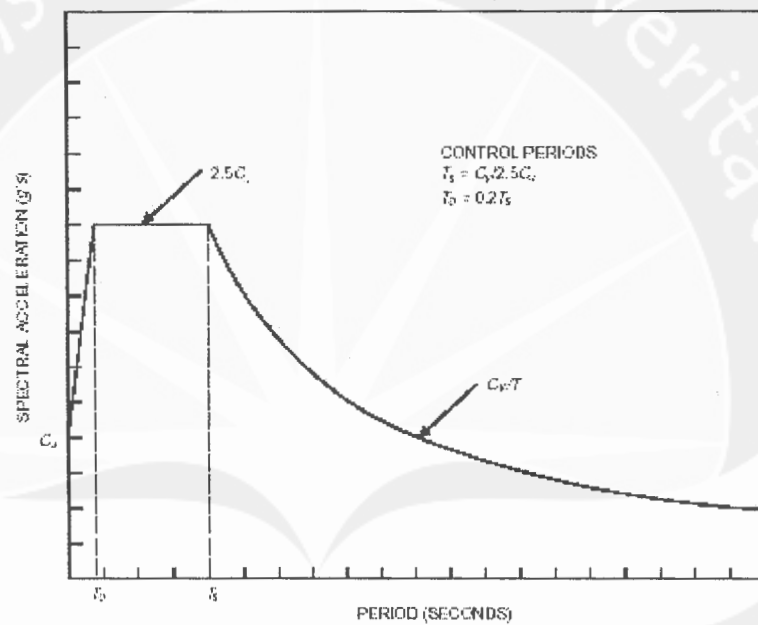
Beban gempa nominal rencana tersebut tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$V_{maks} = \frac{2.5 C_s I}{R} W_T \quad (3-2)$$

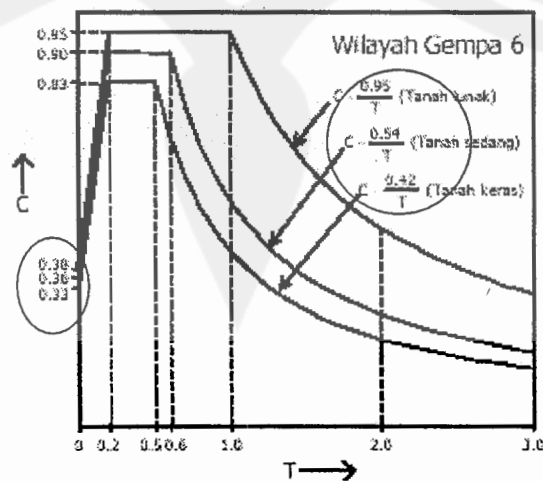
Dengan nilai C_a dan C_v diambil dari Grafik Respons Spektrum Gempa Rencana SNI 03-1726-2002 untuk wilayah gempa tertentu dan jenis tanah tertentu.

Persamaan (3-1) sebenarnya hampir sama dengan persamaan beban gempa nominal statik yang ada pada Pasal 6 SNI 03-1726-2002 hanya saja nilai $\frac{C_v}{T}$ diganti oleh nilai C untuk waktu getar alami fundamental (T_1) tertentu. Pada SNI 03-1726-2002 tidak disebutkan secara eksplisit mengenai nilai C_a dan C_v .

Nilai C_a dan C_v pada SNI gempa Indonesia sebenarnya mengadopsi dari Pasal 16 *Universal Building Code* 1997 (UBC 1997). Grafik respons spektrum gempa rencana menurut UBC 1997 dapat dilihat seperti pada gambar 3.1. Dengan berpedoman pada gambar 3.1 maka dari grafik respons spektrum rencana untuk wilayah gempa 6 dengan jenis tanah lunak pada SNI 03-1726-2002 dapat ditentukan nilai C_a yaitu 0,38 dan nilai C_v yaitu 0,95.



Gambar 3.1 Grafik Respons Spektrum Gempa Rencana UBC 1997



Gambar 3.2 Grafik Respons Spektrum Gempa Rencana SNI 03-1726-2002

Untuk analisis statik ekuivalen beban gempa dasar perlu didistribusikan pada tiap lantai sesuai dengan aturan pada Pasal 6.1.3 dan Pasal 6.1.4 SNI 03-1726-2002. Bentuk distribusi gaya gempa tiap lantai yang dihasilkan menyerupai ragam getar pertama dari struktur gedung yang dianalisis secara dinamik.

Waktu getar dasar struktur gedung (T) pada persamaan (3-1) dapat dihitung dari rumus-rumus empirik yang berasal dari peraturan lain yang mendukung seperti UBC 1997 atau juga yang lebih realistis diperoleh dari analisis vibrasi 3 dimensi. Baik UBC 1997 maupun SNI 03-1726-2002 sepakat bahwa nilai waktu getar dari struktur gedung harus dikontrol terhadap waktu getar alami fundamental ($T_{rayleigh}$).

Selain dikontrol terhadap $T_{rayleigh}$, SNI 03-1726-2002 mengatur juga pembatasan waktu getar terhadap jumlah tingkat. Nilai pembatasan ini lebih tepat dipakai untuk gedung yang memiliki jumlah tingkat lebih dari 10 dan atau memiliki ketinggian lebih dari 40 m. Apabila dipakai untuk struktur gedung bertingkat rendah akan menghasilkan suatu struktur yang mahal dikarenakan dimensi balok, kolom, dan bresing terlalu besar.

Hal lain yang perlu diperhatikan adalah mengenai pembatasan simpangan antar lantai yang terjadi. SNI 03-1726-2002 mengatur mengenai kinerja batas layan (KBL) dan kinerja batas ultimit (KBU) yang berorientasi dari simpangan inelastis antar lantai yang terjadi. Namun menurut SNI 03-1729-2002 cukup nilai KBU saja yang perlu dikontrol terhadap tinggi tingkat. Hal ini sejalan dengan aturan pembatasan simpangan antar lantai pada beberapa peraturan-peraturan gempa dari luar negeri seperti UBC 1997, NEHRP 2003, dan IBC 2006.

Menurut Pasal 15.4 SNI 03-1729-2002 nilai KBU atau simpangan antar lantai inelastis maksimum, Δ_M , yaitu:

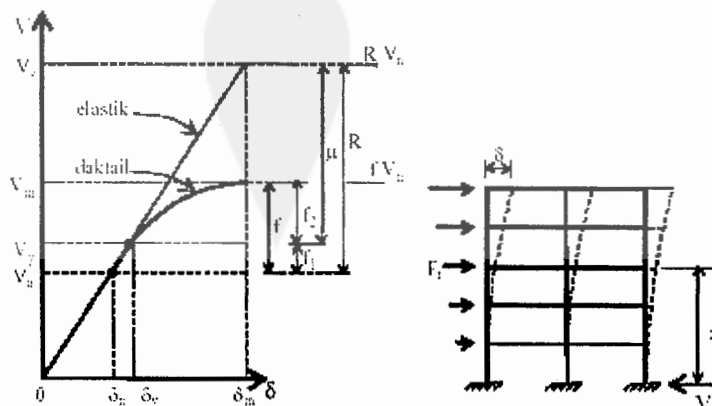
$$\Delta_M = 0,7 \cdot R \cdot \Delta_S \quad (3-3)$$

Nilai Δ_M harus lebih kecil dari 2% dari tinggi antar lantai untuk waktu getar struktur lebih dari 0,7 detik sedangkan untuk waktu getar struktur kurang dari atau sama dengan 0,7 detik nilai Δ_M harus lebih kecil dari 2,5% dari tinggi antar lantai

Kalau dibandingkan dengan UBC 1997 pembatasan simpangan antar lantai yang digunakan dalam NEHRP 2003 dan IBC 2006 menggunakan nilai Cd yang tidak dikenal dalam UBC 1997. Menurut NEHRP 2003 nilai simpangan inelastis antar lantai yaitu:

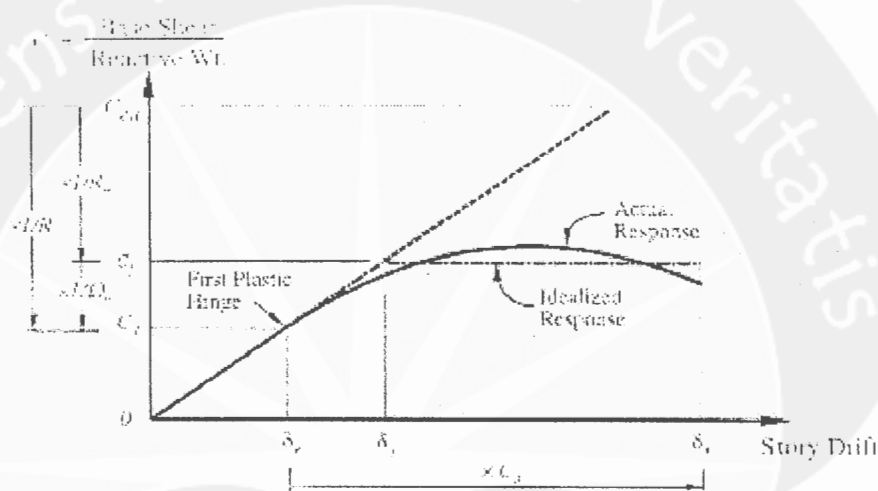
$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_e}{I} \quad (3-4)$$

Nilai R menunjukkan bagaimana perilaku daktilitas gedung terhadap beban gempa. Makin tinggi nilai R yang dipakai berarti menunjukkan kinerja struktur yang berperilaku daktil. Beban gempa elastik sesungguhnya yang terjadi pada struktur direduksi oleh nilai R ini karena struktur tidak mungkin diberikan beban gempa elastik (terlalu besar) yang akan menimbulkan desain yang tidak ekonomis.



Gambar 3.3 Diagram Beban-Simpangan ($V-\delta$) Struktur Gedung Menurut SNI 03-1726-2002

Konsep nilai R , Ω_0 , dan C_d juga dijumpai pada 'National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP) 2003. Nilai R dalam rumus beban gempa statik, C_d pada pembatasan simpangan antar lantai serta Ω_0 pada kombinasi pembebanan muncul untuk mengakomodasi perilaku non linear dari struktur. Nilai R , C_d dan Ω_0 ditentukan oleh tipe pemikul beban lateral yang digunakan dan diatur dalam peraturan-peraturan yang membahas mengenai kegempaan.



Gambar 3.4 Diagram Beban-Simpangan (V-δ) Struktur Gedung Menurut NEHRP 2003

3.2 Kombinasi Beban

Berdasarkan Pasal 6 SNI 03-1729-2002 maka kombinasi beban yang digunakan dalam perencanaan struktur baja pada elemen yaitu:

a. $1,4D$ (3-5)

b. $1,2D + 1,6L$ (3-6)

c. $1,2D + \gamma_L L + E_x + 0,3E_y$ (3-7)

d. $1,2D + \gamma_L L + E_y + 0,3E_x$ (3-8)

e. $0,9D + E_x + 0,3E_y$ (3-9)

f. $0,9D + E_y + 0,3E_x$ (3-10)

dengan:

D adalah beban mati yang diakibatkan oleh berat sendiri struktur ditambah dengan beban dinding, lantai, plafon, pasir, spesi dan tegel yang besarnya ditentukan menurut SNI 03-1727-1989

L adalah beban hidup yang bekerja pada setiap lantai seperti yang ditentukan SNI 03-1727-1989

E_x adalah beban gempa arah sumbu x denah struktur yang besarnya ditentukan oleh SNI 03-1726-2002

E_y adalah beban gempa arah sumbu y denah struktur yang besarnya ditentukan oleh SNI 03-1726-2002

$$\gamma_L = 0.5 \text{ bila } I < 0,5 \text{ kPa dan } \gamma_L = 1 \text{ bila } I \geq 5 \text{ kPa}$$

Selain keenam kombinasi yang telah disebutkan diatas, untuk struktur baja yang memikul beban gempa maka menurut Pasal 15.3 SNI 03-1729-2002 perlu ditambahkan lagi dua buah kombinasi dengan memperhatikan faktor kuat cadang struktur, Ω_n , yaitu:

$$\text{a. } 1,2D + \gamma_L L + \Omega_n E_h \quad (3-11)$$

$$\text{b. } 0,9D - \Omega_n E_h \quad (3-12)$$

$$\gamma_L = 0.5 \text{ bila } I < 0,5 \text{ kPa dan } \gamma_L = 1 \text{ bila } I \geq 5 \text{ kPa}$$

dengan:

D adalah beban mati yang diakibatkan oleh berat sendiri struktur ditambah dengan beban dinding, lantai, plafon, pasir, spesi dan tegel yang besarnya ditentukan menurut SNI 03-1727-1989

L adalah beban hidup yang bekerja pada setiap lantai seperti yang ditentukan SNI 03-1727-1989

E_h adalah pengaruh dari komponen horizontal

Ω_0 adalah faktor kuat cadang struktur dari Tabel 15.2-1 SNI 03-1729-2002

Sebagai tambahan pengaruh orthogonalitas gaya gempa, yaitu pengaruh pembebanan gempa dalam dua arah yang saling tegak lurus, tidak perlu ditinjau bila dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa digunakan $\Omega_0 E_h$. Dua kombinasi tambahan tersebut hanya digunakan dalam persyaratan kekuatan kolom seperti yang diatur pada Pasal 15.6.1 SNI 03-1729-2002. Hal ini sesuai dengan yang diatur pada *AISC Seismic Provisions*.

Jadi secara ringkas kombinasi beban yang dipakai dalam perencanaan yaitu:

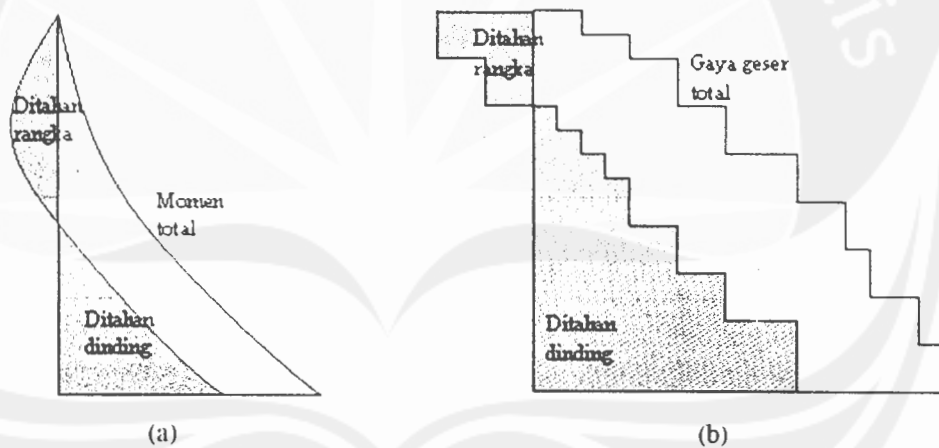
Tabel 3.1 Kombinasi Pembebanan yang Digunakan

Elemen Balok, Bresing, Balok Link	Kolom
a. $1,4D$	a. $1,4D$
b. $1,2D + 1,6L$	b. $1,2D + 1,6L$
c. $1,2D + \gamma_1 L + E_x + 0,3E_y$	c. $1,2D + \gamma_1 L + E_x + 0,3E_y$
d. $1,2D + \gamma_1 L + E_y + 0,3E_x$	d. $1,2D + \gamma_1 L + E_y + 0,3E_x$
e. $0,9D + E_x + 0,3E_y$	e. $0,9D + E_x + 0,3E_y$
f. $0,9D + E_y + 0,3E_x$	f. $0,9D + E_y + 0,3E_x$
	g. $1,2D + \gamma_1 L + \Omega_0 E_x$
	h. $1,2D + \gamma_1 L + \Omega_0 E_y$
	i. $0,9D - \Omega_0 E_x$
	j. $0,9D - \Omega_0 E_y$

Penggunaan faktor $\Omega_0 E_h$ hanya pada kombinasi pembebanan di kolom tujuannya untuk menghindari gaya aksial yang terlalu besar yang tidak mampu ditahan oleh kolom. Selain itu juga sebagai salah satu cara dalam memeriksa apakah kolom lebih kuat dari pada balok.

3.3 Konsep Perancangan Kapasitas (*Capacity Design*) Pada Sistem Ganda Dengan Rangka Bresing Eksentrik

Paulay dan Priestley (1992) telah mengadakan penelitian untuk mengetahui perilaku dari suatu gedung yang dirancang dengan sistem ganda. Dari penelitian tersebut diketahui bagaimana distribusi gaya geser dan momen yang dipikul oleh rangka momen dan dinding struktur. Perilaku tersebut dijadikan pertimbangan dalam merencanakan sistem ganda dengan bresing eksentrik. Namun belum tentu perilaku riil yang terjadi persis sama dengan perilaku sistem ganda dengan dinding struktur.



Gambar 3.5 (a) Kontribusi Momen yang Diberikan Dinding dan Rangka
(b) Kontribusi Gaya Geser yang Diberikan Dinding dan Rangka
(Paulay dan Priestley, 1992)

Pendekatan yang digunakan untuk menyusun langkah-langkah dalam merencanakan sistem ganda dengan rangka bresing eksentrik adalah perancangan kapasitas (*capacity design*). Keistimewaan utama pada *capacity design* yaitu kekuatan pada elemen yang diharapkan runtuh pertama kali pada struktur dirancang untuk terjadi sendi plastis. Sendi plastis yang terjadi pada daerah-daerah

kritis pada elemen yang didetail untuk aksi inelastik. Semua elemen struktur lainnya kemudian diproteksi melawan aksi yang dapat menyebabkan kegagalan, dengan menyediakan kekuatan yang lebih besar dari kekuatan maksimum pada daerah sendi plastis.

Menurut Paulay dan Priestley (1992), untuk melindungi komponen yang dirancang terhadap kegagalan getas maka pendekatan pada perancangan komponen pemikul gaya lateral pada sistem ganda yang diakibatkan geser, maka kekuatan yang disediakan oleh elemen, S_i , harus memenuhi persamaan:

$$S_i \geq \omega \phi_o S_E \quad (3-5)$$

Pada sistem ganda dengan rangka bresing eksentrik, elemen yang dipilih untuk paling lemah terhadap elemen yang lain yaitu pada *link beam* dengan keruntuhan yang dipilih sebagai akibat gaya geser yang timbul oleh beban gempa. Keruntuhan akibat geser lebih disukai karena kerusakan yang terjadi lebih merata di sepanjang link beam.

Untuk balok disamping link, bresing diagonal, kolom, dan balok pada rangka momen dirancang lebih kuat dari pada *link beam*. Sendi plastis yang diharapkan terjadi pada sistem ganda ini yaitu *shear hinges* pada *link beam* dan *moment hinges* pada balok rangka.

Sebelum struktur baja dikontrol secara *capacity design*, setiap elemen struktur penyusun sistem ganda (balok, kolom, bresing, dan balok link) perlu dikontrol terhadap tegangan yang terjadi (*strength design*). Aturan-aturan yang dipakai dalam kontrol tegangan mengikuti Pasal 7 dan Pasal 8 SNI 03-1729-2002 yang secara lengkap akan dilampirkan pada bagian akhir.

Prosedur yang digunakan dalam merencanakan SRBE secara *capacity design* telah diatur dalam Pasal 15.13 SNI 03-1729-2002. Cuplikan pasal tersebut secara lengkap akan diberikan pada bagian lampiran. Secara ringkas, urutan dalam merencanakan SRBE yaitu:

1. Merencanakan *link beam* dimana *link beam* yang dipilih adalah link pendek dengan panjang link, $e \leq 1,6M_p/V_p$. Sudut rotasi yang terjadi pada balok link lebih kecil dari 0,08 radian.
2. Momen ultimit yang terjadi pada balok di samping *link beam* yaitu:

$$M_u = 1,1.(R_y.V_n.e/2) \quad (3-6)$$

dengan R_y = faktor modifikasi tegangan leleh baja; V_n = kuat geser nominal pada *link beam* yang dipilih paling kecil dari V_p atau $2M_p/e$. Nilai M_u masih harus ditambah dengan momen akibat beban gravitasi yang terjadi. Karena dalam pemodelan menggunakan Baja jenis BJ 50 sesuai SNI 03-1729-2002 maka nilai R_y diambil 1,3.

3. Bresing diagonal dirancang memiliki kekuatan nominal 25% lebih besar dari kuat geser nominal pada *link beam* ditambah dengan gaya-gaya gravitasi yang terjadi.
4. Kolom pada bentangan yang memiliki bresing dirancang memiliki kekuatan (momen dan gaya geser) untuk menahan beban-beban gravitasi yang bekerja ditambah dengan 110% dari kuat nominal yang dimiliki *link beam*.
5. Selain keempat yang telah disebutkan di awal masih ada hal lain yang perlu diperhatikan yaitu pertambatan lateral pada *link beam*, pengaku *link beam*, sambungan balok di samping link dengan kolom, sambungan kolom dengan

bresing, dan sambungan bresing dengan *link beam*. Semua hal tersebut dapat dirancang sesuai aturan yang ada pada pasal 15.13 SNI 03-1729-2002.

Untuk struktur dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yang perlu diperhatikan dalam merancang adalah:

1. Perpindahan pada lantai: $\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_e}{I} \leq 0,02 \cdot h$ (3-7)

2. Hubungan balok dan kolom harus memenuhi persamaan:

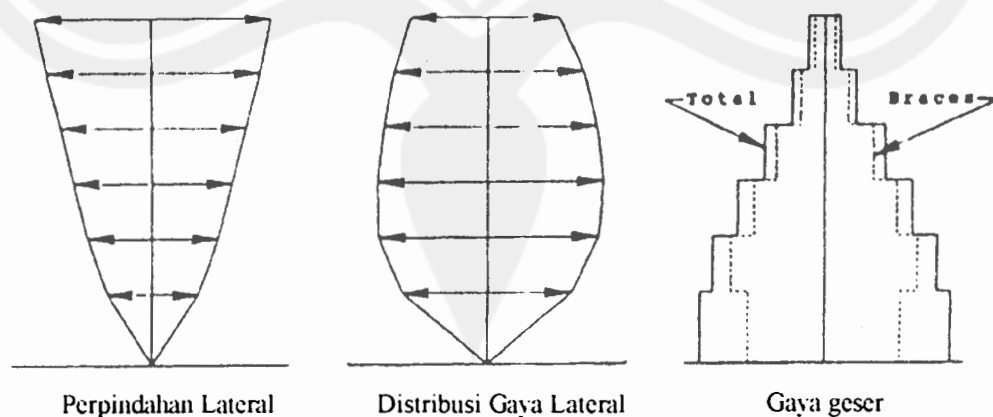
$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1; \text{ dimana:} \quad (3-8)$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (f_{yc} - N_{uc} / A_g)$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1,1 R_y f_y Z + M_y)$$

3. Sambungan-sambungan serta pengaku yang digunakan dalam SRPMK dapat direncanakan sesuai ketentuan pada Pasal 15.7 SNI 03-1729-2002.

Berdasarkan penelitian yang dilakukan Whittaker dkk. (1989), maka perilaku respon struktur pada sistem ganda yang diharapkan sebagai berikut:



Gambar 3.6 Respon Struktur Sistem Ganda terhadap Beban Lateral (Whittaker dkk., 1989)

Bentuk diagram perpindahan lateral tiap lantai menyerupai seperti bentuk *mode* pertama pada analisis dinamik. Jika kita memperhatikan distribusi gaya lateral yang terjadi maka distribusinya cenderung berbentuk seperti empat persegi panjang. Lantai terbawah mengalami gaya lateral yang cukup besar dibandingkan lantai teratas. Hal ini dikarenakan *link beam* pada 4 lantai teratas yang fleksibel menumpang pada rangka momen tetapi pada lantai terbawah link beam memikul 70% dari 90% beban gempa yang dipikul rangka bresing eksentrik.

Distribusi gaya-gaya lateral pada setiap tingkat sangat bergantung signifikan dari derajat respon pada sistem ganda. Distribusi gaya lateral seperti pada gambar 3.6, struktur diharapkan mampu memberikan respon inelastis yang baik.

Dari penelitian yang telah dilakukan Whittaker ternyata ditemukan diagram gaya geser tingkat yang tidak sama dengan sistem ganda pada dinding struktur. Interaksi yang terjadi antara rangka momen dengan rangka bresing eksentrik berupa pembagian persentase dalam memikul beban gempa. Hal inilah yang menarik perhatian untuk dikaji kembali kemudian hasilnya dibandingkan dengan hasil penelitian yang sudah ada.