

BAB III

LANDASAN TEORI

Landasan teori adalah teori-teori yang dipakai untuk pemecahan masalah dan merumuskan hipotesis pada suatu penelitian ilmiah. Bab ini berisi tentang program SAP 2000, beban rencana gempa, analisis dinamis, persamaan gerak akibat beban gempa, loncatan bidang muka, dan perencanaan dimensi dinding geser.

3.1 SAP 2000

SAP (*Structural Analysis Program*) adalah program aplikasi komputer yang digunakan untuk menganalisis dan merancang suatu struktur terutama pada bidang teknik sipil. Program ini merupakan riset suatu tim yang tergabung dalam *Computers and Structures Inc* Universitas Avenue, Berkeley. Pada bidang teknik sipil, program SAP 2000 ini membantu dalam menganalisis dan merancang struktur dengan tingkat kesukaran yang tinggi (struktur yang kompleks atau bertingkat banyak). Dari analisis program, dapat diketahui gaya geser, momen lentur, momen torsi dan simpangan. Program SAP 2000 dapat digunakan untuk merancang struktur dua dimensi maupun tiga dimensi (*Manual SAP 2000*).

Program yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah program SAP 2000 karena program tersebut mudah diaplikasikan serta dapat digunakan untuk menganalisis beban statis dinamis dengan ketepatan yang tinggi, sehingga dapat diketahui perilaku struktur yang dianalisis secara akurat. Kelebihan program ini dari

program sejenis lainnya adalah program SAP 2000 menyediakan fasilitas yang berupa *shell*, *P-Δ effect*, serta analisis dinamis lainnya. Peneliti mengabaikan *P-Δ effect* karena pada anggapan kekakuan *shear building* simpangan massa dianggap tidak dipengaruhi oleh beban aksial kolom atau deformasi aksial kolom diabaikan dan pengaruh *P-Δ effect* terhadap momen kolom juga diabaikan.

Langkah awal dalam pemakaian SAP 2000 adalah pemodelan struktur. Pemodelan struktur ini diusahakan mendekati kondisi struktur yang akan dianalisis atau mewakili perilaku struktur yang sebenarnya, agar hasil perhitungan cukup mendekati dan dapat dikerjakan. Adapun pemodelan suatu struktur meliputi :

1. penentuan koordinat *joint* sebagai batas elemen,
2. penentuan orientasi elemen dalam koordinat struktur, dan
3. penentuan sifat penampang elemen dan elastisitas.

3.2 Beban Gempa Rencana

Gempa mengguncangkan gedung pada arah tiga dimensi yaitu dua arah horizontal dan satu arah vertikal. Gaya vertikal kadang-kadang sampai dua per tiga gaya horisontalnya walaupun demikian gaya vertikal itu dianggap tidak ada karena pemberian angka keamana pada beban mati ditambah beban hidup yang pembesaran gaya batang akibat beban arah vertikal tidak berpengaruh karena sudah cukup besar yaitu :

- a. untuk beban mati dan hidup

$$U_1 = 1,2 U_D + 1,6 U_L$$

- b. Jika diberi beban gempa

$$U_2 = 1,05 (U_D + U_{LR} + U_E)$$

dengan :

U_D = beban mati,

U_L = beban hidup,

U_{LR} = beban hidup tereduksi,

U_E = beban gempa.

3.3 Analisis Dinamis

Persoalan struktur akibat beban dinamis berbeda secara mendasar dengan statis. Perbedaan tersebut terjadi karena perbedaan sifat bebannya. Dalam hal ini, beban statis tidak akan mengalami perubahan intensitas, maka penyelesaian statis merupakan penyelesaian tunggal, artinya penyelesaian cukup dilakukan sekali saja.

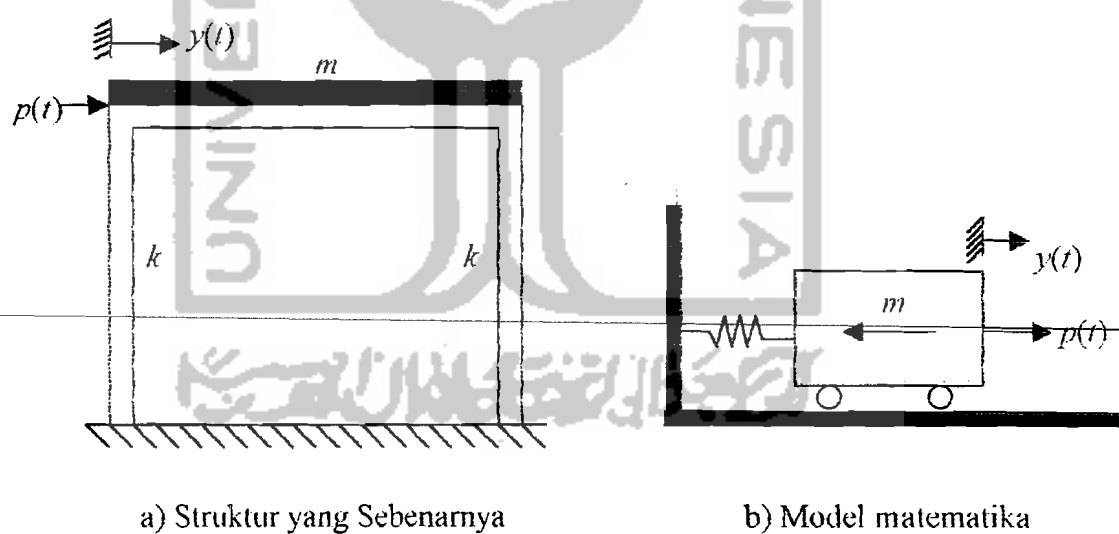
Beban dinamis merupakan fungsi berubah menurut waktu. Oleh karena itu penyelesaian persoalannya merupakan fungsi dari waktu yang mana solusi selengkapnya dapat dikerjakan secara berulang-ulang bergantung pada fungsi waktu yang ditinjau.

Analisis dinamis menentukan gaya geser tingkat akibat gerakan tanah oleh gempa dan dapat dilakukan dengan cara analisis respon spektrum (*spectrum response*) dan analisis respon riwayat waktu (*time history response*). Bagian gaya geser tingkat tersebut adalah untuk menggantikan pembagian yang didapat dari analisis statis ekuivalen untuk gedung-gedung yang tidak memerlukan analisis dinamis.

Dalam Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung pasal 2.5 disebutkan bahwa analisis dinamis harus dilakukan untuk struktur :

1. gedung-gedung yang strukturnya sangat tidak beraturan (titik berat berjauhan dengan pusat kekakuan),
2. gedung-gedung dengan loncatan bidang muka yang besar (bagian atas gedung ada dimensinya yang mengecil),
3. gedung-gedung dengan tingkat kekakuan yang tidak seragam akibat dari (2) atau dimensi kolom yang bervariasi tiap tingkat,
4. gedung-gedung yang lebih tinggi dari 40 meter, dan
5. gedung-gedung yang bentuk, ukuran, dan penggunaannya tidak umum.

Hubungan antara struktur yang sesungguhnya dengan representasi secara matematik disebut model matematika, sebagai contoh seperti Gambar 3.1.



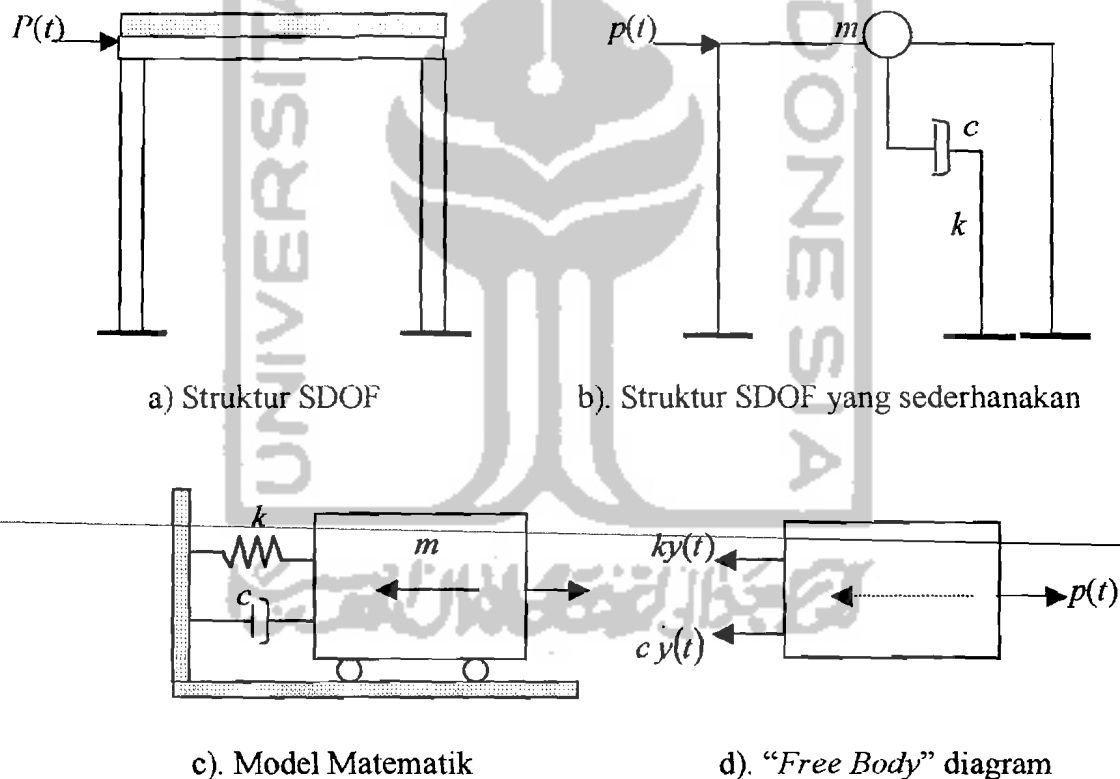
Gambar 3.1 Struktur yang disederhanakan

3.3.1 Persamaan gerak derajat kebebasan tunggal (SDOF)

Struktur dengan derajat kebebasan tunggal atau *single degree of freedom* (SDOF) berarti hanya ada satu koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi

suatu massa pada saat tertentu. Jumlah derajat kebebasan biasanya dapat dikaitkan dengan jumlah massa, artinya suatu struktur lima tingkat akan mempunyai lima massa dan mempunyai lima derajat kebebasan dengan anggapan bahwa struktur berperilaku seperti (*shear building*).

Struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) berarti hanya akan mempunyai satu massa. Salah satu contoh yang dapat dipakai adalah seperti Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Struktur SDOF

$p(t)$ pada Gambar 3.2.a adalah beban dinamis yang merupakan fungsi dari waktu, sedangkan Gambar 3.2.b adalah penyederhanaan struktur atau struktur yang

diidealkan agar dapat ditelaah secara matematika. Simbol-simbol m , c , dan k seperti tampak pada Gambar 3.2 dengan notasi :

m = massa struktur yang diidealkan menggumpal pada satu tempat (*lump mass*) termasuk berat kolom dan bagian-bagian struktur yang lain,

c = sistem peredam (*damper*) yaitu suatu system yang mampu menyerap atau melepaskan sejumlah energi pada saat terjadi getaran,

k = kekakuan struktur yang dimanifestasikan oleh kekakuan kolom apabila struktur tersebut mendapat pembebanan horizontal, dan

$p(t)$ = beban dinamis.

Berdasarkan keseimbangan dinamis menurut *free body diagram* pada Gambar 3.2.d, maka

$$F_M(t) + F_D(t) + F_S(t) - p(t), \quad (3.1)$$

dengan :

$$F_M(t) = m\ddot{y}(t) \quad F_D(t) = c\dot{y}(t) \quad \text{dan} \quad F_S(t) = ky(t). \quad (3.2)$$

Yang mana $F_M(t)$ adalah gaya inersia, $F_D(t)$ adalah gaya redam, $F_S(t)$ adalah gaya tarik/desak pegas yang merepresantasikan kekakuan kolom, $p(t)$ adalah beban dinamis, $\ddot{y}(t)$, $\dot{y}(t)$ dan $y(t)$ masing-masing adalah percepatan, kecepatan serta simpangan massa dan m , c , serta k masing-masing adalah massa, redaman dan kekakuan kolom.

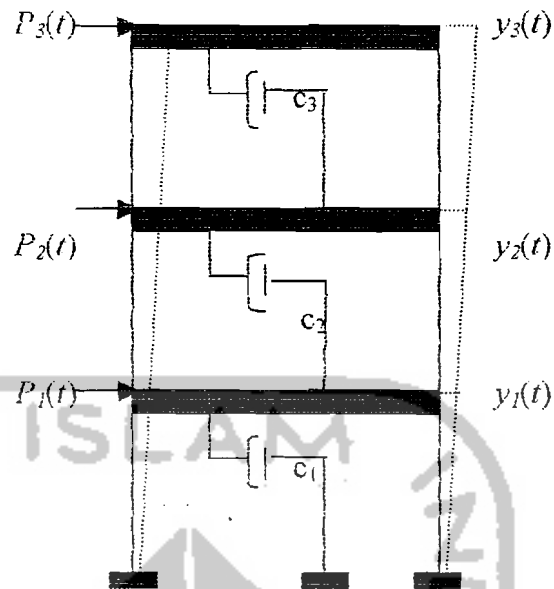
$$m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) = p(t). \quad (3.3)$$

Persamaan (3.3) disebut persamaan diferensial gerakan (*differential equation of motion*) pada struktur dengan derajat kebebasan tunggal.

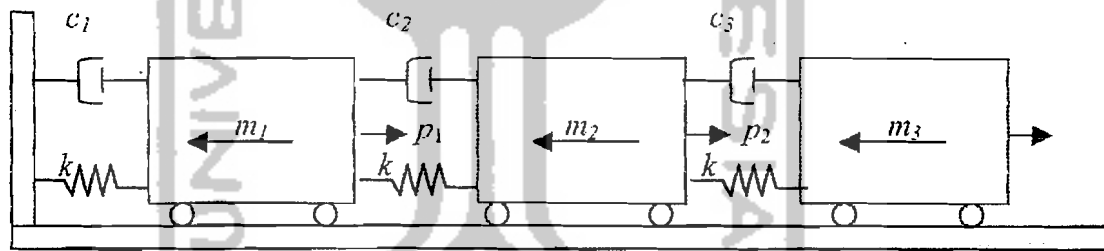
3.3.2 Persamaan gerak derajat kebebasan banyak (MDOF)

Secara umum struktur bangunan gedung tidak selalu dapat dinyatakan dengan suatu sistem yang mempunyai kebebasan derajat tunggal (SDOF). Umumnya struktur bangunan gedung justru mempunyai derajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom*).

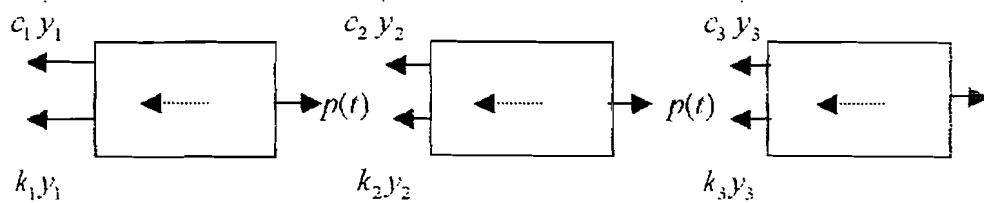
Pada struktur bangunan gedung bertingkat banyak, umumnya massa struktur dapat digumpalkan (*lumped mass*) pada tiap-tiap tingkat. Banyaknya derajat kebebasan berasosiasi dengan jumlah massa. Pada struktur yang mempunyai n tingkat, akan mempunyai n mode. Pada prinsip bangunan geser (*shear building*), setiap massa hanya terpusat pada bidang lantai, balok, pada lantai kaku tak berhingga dibandingkan dengan kolom dan deformasi dari struktur tidak dipengaruhi gaya aksial yang terjadi pada kolom. Gambar 3.3.a merupakan model-model yang ekuivalen untuk bangunan geser sedangkan untuk model matematisnya terdapat pada Gambar 3.3.b. Selanjutnya didapat persamaan-persamaan gerak dari bangunan berlantai tiga yang berasal dari diagram *free body* Gambar 3.3.c dengan menyamakan jumlah gaya-gaya yang bekerja pada setiap massa sama dengan nol.



Gambar 3.3 (a) Model Struktur MDOF



Gambar 3.3 (b) Model matematik struktur MDOF



Gambar 3.3 (c) Model kestimbangan gaya

Persamaan differensial untuk bangunan di atas disusun berdasarkan atas goyangan struktur menurut mode pertama. Berdasarkan pada prinsip kesetimbangan dinamik pada gambar diagram *free body*, maka diperoleh :

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + c_1 \dot{y}_1(t) + k_1 y_1 - k_2 (y_2(t) - y_1(t)) - c_2 (y_2(t) - y_1(t)) - p_1(t) = 0, \quad (3.4a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + c_2 (y_2(t) - y_1(t)) + k_2 (y_2(t) - y_1(t)) - k_3 (y_3(t) - y_2(t)) - c_3 (y_3(t) - y_2(t)) - p_2(t) = 0, \quad \text{dan} \quad (3.4b)$$

$$m_3 \ddot{y}_3(t) + c_3 (y_3(t) - y_2(t)) + k_3 (y_3(t) - y_2(t)) - p_3(t) = 0. \quad (3.4c)$$

Dengan menyusutkan persamaan di atas menurut parameter yang sama (percepatan, kecepatan dan simpangan), maka persamaan (3.4) dapat ditulis :

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + (c_1 + c_2) \dot{y}_1(t) - c_2 \dot{y}_2(t) + (k_1 + k_2) y_1(t) - k_2 y_2(t) = p_1(t), \quad (3.5a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + c_2 \dot{y}_1(t) + (c_2 + c_3) \dot{y}_2(t) - c_3 \dot{y}_3(t) + k_2 y_1(t) + (k_2 + k_3) y_2(t) - k_3 y_3(t) = p_2(t), \quad \text{dan} \quad (3.5b)$$

$$m_3 \ddot{y}_3(t) - c_3 \dot{y}_2(t) + c_3 \dot{y}_3(t) - k_3 y_2(t) + k_3 y_3(t) = p_3(t). \quad (3.5c)$$

Selanjutnya persamaan (3.5) lebih tepat ditulis dengan notasi matriks sebagai berikut:

$$[M] \{\ddot{y}\} + [C] \{\dot{y}\} + [K] \{y\} = p(t). \quad (3.6)$$

dengan $[M]$, $[C]$, $[K]$ berturut-turut adalah matrik massa yang merupakan matrik diagonal sedangkan matrik redaman dan kekakuan merupakan matriks yang simetris,

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \quad (3.7a)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & -c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \quad (3.7b)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & -k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad (3.7c)$$

sedangkan untuk vektor percepatan, vektor kecepatan, vektor simpangan dan vektor beban dalam bentuk :

$$\begin{Bmatrix} \ddot{y} \\ \dot{y} \\ y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix}, \begin{Bmatrix} \dot{y} \\ y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix}, \begin{Bmatrix} y \\ \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} \text{ dan } \{p(t)\} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \\ p_3(t) \end{Bmatrix}. \quad (3.8)$$

3.3.3 Nilai karakteristik (*eigen problem*)

Suatu struktur umumnya akan bergoyang akibat adanya pembebanan dari luar, misalnya gerakan akibat beban angin, gerakan akibat putaran mesin, ataupun akibat gerakan tanah. Gerakan tersebut dikelompokkan sebagai getaran dipaksa (*forced vibration system*).

Gerakan atau goyangan suatu struktur yang disebabkan oleh adanya kondisi awal (*initial values*) baik berupa simpangan awal maupun kecepatan awal disebut getaran bebas (*free vibration system*). Pada kenyataannya getaran bebas (*free vibration system*) jarang terjadi pada struktur MDOF, tetapi membahas jenis getaran ini akan diperoleh suatu besaran atau karakteristik dari struktur yang selanjutnya

akan sangat berguna untuk pembahasan-pembahasan respon struktur berikutnya. Besaran-besaran tersebut adalah frekuensi sudut dan normal mode (*mode shape*).

Pada getaran bebas untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka persamaan diferensial geraknya adalah seperti pada persamaan (3.6) dengan nilai $\{p(t)\}$ sama dengan nol, yaitu :

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = 0. \quad (3.9)$$

Frekuensi sudut pada struktur dengan redaman (*damped frequency*) nilainya hampir sama dengan frekuensi pada struktur tanpa redaman, bila nilai rasio redaman cukup kecil dan diadopsi untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak. Untuk nilai $[C] = 0$, persamaan (3.9) menjadi :

$$[M]\{\ddot{y}\} + [K]\{y\} = 0. \quad (3.10)$$

Persamaan (3.10) adalah persamaan diferensial pada struktur MDOF dianggap tidak mempunyai redaman, maka penyelesaian persamaan tersebut diharapkan dalam fungsi harmonik. Penyelesaian persamaan (3.10) dalam fungsi harmonik dapat ditulis menurut bentuk :

$$y(t) = \{\Phi\}_j \sin(\omega t), \quad (3.11a)$$

$$y(t) = \omega \{\Phi\}_j \cos(\omega t), \text{ dan} \quad (3.11b)$$

$$\ddot{y}(t) = -\omega^2 \{\Phi\}_j \sin(\omega t). \quad (3.11c)$$

Dengan $\{\Phi\}_j$ adalah suatu ordinat massa pada mode ke- j . Persamaan (3.11) disubstitusikan ke dalam persamaan (3.10), sehingga akan diperoleh :

$$-\omega^2[M]\{\Phi\}_j \sin(\omega t) + [K]\{\Phi\}_j \sin(\omega t) = 0, \text{ atau} \quad (3.12)$$

$$([K] - \omega^2[M])\{\Phi\}_j$$

Persamaan (3.12) adalah persamaan *eigen problem*.

Persamaan simultan yang homogen maupun tidak homogen dapat diselesaikan dengan memakai dalil atau hukum *Cramer* (1704-1752). Dalil tersebut menyatakan bahwa penyelesaian persamaan simultan yang homogen akan ada nilainya apabila determinan dari matrik yang merupakan koefisien dari vector $\{\Phi\}_j$ adalah nol, sehingga :

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0. \quad (3.13)$$

Jumlah mode pada struktur dengan derajat kebebasan banyak biasanya dapat dihubungkan dengan jumlah massa. Mode itu sendiri adalah ragam goyangan suatu struktur bangunan. Apabila jumlah derajat kebebasan n , maka persamaan (3.13) akan menghasilkan suatu polinomial pangkat n yang frekuensi sudut $\{\omega_j\}$ disubstitusikan ke dalam persamaan (3.12) sehingga diperoleh nilai-nilai $\Phi_1, \Phi_2, \Phi_3, \dots, \Phi_n$.

3.3.4 Frekuensi sudut dan normal mode

Struktur yang dikenai beban dinamis akan mengalami goyangan. Struktur yang mempunyai derajat kebebasan banyak akan mempunyai banyak ragam goyangan. Normal mode adalah suatu istilah yang sering dipakai pada persoalan dinamis struktur, kata tersebut diterjemahkan sebagai ragam goyangan. Suatu persamaan diferensial gerakan dapat diperoleh dengan memperhatikan diagram gaya (*free body diagram*). Untuk menghitung sekaligus menggambarkan

normal mode, maka diambil sebuah model struktur 3 DOF dengan mengabaikan nilai redaman (C), sehingga persamaannya menjadi :

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + k_1 y_1(t) - k_2 (y_2(t) - y_1(t)) = 0, \quad (3.14a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + k_2 (y_2(t) - y_1(t)) - k_3 (y_3(t) - y_2(t)) = 0, \text{ dan} \quad (3.14b)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + k_3 (y_3(t) - y_2(t)) = 0. \quad (3.14c)$$

Persamaan (3.14) dapat ditulis dalam bentuk sederhana, yaitu :

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + (k_1 + k_2) y_1(t) - k_2 y_2(t) = 0, \quad (3.15a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) - k_2 y_1(t) + (k_2 + k_3) y_2(t) - k_3 y_3(t) = 0, \text{ dan} \quad (3.15b)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) - k_3 y_2(t) + k_3 y_3(t) = 0. \quad (3.15c)$$

Persamaan (3.15) juga dapat ditulis dalam bentuk matriks, yaitu :

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & -k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}. \quad (3.16)$$

Selanjutnya persamaan *eigen problem* dapat ditulis menjadi,

$$\begin{bmatrix} (k_1 + k_2) - \omega^2 m_1 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) - \omega^2 m_2 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 - \omega^2 m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \\ \Phi_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.17)$$

dengan Φ adalah nilai atau ordinat yang berhubungan dengan massa ke- i pada pola goyangan ke- j . Persamaan (3.17) akan ada penyelesaiannya apabila dipenuhi nilai determinannya, yaitu :

$$\begin{vmatrix} (k_1 + k_2) - \omega^2 m_1 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) - \omega^2 m_2 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 - \omega^2 m_2 \end{vmatrix} = 0. \quad (3.18)$$

Apabila persamaan (3.18) tersebut diteruskan, maka nilai determinannya adalah :

$$\begin{aligned} & (k_3(k_2 + k_3))\{(k_1 + k_2) - \omega^2\} - (k_1 + k_2)\{k_3 m_2 \omega^2 - (m_2 m_3 \omega^2) + k_3^2\} - \\ & \omega^4 \{k_3 m_1 m_2\} - \{(k_2 + k_3) m_1 m_3\} + \{m_1 m_2 m_3 \omega^2\} + k_2^2 (k_3 - \omega^2 m_3) \\ & m_1 \omega^2 k_3^2 = 0. \end{aligned} \quad (3.19)$$

Determinan persamaan (3.19) akan menghasilkan persamaan polinomial dengan derajat $-n$ yang menghasilkan nilai ω^2 , maka dengan mensubstitusikan ke dalam persamaan (3.17) akan menghasilkan nilai vector "mode shape" $\{\Phi\}$. Nilai-nilai dalam persamaan "mode shape" umumnya ditulis dalam bentuk baku yaitu Φ_{ij} . Indeks- i menunjukkan massa dan indeks- j menunjukkan nomor pola goyangan, dengan demikian Φ_{ij} adalah suatu koordinat yang berhubungan dengan massa ke- i pada pola goyangan ke- j . Substitusi ω_1 ke dalam persamaan (3.17) akan diperoleh nilai-nilai koordinat untuk pola goyangan ke-1, substitusi ω_2 akan diperoleh nilai-nilai koordinat untuk pola goyangan ke-2, dan substitusi ω_3 akan diperoleh nilai-nilai koordinat untuk pola goyangan ke-3. Nilai Φ_{ij} dapat ditulis dalam bentuk matriks yang umum disebut modal matriks, yaitu :

$$\Phi_{ij} = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} & \Phi_{13} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} & \Phi_{23} \\ \Phi_{31} & \Phi_{32} & \Phi_{33} \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

Dengan diperoleh nilai-nilai frekuensi sudut untuk setiap mode, maka akan diperoleh nilai periode getar (T) dan nilai frekuensi struktur (f) dengan

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{dan} \quad f = \frac{1}{T}. \quad (3.21)$$

Nilai-nilai *mode shape* Φ_{ij} tidak tergantung pada beban luar, melainkan tergantung dari property fisik struktur, misalnya massa m_i dan kekakuan tingkat k_j . Selain itu nilai-nilai *mode shape* tidak dipengaruhi oleh waktu, artinya nilai tersebut akan tetap asal nilai massa dan nilai kekakuan tingkatnya tidak berubah, nilai *mode shape* juga tidak dipengaruhi oleh frekuensi beban. Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa nilai *mode shape* adalah bebas dari pengaruh redaman, waktu, frekuensi beban dan hanya pada struktur yang elastik.

3.4 Persamaan Gerak akibat Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban dengan fungsi waktu. Beban yang bekerja pada struktur umumnya dalam satuan gaya, tetapi beban gempa berupa percepatan tanah. Beban lain biasanya statik dan tidak berubah pada periode waktu yang pendek, tetapi beban gempa adalah beban dinamis yang berubah dengan sangat cepat dalam periode waktu yang pendek dan dapat dikatakan beban gempa dapat berubah setiap detik. Beban lain biasanya bekerja pada arah vertical, tetapi beban gempa bekerja secara simultan pada arah vertical maupun arah horizontal bahkan beban gempa dapat berupa putaran (Hu, Liu dan Dong, 1996).

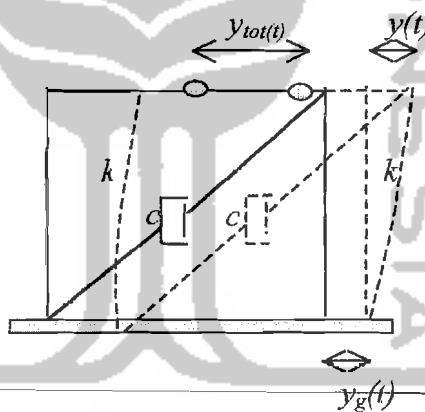
Pada daerah rawan gempa, masalah prinsip yang perlu diperhatikan adalah perilaku struktur bagian bawah yang terkena beban gempa. Perpindahan tanah dinotasikan dengan $y_g(t)$, sedangkan antara perpindahan massa relatif terhadap tanah dinotasikan dengan $y(t)$, sehingga perpindahan total yang terjadi adalah :

$$y_{tot}(t) = y(t) + y_g(t). \quad (3.22)$$

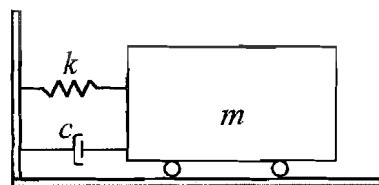
Persamaan gerak struktur yang dikenai beban gempa, dapat diturunkan melalui suatu pendekatan yang sama seperti pada persamaan gerak struktur berderajat kebebasan tunggal pada Gambar 3.4.a, sedangkan model matematikanya pada Gambar 3.4.b.

Dengan menggunakan konsep kesetimbangan dinamis dari diagram *free body* pada Gambar 3.4.c didapat persamaan-persamaan,

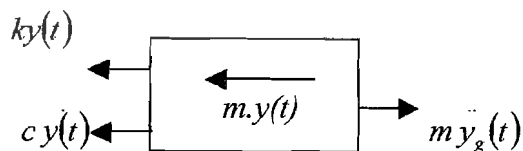
$$\begin{aligned}
 m \ddot{y}_{tot}(t) + c \dot{y}(t) + ky(t) &= 0, \\
 m \left(\ddot{y}(t) + \ddot{y}_g(t) \right) + c \dot{y}(t) + ky(t) &= 0, \\
 m \ddot{y}(t) + c \dot{y}(t) + ky(t) &= -m \ddot{y}_g(t).
 \end{aligned}
 \tag{3.23}$$



a) Struktur SDOF



b) Model matematika



c) Free body diagram

Gambar 3.4 Sistem derajat kebebasan tunggal dengan beban gempa

3.5 Jenis-jenis Simpangan dan Efeknya terhadap Kerusakan Struktur

Jenis-jenis simpangan yang terjadi pada struktur umumnya ada tiga macam yaitu simpangan relatif, simpangan antar tingkat, dan simpangan absolut. Jenis-jenis simpangan tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.5 dan akan diuraikan sebagai berikut ini.

1. Simpangan relatif

Simpangan relatif tiap lantai menurut persamaan diferensial independen (*uncoupling*) adalah simpangan suatu massa yang diperoleh dengan menjumlahkan pengaruh atau kontribusi tiap-tiap mode.

$$y_i(t) = \sum \Phi_{ij} \cdot Z_j \quad (3.24)$$

Dengan : $y_i(t)$ = simpangan relatif lantai ke- i ,

Φ_{ij} = mode shape lantai i , mode j , dan

Z_j = modal amplitudo mode j .

Simpangan relatif yang besar dapat mengakibatkan terjadinya benturan antar bangunan, sehingga simpangan relatif menentukan jarak antar bangunan agar tidak terjadi benturan antar tingkat disamping perpindahan dukungan bangunan.

2. Simpangan antar tingkat (*inter-story drift*)

Simpangan antar tingkat adalah simpangan yang terjadi pada tiap lantai, simpangan ini dihitung dengan cara simpangan relatif lantai atas dikurangi simpangan relatif lantai dibawahnya. *Inter-story drift* yang melebihi persyaratan dapat menimbulkan efek tingkat lemah yang menyebabkan struktur *collapse*. Terjadinya distribusi kekakuan struktur secara vertical yang tidak merata akan

menyebabkan adanya suatu tingkat yang lemah tersebut. *Inter-story drift* dapat dihitung dengan rumus :

$$\Delta y_i(t) = y_i(t) - y_{i-1}(t) \quad (3.25)$$

Dengan : $\Delta y_i(t)$ = simpangan antar tingkat,

y_i = simpangan relatif lantai ke- i , dan

y_{i-1} = simpangan relatif lantai ke- $(i-1)$.

3. Simpangan absolut

Simpangan absolut adalah merupakan penjumlahan antara simpangan relatif tiap lantai dengan simpangan akibat tanah. Simpangan absolut dihitung dengan rumus :

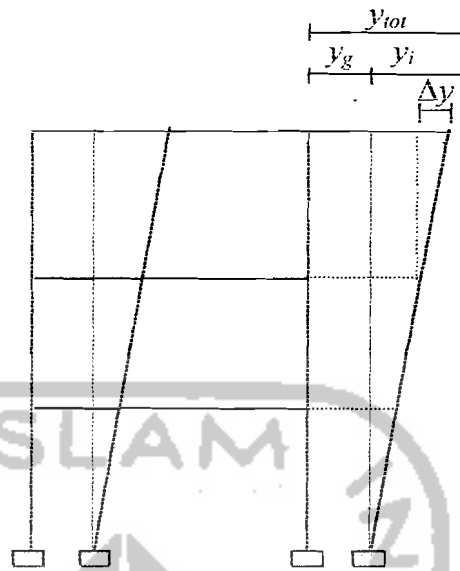
$$y_{tot}(t) = y(t) + y_g(t) \quad (3.26)$$

Dengan : $y_{tot}(t)$ = simpangan absolut,

$y(t)$ = simpangan relatif lantai ke- i , dan

$y_g(t)$ = simpangan akibat tanah.

Simpangan absolut mempunyai pengaruh terhadap kemungkinan terjadinya benturan antar bangunan yang berdekatan (*structural pounding*). Masalah *structural pounding* ini biasanya terjadi pada bangunan yang berdekatan untuk memaksimalkan penggunaan lahan, hal ini dapat mengakibatkan kerusakan yang fatal pada bangunan bahkan dapat menyebabkan kerusakan total. Hal ini dapat diatasi dengan memperhitungkan jarak antara dua bangunan yang berdekatan. Jarak tersebut dapat dihitung dengan menghitung simpangan absolut pada setiap lantai.

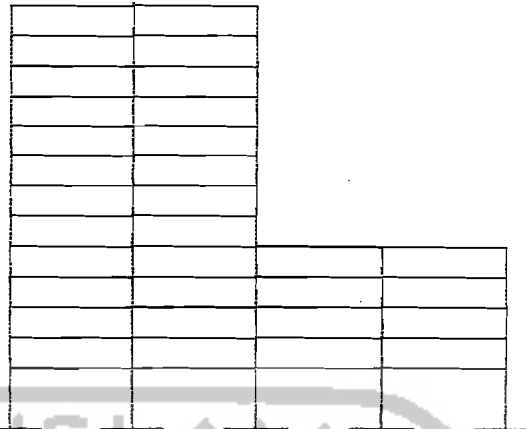


Gambar 3.5 Model struktur dengan jenis-jenis simpangannya

3.6 Loncatan Bidang Muka (*setback*)

Untuk gedung-gedung yang mempunyai loncatan-loncatan bidang muka, untuk ukuran denah dari bagian yang menjulang dalam masing-masing arah adalah paling sedikit 75% dari ukuran terbesar yang bersangkutan untuk bagian sebelah bawahnya, maka pengaruh gempa rencana dapat ditentukan dengan cara beban statik ekuivalen.

Untuk gedung-gedung dengan loncatan bidang muka yang tidak memenuhi pembatasan ini, maka pembagian gaya-gaya geser tingkat sepanjang tinggi gedung harus ditentukan dengan cara analisis dinamis. Salah satu contoh gedung yang mempunyai loncatan bidang muka dapat dilihat pada Gambar 3.6. Variasi loncatan bidang muka dalam penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.1.



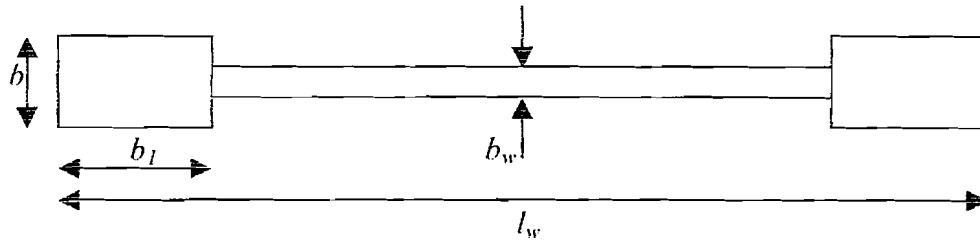
Gambar 3.6 Loncatan bidang muka

3.7 Perencanaan Dimensi Dinding Geser (*shear wall*)

Peristiwa lentur pada dinding geser dapat dihindari dengan memakai elemen pembatas (*boundary element*) yang berfungsi untuk mengakuakan dinding geser. Elemen pembatas diperlukan bila dinding geser terjadi tegangan akibat gaya terfaktor termasuk pengaruh gempa pada serat terluar mencapai nilai maksimum dan melampaui nilai $0,2 f_c$ (Yayasan LPMB, 1991).

Komponen struktur pembatas dalam dinding struktur harus diproporsikan untuk memikul beban gravitasi terfaktor yang bekerja pada dinding termasuk berat sendiri dan gaya vertikal yang diperlukan untuk menahan momen guling yang dihitung dari gaya berfaktor yang berhubungan dengan pengaruh gempa. Bentuk dinding geser dengan memakai elemen pembatas seperti ditunjukkan pada Gambar 3.7.

3.7.1 Asumsi dinding geser



Gambar 3.7 Dinding geser

Untuk menghindari terjadinya lentur pada dinding geser, maka tebal dinding geser diambil

$$b_w = \frac{h_f}{20} \geq 150 \text{ mm} \quad (3.27)$$

3.7.2 Perencanaan panjang total dinding geser

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 9 \quad (3.28)$$

3.7.3 Perencanaan dimensi *boundary elements*

Boundary elemen adalah pengaku dinding geser untuk menghindari lentur yang terjadi pada dinding geser.

$$b \geq b_w \quad b_l \geq \frac{b_c \cdot l_w}{10 \cdot b} \quad (3.29)$$

$$b \geq b_c \quad b_l \geq \frac{b_c^2}{b} \quad (3.30)$$

$$b \geq \frac{h_1}{16} \quad b_l \geq \frac{h_1}{16} \quad (3.31)$$

dengan nilai b_c sebesar :

$$b_c = 0,017 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu \phi} \quad \text{jika digunakan 2 lapis tulangan} \quad (3.32)$$

$$b_c = 0,022.l_w \sqrt{\mu\phi} \quad \text{jika digunakan 1 lapis tulangan} \quad (3.33)$$

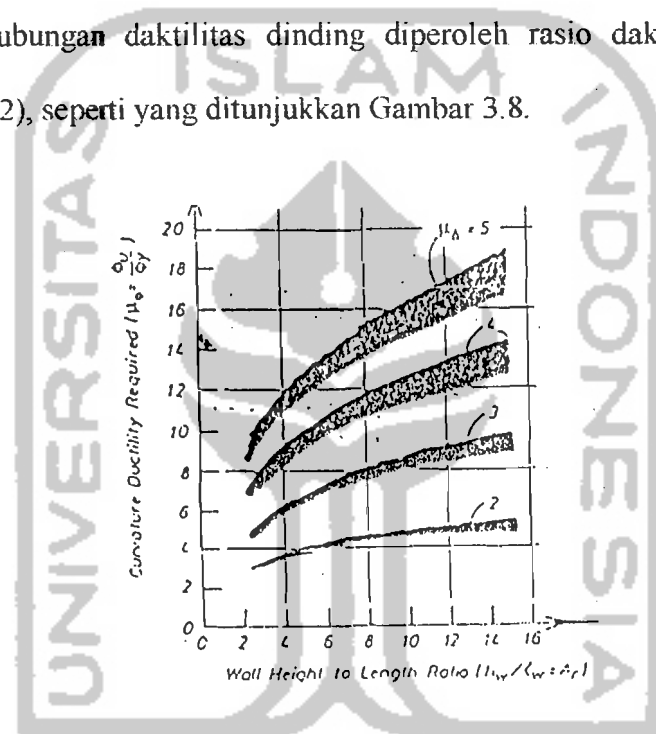
dengan : h_c = tinggi bangunan total,

h_1 = tinggi lantai pertama,

b_c = ketebalan dinding geser kritis, dan

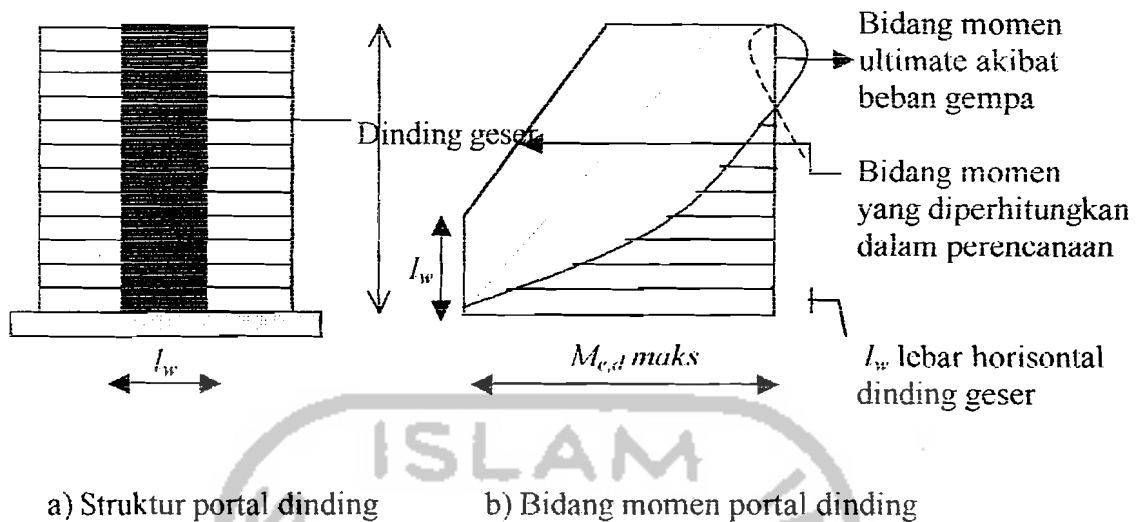
$\mu\phi$ = perbandingan rasio daktilitas.

Dari hubungan daktilitas dinding diperoleh rasio daktilitas (Paulay dan Priestly, 1992), seperti yang ditunjukkan Gambar 3.8.



Gambar 3.8 Grafik Daktilitas (Paulay dan Priestly, 1992 : 209)

Untuk menjamin agar saat terjadinya gempa kuat dinding geser tetap berperilaku elastis kecuali pada penampang dasar, tempat sendi plastis dapat terbentuk, maka bidang momen akibat beban gempa harus digeser ke atas sejauh lebar horizontal dinding geser, seperti ditunjukkan pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9 Bidang momen dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perancangan

3.7 Massa Translasi dan Rotasi

Massa translasi merupakan massa yang bergerak secara horisontal pada arah - X dan arah - Y sedangkan massa rotasi adalah massa yang berotasi pada sumbu - Z akibat adanya beban gempa.

Persamaan massa translasi adalah :

$$m_t = \frac{(DL + LL_R) \times l_x \times l_y}{g} \quad (3.34)$$

Persamaan massa rotasi adalah :

$$m_r = \frac{(l_x + l_y) \times \left(\frac{DL + LL_R}{g} \right)}{12} \quad (3.35)$$

Dengan : l_x = panjang sisi arah-x pada lantai,

l_y = panjang sisi arah-y pada lantai,

DL = beban mati (*dead load*),

LL_R = beban hidup reduksi (*live load*)

g = percepatan gravitasi ($9,81 \text{ kg/m}^2$)

3.8 Pusat Massa dan Pusat Kekakuan

Pusat massa suatu benda adalah tempat kedudukan titik berat benda tersebut. Pada suatu massa yang terbagi rata maka pusat massanya berimpit dengan pusat geometrinya. Sedangkan massa yang tidak terbagi rata pusat massa tidak berimpit dengan pusat geometrinya. Bila bagian massa itu mengalami percepatan horisontal maka terjadi gaya horisontal. Untuk menentukan pusat massa digunakan persamaan :

$$CM = \frac{\sum x_i \cdot m_i}{\sum m_i} \quad (3.36)$$

Dengan : $\sum x_i \cdot m_i$ = Jumlah dari massa dikalikan dengan jarak massa ke sisi acuannya

$\sum m_i$ = Jumlah massa

CM = Pusat massa (*centre of mass*)

Kekakuan suatu elemen adalah ketahanan elemen dalam menerima suatu gaya terhadap besarnya perpindahan relatif, sehingga ukuran kekakuan adalah simpangan atau defleksi. Untuk menentukan pusat kekakuan digunakan persamaan :

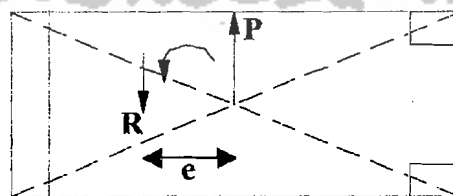
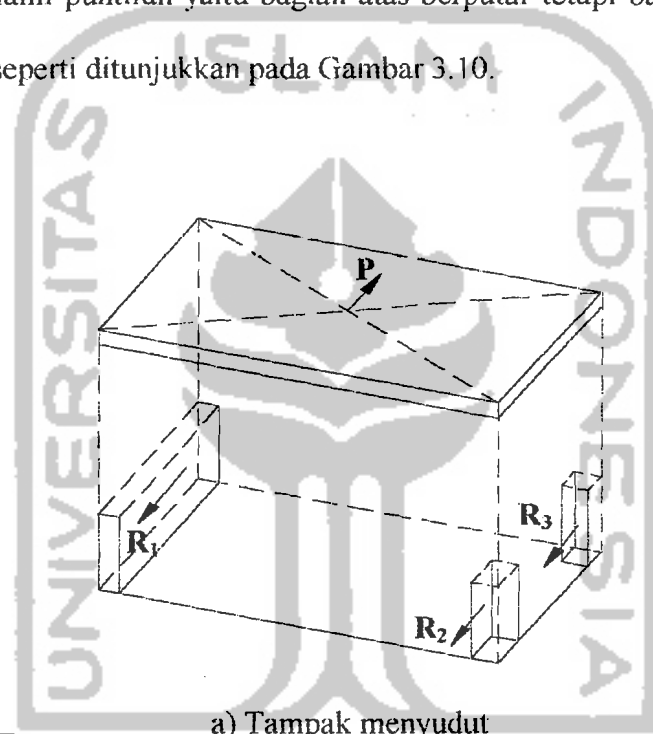
$$CR = \frac{\sum x_i \cdot k_i}{\sum k_i} \quad (3.37)$$

Dengan : $\sum x_i \cdot k_i$ = Jumlah dari kekakuan dikalikan dengan jarak ke pusat massa

$\sum k_i$ = Jumlah kekakuan

CR = Pusat kekakuan (*centre of rigidity*)

Bila massa diatas lantai terbagi rata maka resultante gaya horisontal itu akan melalui tengah-tengahnya. Bila resultante gaya penahan atau pusat kekakuannya juga melalui tengah-tengah itu maka gaya-gaya horisontal itu akan seimbang. Akan tetapi bila gaya horisontal yang terjadi pada pusat massa tidak berimpit dengan pusat kekauannya maka akan timbul rotasi di bidang horisontal dan hal ini menyebabkan gedung mengalami puntiran yaitu bagian atas berputar tetapi bagian bawah (bagian fondasi) tetap seperti ditunjukkan pada Gambar 3.10.



b) Tampak atas

Gambar 3.10 Torsi pada gedung