

5. PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG TIDAK BERATURAN

5.1. Ketentuan Untuk Analisis Respons Dinamik

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 7.1.1.</p> <p>Untuk struktur gedung tidak beraturan yang tidak memenuhi ketentuan yang disebut dalam Pasal 4.2.1., pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur gedung tersebut harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi. Untuk mencegah terjadinya respons struktur gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi, dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, paling tidak gerak ragam pertama (fundamental) harus dominan dalam translasi.</p>	<p>Pasal 2.5. Analisa Dinamik</p> <p>Analisa dinamik harus dilakukan untuk struktur gedung-gedung berikut :</p> <ol style="list-style-type: none">Gedung-gedung yang strukturnya sangat tidak beraturan (seperti ditentukan dalam Pasal 2.2.3.).Gedung-gedung dengan loncatan-loncatan bidang muka yang besar (seperti ditentukan dalam Pasal 2.2.4.).Gedung-gedung dengan kekakuan tingkat yang tidak merata (lihat Pasal 2.2.4. dan 2.2.5.).Gedung-gedung yang tingginya lebih dari 40 m.Gedung-gedung yang bentuk, ukuran dan penggunaannya tidak umum. <p>Analisis dinamik yang ditentukan dalam peraturan ini didasarkan atas perilaku struktur yang bersifat elastik penuh dan dengan meninjau gerakan gempa dalam satu arah saja.</p>

Penjelasan :

Pada SNI 2002 dijelaskan bahwa untuk menganalisis struktur gedung yang sangat tidak beraturan tidaklah menjadi masalah, hal ini dikarenakan dengan tersedianya berbagai program komputer saat ini. Kemampuan untuk menganalisis struktur yang rumit ini hendaknya dapat dipakai juga untuk mengontrol perilaku struktur tersebut dalam responsnya terhadap gempa. Dengan melakukan analisis vibrasi bebas 3D dinamis dapat dilihat kecenderungan perilaku struktur terhadap gempa. Apabila gerak ragam pertama sudah dominan terhadap rotasi, maka dapat dikatakan bahwa struktur tersebut menunjukkan perilaku buruk dan sangat tidak nyaman bagi penghuni ketika terjadi gempa. Sistem struktur demikian harus di desain ulang dengan menempatkan unsur-unsur yang lebih kaku di sekeliling struktur, hal ini dilakukan untuk memperbesar kekakuan rotasi (torsi) sistem struktur secara keseluruhan sehingga gerak ragam pertama menjadi dominan terhadap translasi. Penambahan beban gempa untuk struktur yang mengalami puntir sebenarnya dapat menambah keamanan tetapi tetap tidak dapat merubah

perilakunya. Sedangkan pada SKBI 1987 hanya menjelaskan struktur-struktur seperti apakah yang harus dianalisis menggunakan analisis dinamik. Analisis tersebut didasarkan atas perilaku struktur 3D yang berperilaku elastik penuh dengan meninjau gerakan gempa pada satu arah saja.

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 7.1.2.</p> <p>Daktilitas struktur gedung tidak beraturan harus ditentukan yang representatif mewakili daktilitas struktur 3D. Tingkat daktilitas tersebut dapat dinyatakan dalam faktor reduksi gempa R representatif, yang nilainya dapat dihitung sebagai nilai rata-rata berbobot dari faktor reduksi gempa untuk 2 arah sumbu koordinat ortogonal dengan gaya geser dasar yang dipikul oleh struktur gedung dalam masing-masing arah tersebut sebagai besaran pembobotnya menurut persamaan :</p> $R = \frac{V_x^0 + V_y^0}{V_x^0/R_x + V_y^0/R_y} \quad (29)$ <p>di mana R_x dan V_x^0 adalah faktor reduksi gempa dan gaya geser dasar untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x, sedangkan R_y dan V_y^0 adalah faktor reduksi gempa dan gaya geser dasar untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y. Metoda ini hanya boleh dipakai, apabila rasio antara nilai-nilai faktor reduksi gempa untuk 2 arah pembebanan gempa tersebut tidak lebih dari 1,5.</p>	

Penjelasan :

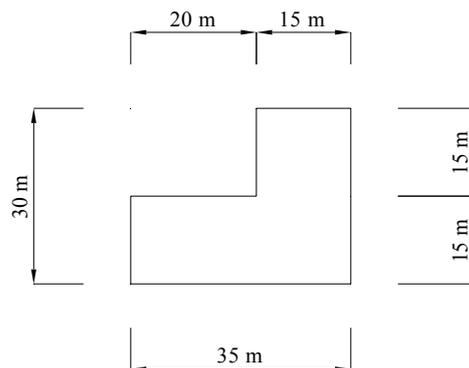
Struktur gedung yang tidak beraturan memang benar-benar berperilaku sebagai struktur 3D, sehingga tingkat daktilitas yang dinyatakan dalam faktor reduksi gempa R yang representatif harus diketahui. Hal ini dikarenakan tingkat daktilitas yang disebutkan dalam Tabel 3. lebih mencerminkan sifat-sifat daktilitas sistem 2D.

Pada struktur yang tidak beraturan, arah x dan arah y struktur gedung bisa memiliki kekakuan yang berbeda. Hal ini berpengaruh pada waktu getar alami

gedung (T) yang akan berpengaruh pula pada nilai koefisien gempa dasar (C). Perubahan nilai C ini akan diikuti dengan perubahan gaya geser dasar pada arah x dan arah y. Dengan demikian R yang representatif dapat dihitung.

Untuk memperjelas penggunaan R yang representatif untuk bangunan yang tidak beraturan dapat dilihat pada contoh analisis berikut :

- Sebuah bangunan **rumah sakit 12 lantai** sedang direncanakan untuk dibangun di kota **Surabaya**. Bangunan terletak diatas lapisan **tanah lunak**. Sistem struktur penahan beban lateral terdiri atas **portal-portal daktail beton bertulang**. Pembebanan disesuaikan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983).
- Bangunan ini termasuk struktur gedung **tidak beraturan**, karena syarat panjang coakan maupun panjang tonjolan menurut pasal 4.2.1. SNI 2002 tidak terpenuhi.



Gambar 5.1. Denah struktur pada contoh analisis penggunaan R representatif

Cek tonjolan arah X :

$$X_1 = 15 \text{ m dan } X_2 = 20 \text{ m}$$

- Syarat coakan : $X_2 \leq 0,15 (X_1 + X_2)$

$$20 \dots 0,15 (15 + 20)$$

$$20 > 5,25 \text{ (NOT OK!)}$$

- Syarat tonjolan : $X_2 \leq 0,25 X_1$

$$20 \dots 0,25 \times 15$$

$$20 > 3,75 \text{ (NOT OK!)}$$

Cek tonjolan arah Y :

$$Y_1 = 15 \text{ m dan } Y_2 = 15 \text{ m}$$

- Syarat coakan : $Y_2 \leq 0,15 (Y_1 + Y_2)$
 $15 \dots 0,15 (15 + 15)$
 $15 > 4,5 \text{ (NOT OK!)}$
- Syarat tonjolan : $Y_2 \leq 0,25 Y_1$
 $15 \dots 0,25 \times 15$
 $15 > 3,75 \text{ (NOT OK!)}$

- Denah struktur dan elevasi seperti terlihat pada Lampiran 2.

Data-data struktur :

- Balok 500/800
- Kolom 1000/1000
- Tebal pelat lantai dan atap 20 cm

PERHITUNGAN PEMBEBANAN

Berdasarkan PPIUG 1983 Tabel 3.3., digunakan koefisien reduksi beban hidup sebesar 0,3 untuk kantor

PEMBEBANAN ARAH X dan Y

PEMBEBANAN LANTAI 1-11

- BEBAN MATI (W_m)
 - ✓ Tebal pelat lantai = 20 cm
 - ✓ Langit-langit / plafon dari semen asbes dengan tebal maksimum 4 mm
 $= 11 \text{ kg/m}^2$ (PPIUG 1983 Tabel 2.1.)
 - ✓ Penggantung langit-langit dari kayu = 7 kg/m^2 (PPIUG 1983 Tabel 2.1.)
 - ✓ Spesi dari semen per cm tebal = 21 kg/m^2 (PPIUG 1983 Tabel 2.1.)
 - ✓ Penutup lantai dari ubin semen Portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal = 24 kg/m^2 (PPIUG 1983 Tabel 2.1.)

Jadi beban lantai / m² :

- ✓ Berat sendiri plat = 0,20 x 2400 = 480 kg/m²
 - ✓ Berat langit-langit / plafon = 11 kg/m²
 - ✓ Berat penggantung langit-langit = 7 kg/m²
 - ✓ Spesi setebal 2 cm = 2 x 21 = 42 kg/m²
 - ✓ Penutup lantai 1 cm = 1 x 24 = 24 kg/m² +
- $q_m = 564 \text{ kg/m}^2$

1. Beban mati lantai

$$= 564 \times ((35 \times 15) + (15 \times 15)) = 423000,00 \text{ kg}$$

2. Beban balok induk arah x (500 x 800)

$$= 0,5 \times 0,8 \times 5 \times 2400 \times 37 = 177600,00 \text{ kg}$$

3. Beban balok induk arah y (500 x 800)

$$= 0,5 \times 0,8 \times 5 \times 2400 \times 36 = 172800,00 \text{ kg}$$

4. Beban kolom (1000 x 1000)

$$= 1 \times 1 \times 4 \times 2400 \times 44 = 422400,00 \text{ kg}$$

5. Beban dinding bata setengah batu (250 kg/m²)

(PPIUG 1983 Tabel 2.1.)

$$= 250 \times (35+30+15+15+20+15) \times 4 = \underline{130000,00 \text{ kg}} +$$

$$W_m = 1325800,00 \text{ kg}$$

➤ BEBAN HIDUP (W_h)

$$\checkmark \text{ Beban hidup lantai} = 250 \times ((35 \times 15) + (15 \times 15)) = 187500 \text{ kg}$$

$$W_{\text{lantai}} = W_m + (0,3 \times W_h) = 1325800 + (0,3 \times 187500) = 1382050 \text{ kg}$$

PEMBEBANAN ATAP

➤ BEBAN MATI (W_m)

$$\checkmark \text{ Tebal pelat atap} = 20 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Langit-langit / plafon dari semen asbes dengan tebal maksimum 4 mm} \\ = 11 \text{ kg/m}^2 \text{ (PPIUG 1983 Tabel 2.1.)}$$

- ✓ Penggantung langit-langit dari kayu = 7 kg/m^2 (PPIUG 1983 Tabel 2.1.)
- ✓ Aspal per cm tebal = 14 kg/m^2 (PPIUG 1983 Tabel 2.1.)

Jadi beban lantai / m^2 :

- ✓ Berat sendiri plat = $0,20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$
- ✓ Berat langit-langit / plafon = 11 kg/m^2
- ✓ Berat penggantung langit-langit = 7 kg/m^2
- ✓ Aspal 2 cm = $2 \times 14 = \underline{28 \text{ kg/m}^2} +$
 $q_m = 526 \text{ kg/m}^2$

1. Beban mati atap
 $= 526 \times ((35 \times 15) + (15 \times 15)) = 394500,00 \text{ kg}$
2. Beban balok induk arah x (500 x 800)
 $= 0,5 \times 0,8 \times 5 \times 2400 \times 37 = 177600,00 \text{ kg}$
3. Beban balok induk arah y (500 x 800)
 $= 0,5 \times 0,8 \times 5 \times 2400 \times 36 = 172800,00 \text{ kg}$
4. Beban kolom (1000 x 1000)
 $= 1 \times 1 \times 2 \times 2400 \times 44 = 211200,00 \text{ kg}$
5. Beban dinding bata setengah batu (250 kg/m^2)
(PPIUG 1983 Tabel 2.1.)
 $= 250 \times (35+30+15+15+20+15) \times 2 = \underline{65000,00 \text{ kg}} +$
 $W_m = 1021100,00 \text{ kg}$

➤ BEBAN HIDUP (W_h)

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup atap} &= 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hujan} &= \underline{20 \text{ kg/m}^2} + \\ &= 120 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- ✓ Beban hidup atap = $120 \times ((35 \times 15) + (15 \times 15)) = 90000 \text{ kg}$

$$W_{\text{atap}} = W_m + (0,3 \times W_h) = 1021100 + (0,3 \times 90000) = 1048100 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi } W_{\text{total}} = W_t &= (11 \times W_{\text{lantai}}) + W_{\text{atap}} \\ &= (11 \times 1382050) + 1048100 = 16250650 \text{ kg} \end{aligned}$$

ARAH X

Dari hasil analisis ETABS 8.11 didapatkan waktu getar alami struktur gedung arah X sebesar 0,9818 detik.

Berdasarkan grafik respons spektrum (Gambar 2. SNI 2002), didapat nilai $C = 0,50$

$$I = I_1 \times I_2 = 1,4 \times 1 = 1,4 \text{ (rumah sakit) (Tabel 1. SNI 2002)}$$

$$R = \mu \times f_1 = 5,3 \times 1,6 = 8,48 \sim 8,5 \text{ (portal daktail penuh) (Tabel 2. SNI 2002)}$$

Didapat gaya geser dasar arah X (V_x^o) sesuai pasal 6.1.2. adalah :

$$\begin{aligned} V_x^o &= \frac{C_1 \cdot I}{R} W_t \\ V_x^o &= \frac{0,5 \cdot 1,4}{8,5} 16250,65 \\ V_x^o &= 1338,29 \text{ ton} \end{aligned}$$

ARAH Y

Dari hasil analisis ETABS 8.11 didapatkan waktu getar alami struktur gedung arah X sebesar 1,002 detik.

Berdasarkan grafik respons spektrum (Gambar 2. SNI 2002), didapat nilai $C =$

$$C = \frac{0,5}{T} = \frac{0,5}{1,002} = 0,499$$

$$I = I_1 \times I_2 = 1,4 \times 1 = 1,4 \text{ (rumah sakit) (Tabel 1. SNI 2002)}$$

$$R = \mu \times f_1 = 5,3 \times 1,6 = 8,48 \sim 8,5 \text{ (portal daktail penuh) (Tabel 2. SNI 2002)}$$

Didapat gaya geser dasar arah Y (V_y^o) sesuai pasal 6.1.2. adalah :

$$V_y^o = \frac{C_1 \cdot I}{R} W_t$$

$$V_y^o = \frac{0,499 \cdot 1,4}{8,5} 16250,65$$

$$V_y^o = 1335,61 \text{ ton}$$

Dari hasil perhitungan gaya geser dasar arah X dan arah Y, maka dapat dihitung R representatif sesuai pasal 7.1.2., yaitu :

$$R = \frac{V_x^o + V_y^o}{V_x^o/R_x + V_y^o/R_y}$$

$R = R_x = R_y = 8,5$ (portal daktail penuh) (Tabel 2. SNI 2002)

$$R = \frac{1338,29 + 1335,61}{\frac{1338,29}{8,5} + \frac{1335,61}{8,5}}$$

$$R = \frac{1338,29 + 1335,61}{157,45 + 157,13}$$

$$R = 8,49$$

Jadi R representatif yang didapat dari struktur gedung di atas adalah 8,49

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 7.1.3.</p> <p>Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V, maka</p>	<p>Pasal 2.5.2.2. Kombinasi Ragam</p> <p>Kombinasi respons dari semua ragam yang berperan harus ditentukan dengan mengambil akar kwadrat dari jumlah kwadrat dari respons masing-masing ragam yang berperan itu seperti ditentukan menurut pasal 2.5.2.1. Namun demikian, apabila dua buah ragam mempunyai waktu getar alami yang hampir sama besarnya, cara di atas dapat kurang konservatif dan untuk</p>

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut :</p> $V \geq 0,8 V_1 \quad (30)$ <p>di mana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut persamaan :</p> $V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (31)$ <p>dengan C_1 adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2. untuk waktu getar alami pertama T_1, I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1 dan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan, sedangkan W_t adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.</p>	<p>itu hendaknya dipakai cara lain dalam mengkombinasikan ragam-ragam yang khusus itu, seperti dengan penjumlahan nilai mutlak dari respons masing-masing ragam.</p> <p>Dalam kondisi bagaimanapun, gaya geser di tingkat dasar yang ditentukan dengan cara-cara di atas, nilainya tidak boleh kurang dari beban geser dasar $0,9 C_d W_t$, dimana C_d ditentukan sesuai dengan nilai waktu getar alami ragam yang pertama dari model struktur gedung yang ditinjau.</p>

Penjelasan :

Pada struktur-struktur gedung tertentu kadang-kadang terjadi respons total terhadap gempa (V) adalah lebih kecil dari respons ragam pertamanya (V_1). Hal ini disebabkan oleh adanya kontribusi respons ragam yang lebih tinggi yang mengurangi respons ragam yang pertama tadi. Untuk menjamin adanya kekuatan (kapasitas) minimum struktur terpasang yang cukup, pada SNI 2002 menetapkan bahwa nilai akhir respons setiap struktur gedung tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragamnya yang pertama, sedangkan pada SKBI 1987 nilai akhir respons setiap struktur gedung tidak boleh diambil kurang dari 90% nilai respons ragamnya yang pertama. Dari persyaratan ini dapat dilihat bahwa syarat yang digunakan SNI 2002 lebih longgar dari pada SKBI 1987.

5.2. Analisis Ragam Spektrum Respons

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 7.2.1.</p> <p>Perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa memakai Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2. yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi I/R, di mana I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1, sedangkan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metoda ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.</p>	<p>Pasal 2.5.2.1. Spektrum Respons Gempa Rencana</p> <p>Sebagai spektrum percepatan respons gempa rencana harus dipakai diagram koefisien gempa dasar C menurut gambar 2.3., untuk masing-masing wilayah gempa. Berhubung nilai C adalah tidak berdimensi, maka respons masing-masing ragam yang ditentukan dengan cara ini merupakan respons relatif.</p> <p>Untuk struktur-struktur gedung yang beraturan dengan e_c kurang dari 0,1b jumlah ragam transisi yang harus ditinjau tidak boleh kurang dari 3, sedangkan untuk struktur-struktur gedung lainnya jumlah ragam harus ditinjau itu tidak boleh kurang dari 5.</p>

Penjelasan :

Pasal ini menjelaskan tentang batasan partisipasi ragam yang akan disuperposisikan. SNI 2002 menggunakan konsep Faktor Partisipasi Massa (*Participating Mass Factor*) dimana jumlah partisipasi faktor ragam harus sama atau lebih besar dari 90%. Faktor partisipasi massa adalah perbandingan massa pada suatu lantai dengan kuadrat massa lantai yang dirumuskan sebagai berikut :

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \times \phi_{i1}) / g}{\sum (w_i \times \phi_{i1}^2) / g} \right]$$

di mana :

PF_1 = Faktor partisipasi massa pada ragam 1

w_i / g = massa pada lantai i

ϕ_{i1} = Amplitudo ragam 1 pada lantai i

Kontribusi relatif tiap ragam dari total gaya ini dipengaruhi faktor-faktor berikut :

1. Bentuk dari respons spektrum gempa
2. Periode alami dari getaran suatu gedung
3. Bentuk dari ragam struktur
4. Massa dan kekakuan vertikal gedung

SKBI 1987 menggunakan batasan eksentrisitas untuk menentukan berapa ragam yang perlu disuperposisikan. Jika e_c lebih kecil dari $0,1b$, maka jumlah ragam yang disuperposisi harus lebih besar sama dengan 3, dan ketika e_c lebih besar dari $0,1 b$ maka jumlah ragam yang disuperposisi harus lebih besar sama dengan 5.

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 7.2.2.</p> <p>Penjumlahan respons ragam yang disebut dalam Pasal 7.2.1. untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (Complete Quadratic Combination atau CQC). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan, apabila selisih nilainya kurang dari 15%. Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (Square Root of the Sum of Squares atau SRSS).</p>	<p>Pasal 2.5.2.2. Kombinasi Ragam</p> <p>Kombinasi respons dari semua ragam yang berperan harus ditentukan dengan mengambil akar kwadrat dari jumlah kwadrat dari respons masing-masing ragam yang berperan itu seperti ditentukan menurut pasal 2.5.2.1. Namun demikian, apabila dua buah ragam mempunyai waktu getar alami yang hampir sama besarnya, cara di atas dapat kurang konservatif dan untuk itu hendaknya dipakai cara lain dalam mengkombinasikan ragam-ragam yang khusus itu, seperti dengan penjumlahan nilai mutlak dari respons masing-masing ragam.</p> <p>Dalam kondisi bagaimanapun, gaya geser di tingkat dasar yang ditentukan dengan cara-cara di atas, nilainya tidak boleh kurang dari beban geser dasar $0,9 C_d W_t$, dimana C_d ditentukan sesuai dengan nilai waktu getar alami ragam yang pertama dari model struktur gedung yang ditinjau.</p>

Penjelasan :

Pasal ini menjelaskan bagaimana cara menjumlahkan respons ragam yang disebutkan pada Pasal 7.2.1. Metode analisis ragam merupakan suatu cara untuk menentukan respons dinamis struktur pada tiap-tiap ragam terhadap pengaruh suatu beban dinamis. Respons dinamis total struktur didapat dengan melakukan superposisi dari respons dinamis maksimum masing-masing ragamnya. Umumnya respons masing-masing ragam bisa mencapai nilai maksimum pada saat yang berbeda, sehingga respons maksimum ragam-ragam tersebut tidak dapat dijumlahkan secara skalar begitu saja. Oleh sebab itu ada dua cara superposisi yang umum dipergunakan, yaitu Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau CQC) yang dipakai pada kasus dimana respons

maksimum terjadi pada nilai yang berdekatan, dan Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares* atau SRSS) yang dipakai pada kasus dimana respon maksimum tidak terjadi dalam waktu yang berdekatan. Berikut adalah perumusan cara superposisi CQC :

$$F = \sqrt{\sum_n \sum_m f_n \rho_{nm} f_m}$$

di mana :

F = hasil superposisi CQC

f_n = gaya modal pada ragam-n

ρ_{nm} = koefisien *cross model*

n = jumlah ragam

m = nomor ragam

Sedangkan perumusan cara superposisi SRSS :

$$y_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n (A_{ij} g_j S_{dj})^2}$$

di mana :

y_i = hasil superposisi SRSS pada tingkat-i

A_{ij} = mode shape

g_j = modal participation factor dari ragam-j

S_{dj} = simpangan maksimum untuk ragam ke-j

n = jumlah derajat kebebasan

i = nomor ragam

j = jumlah ragam

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 7.2.3.</p> <p>Untuk memenuhi persyaratan menurut Pasal 7.1.3, maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam</p>	
SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987

spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu Faktor Skala :

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,8 V_1}{V_t} \geq 1 \quad (32)$$

di mana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam yang pertama saja dan V_t adalah gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan.

Pasal 7.2.4.

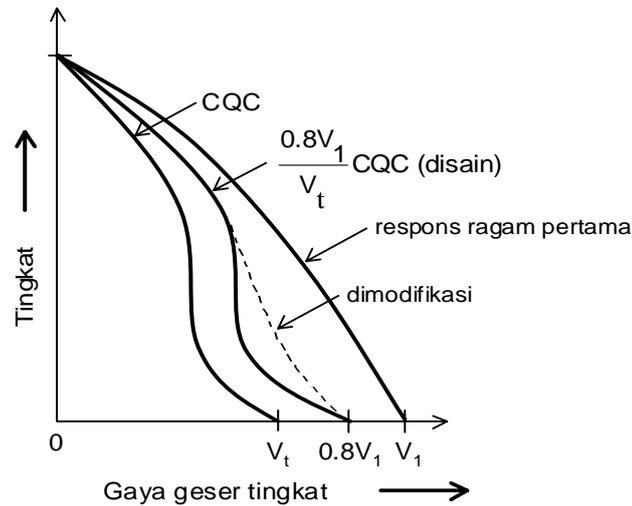
Bila diinginkan, dari diagram atau kurva gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung yang telah disesuaikan nilainya menurut Pasal 7.2.3. dapat ditentukan beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang bersangkutan (selisih gaya geser tingkat dari 2 tingkat berturut-turut), yang bila perlu diagram atau kurvanya dimodifikasi terlebih dulu secara konservatif untuk mendapatkan pembagian beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang lebih baik sepanjang tinggi struktur gedung. Beban-beban gempa nominal statik ekuivalen ini kemudian dapat dipakai dalam suatu analisis statik ekuivalen 3 dimensi biasa.

Penjelasan :

Faktor skala digunakan untuk menaikkan gaya geser dasar nominal hasil analisis ragam respons sehingga mendekati hasil gaya geser dasar nominal ragam pertama. Hal ini untuk menjaga agar ragam pertama tetap dominan, sehingga gaya geser yang bekerja akibat ragam respons benar-benar aman jika dipakai untuk mendesain suatu bangunan. Dapat dilihat bahwa batasan nominal pada SNI 2002 adalah 0,8.

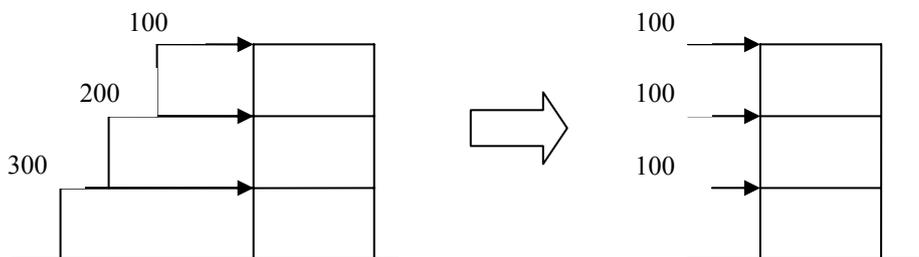
Analisis ragam spektrum respons hanya dipakai untuk menentukan gaya geser tingkat nominal dinamik akibat pengaruh Gempa Rencana. Gaya-gaya internal di dalam unsur-unsur struktur gedung didapat dari analisis statik 3D biasa berdasarkan beban-beban gempa statik ekuivalen yang dijabarkan dari pembagian gaya geser tingkat nominal yang telah didapat dari analisis respons dinamik

sebelumnya, yang bila perlu dimodifikasi terlebih dulu secara konservatif untuk mendapatkan pembagian beban gempa nominal sepanjang tinggi struktur gedung yang lebih baik (lihat Gambar 5.2.). Dengan menempuh cara ini didapat kepastian mengenai tanda (arah kerja) gaya-gaya internal di dalam unsur-unsur struktur gedung.



Gambar 5.2. Diagram gaya geser tingkat nominal sepanjang tinggi struktur gedung.

Pasal 7.2.4. merupakan kelanjutan ketika gaya geser tingkat sudah dimodifikasi, maka hasil selisih gaya geser tingkat dari dua tingkat berturut-turut dapat diasumsikan sebagai beban gempa nominal statik ekuivalen. Ilustrasi dapat dilihat pada gambar 5.3.



Gambar 5.3. Beban nominal statik ekuivalen yang didapat dari selisih gaya geser antar tingkat yang sudah dimodifikasi

5.3. Analisis Respons Dinamik Riwayat Waktu

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 7.3.1.</p> <p>Bila diinginkan, perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pengaruh Gempa Rencana, dapat dilakukan dengan metode analisis dinamik 3 dimensi berupa analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu dengan suatu akselerogram gempa yang diangkakan sebagai gerakan tanah masukan.</p>	

Penjelasan :

Pasal ini menjelaskan apabila ingin mempelajari perilaku struktur selama gempa bekerja pada struktur yang tidak beraturan, baik dalam keadaan elastik maupun pasca-elastik, dapat dilakukan analisis respons dinamik linier dan dinamik non-linier riwayat waktu (*time history analysis*).

Analisis dinamik linier adalah analisa untuk menentukan respons dinamis struktur gedung 3D yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal. Respons dinamis dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode analisa ragam (*modal superposition*) seperti yang dijelaskan pada Pasal 7.2.2. SNI 2002.

Analisis dinamik non-linier riwayat waktu (*time history analysis*) merupakan analisa yang paling teliti untuk mencerminkan perilaku seismik dari suatu struktur. Pada analisa dinamis non-linier respons dinamis struktur dihitung dalam setiap interval waktu dengan metode integrasi langsung, dengan memperhatikan beberapa pengaruh *coupling* yang terjadi pada saat struktur mengalami fase nonlinear. Dengan demikian analisis ini lebih rumit dan memerlukan bantuan program komputer untuk menyelesaikan perhitungan-perhitungan yang ada.

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
------------------	--------------------

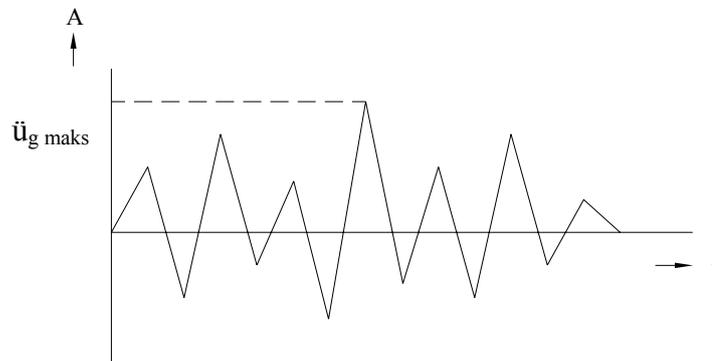
<p>Pasal 7.3.2.</p> <p>Untuk perencanaan struktur gedung melalui analisis dinamik non-linier riwayat waktu terhadap pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan gempa nominal, percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan ke taraf pembebanan gempa nominal tersebut, sehingga nilai percepatan puncaknya A menjadi :</p> $A = \frac{A_0 I}{R} \quad (33)$ <p>di mana A_0 adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5, R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan, sedangkan I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1. Selanjutnya harus dipenuhi juga persyaratan menurut Pasal 7.1.3 dan untuk itu Faktor Skala yang dipakai adalah sama seperti yang ditentukan dalam Pasal 7.2.3, hanya V_t di sini merupakan gaya geser dasar maksimum yang terjadi di tingkat dasar yang didapat dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu yang telah dilakukan. Dalam analisis ini redaman struktur yang harus diperhitungkan dapat dianggap 5% dari redaman kritis.</p>	<p>Pasal 2.5.3.3. Faktor Skala</p> <p>Respons struktur gedung yang ditentukan menurut Pasal 2.5.3.1. harus dikalikan suatu faktor skala A' yang nilainya adalah sedemikian rupa, sehingga gaya geser maksimum di tingkat dasar akibat gempa yang ditinjau, nilainya tidak boleh kurang dari beban geser dasar $0,9 C_d W_t$, di mana C_d ditentukan menurut Pasal 2.4.1. untuk nilai waktu getar alami T dari model struktur gedung yang ditinjau.</p>
---	---

Penjelasan :

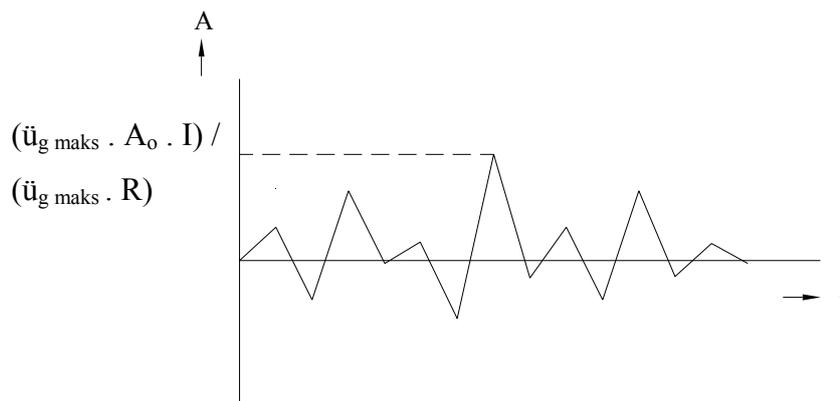
SNI 2002 menjelaskan bahwa untuk taraf pembebanan gempa nominal, di mana respons struktur masih bersifat elastik penuh, dalam perencanaan percepatan muka tanah asli harus diskalakan menjadi A menurut Pers. 33. Dalam persamaan ini faktor I digunakan untuk memperhitungkan kategori gedung yang ditinjau, sedangkan faktor R adalah untuk menjadikan pembebanan gempa tersebut menjadi pembebanan gempa nominal, sedangkan SKBI 1987 menjelaskan bahwa untuk perencanaan, respons struktur gedung harus dikalikan dengan faktor skala A' (tidak sama dengan pengertian A pada SNI 2002) yang nilainya sedemikian rupa sehingga gaya geser maksimum di tingkat dasar akibat gempa yang ditinjau, nilainya tidak boleh kurang dari 90% gaya geser yang dihitung dengan analisis statik ekuivalen. Dari penjelasan di atas dapat dilihat bahwa pada SNI 2002 lebih menekankan pada penskalaan input percepatan gempa masukan maksimum (A_0),

sedangkan pada SKBI 1987 lebih menekankan pada hasil yang akan diperoleh, yaitu beban geser maksimumnya.

Ilustrasi dari percepatan muka tanah yang diskalakan pada SNI 2002 dapat dilihat pada Gambar 5.4.a. dan Gambar 5.4.b.



Gambar 5.4.a. Percepatan muka tanah asli



Gambar 5.4.b. Percepatan muka tanah yang telah diskalakan

Dari Gambar 5.4.a., dapat dilihat bahwa percepatan maksimum muka tanah asli (A_o) adalah $\ddot{u}_g \text{ maks}$, sedangkan pada Gambar 5.4.b. adalah percepatan muka tanah yang telah diskalakan (A), yaitu dengan mengalikan faktor I/R sehingga A maksimum berubah menjadi $(\ddot{u}_g \text{ maks} \cdot A_o \cdot I) / (\ddot{u}_g \text{ maks} \cdot R)$. Pola percepatan tanah pada Gambar 5.4.a. seluruhnya dikalikan dengan faktor tersebut.

<p>Pasal 7.3.3.</p> <p>Untuk mengkaji perilaku pasca-elastik struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, harus dilakukan analisis respons dinamik non-linier riwayat waktu, di mana percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan, sehingga nilai percepatan puncaknya menjadi sama dengan $A_0 I$, di mana A_0 adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 5. dan I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1.</p>	
--	--

Penjelasan :

Sebenarnya pasal ini menjelaskan hal yang hampir sama dengan Pasal 7.3.2. mengenai percepatan muka tanah asli (A_0) harus diskalakan. Perbedaannya terletak pada penggunaannya untuk analisis respons dari struktur yang sudah memasuki taraf pasca-elastik, sehingga penskalaannya tidak lagi seperti Pers. 33 melainkan menjadi $A = A_0 \times I$, faktor I digunakan untuk memperhitungkan kategori gedung yang ditinjau.

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 7.3.4.</p> <p>Akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil akselerogram Gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.</p>	<p>Pasal 2.5.3. Analisis Respons Integrasi Numerik Pasal 2.5.3.1. Hasil Pencatatan Gempa</p> <p>Analisis respons riwayat waktu harus dilakukan dengan memakai paling sedikit empat riwayat waktu dari gempa hasil pencatatan untuk menentukan riwayat waktu respons struktur terhadap gempa-gempa tersebut</p>

Penjelasan :

Dijelaskan bahwa dalam menggunakan analisis riwayat waktu, harus ditinjau 4 buah akselerogram yang salah satunya adalah gempa El Centro N-S. Sedangkan pada SKBI 1987 hanya disebutkan bahwa harus memakai paling sedikit empat riwayat waktu.

SNI 03-1726-2002	SKBI – 1.3.53.1987
<p>Pasal 7.3.5.</p> <p>Berhubung gerakan tanah akibat gempa pada suatu lokasi tidak mungkin dapat diperkirakan dengan tepat, maka sebagai gempa masukan dapat juga dipakai gerakan tanah yang disimulasikan. Parameter-parameter yang menentukan gerakan tanah yang disimulasikan ini antara lain terdiri dari waktu getar dominan tanah, konfigurasi spektrum respons, jangka waktu gerakan dan intensitas gempanya.</p>	

Penjelasan :

Sebagai alternatif, pasal ini membolehkan digunakannya percepatan tanah yang disimulasikan sebagai gerakan gempa masukan dalam analisis respons dinamik non-linear riwayat waktu.