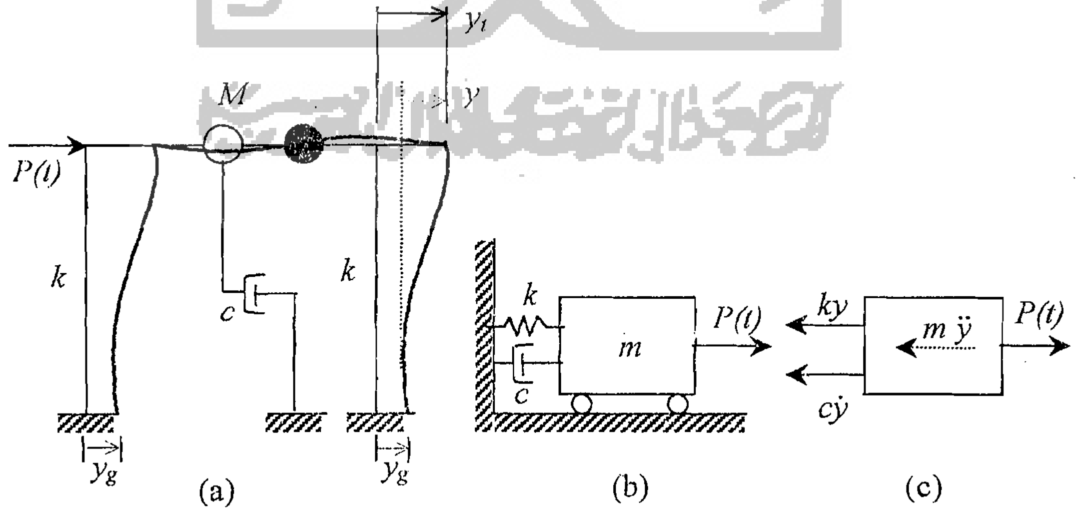
# BAB III

# LANDASAN TEORI

Sebagai dasar teori dalam penelitian *Base Isolation*, akan dijelaskan beberapa teori tentang struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) dan struktur dengan derajat kebebasan banyak (MDOF). Keseluruhan penjelasan analisis struktur dalam bab ini adalah dengan anggapan sistem berperilaku *linier elastis*.

## 3.1 Sistem Berderajat Kebebasan Tunggal

Untuk menyusun persamaan diferensial gerak (*differential equation of motion*) untuk sistem dengan derajat kebebasan tunggal, maka diambil suatu model struktur SDOF seperti Gambar 3.1, dengan anggapan kolom bangunan terjepit secara penuh dan masa struktur tergumpal disuatu titik (*M*).




**Gambar 3.1** (a) Model struktur (b) Model matematik
(c) *Free body diagram*

Berdasarkan pada keseimbangan gaya-gaya pada *free body diagram* maka persamaan differensial gerakan struktur adalah :

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = P(t) \tag{3.1}$$

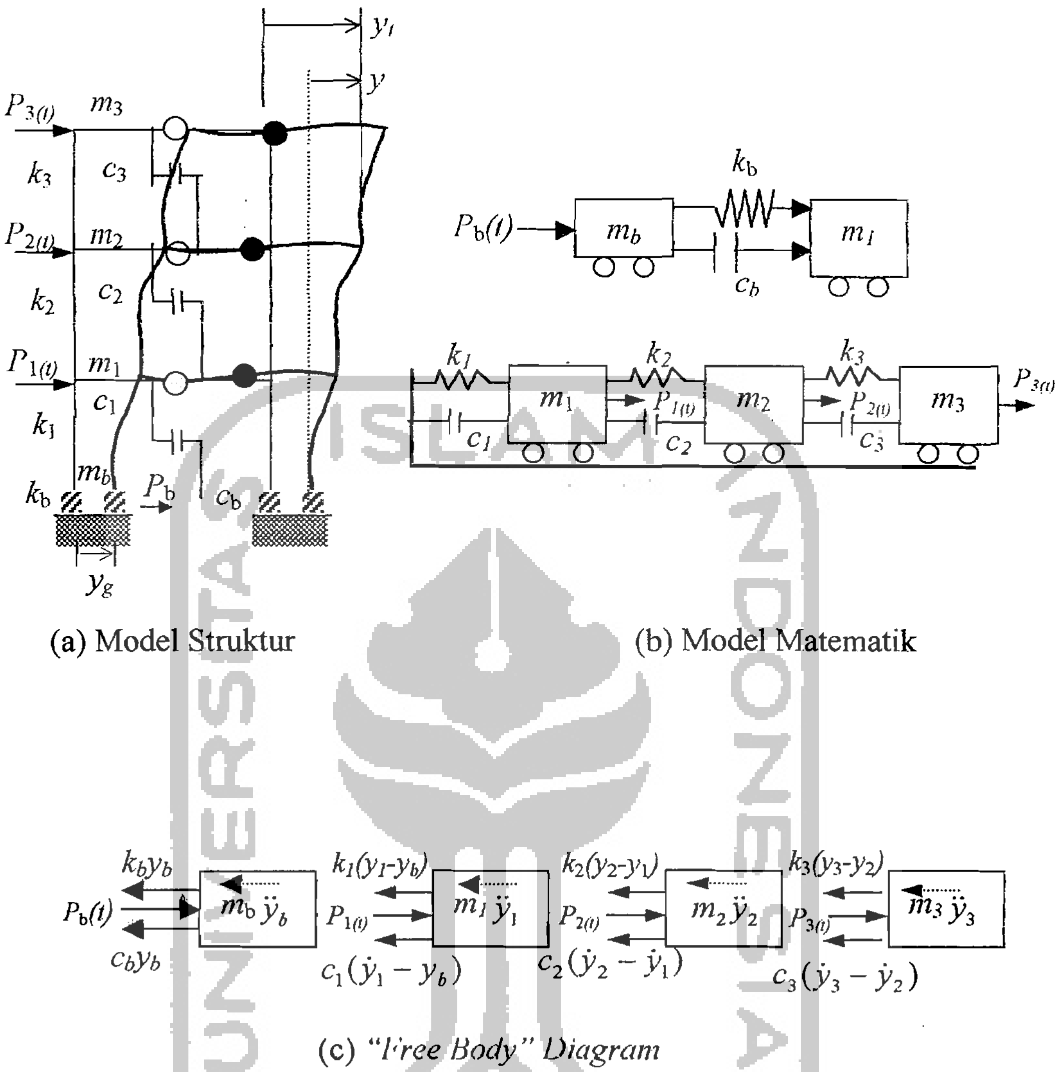
dimana $m$, $c$, dan $k$ berturut-turut adalah massa, redaman dan kekakuan struktur. Sedangkan $\ddot{y}$, $\dot{y}$ dan $y$ berturut-turut adalah percepatan, kecepatan dan simpangan struktur. $P(t)$ adalah akibat beban dinamik seperti percepatan gempa berupa fungsi acak yang bergantung data gempa yang terjadi.

### 3.2 Sistem Berderajat Kebebasan Banyak

Secara umum struktur bangunan gedung tidak selalu dapat dinyatakan dengan suatu sistem yang mempunyai derajat kebebasan tunggal (SDOF). 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*) kedalam tempat-tempat tertentu misalnya pada tiap-tiap muka lantai-tingkat. Banyaknya derajat kebebasan umumnya berasosiasi dengan jumlah massa (Widodo, 1996).

Untuk menyatakan persamaan differensial gerakan pada struktur dengan derajat kebebasan banyak (MDOF), prinsip *shear building* seperti pada struktur dengan derajat kebebasan tunggal masih berlaku. Untuk memperoleh persamaan tersebut maka digunakan model struktur MDOF bangunan bertingkat-3 dengan ditambah *base isolator* dilantai dasarnya, sehingga struktur akan mempunyai tiga derajat kebebasan dan satu massa *base isolator* seperti pada Gambar 3.2.




(a) Model Struktur (b) Model Matematik

(c) "*Free Body*" *Diagram*

**Gambar 3.2** Struktur MDOF

Persamaan differensial untuk bangunan diatas disusun berdasarkan atas goyangan struktur menurut mode pertama (*first mode*). Berdasarkan pada prinsip keseimbangan dinamik pada diagram *free body* maka diperoleh :

$$m_b\ddot{y}_b + c_b\dot{y} + k_b y_b - c_1(\dot{y}_1 - \dot{y}_b) - k_1(y_1 - y_b) - P_b(t) = 0 \tag{3.2a}$$

$$m_1\ddot{y}_1 + c_1(\dot{y}_1 - \dot{y}_b) + k_1(y_1 - y_b) - c_2(\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - k_2(y_2 - y_1) - P(t) = 0 \tag{3.2b}$$

$$m_2\ddot{y}_2 + c_2(\dot{y}_2 - \dot{y}_1) + k_2(y_2 - y_1) - c_3(\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - k_3(y_3 - y_2) - P_2(t) = 0 \tag{3.2c}$$

$$m_3\ddot{y}_3 + c_3(\dot{y}_3 - \dot{y}_2) + k_3(y_3 - y_2) - P_3(t) = 0 \qquad (3.2d)$$

Dari persamaan diatas, tampak bahwa untuk memperoleh kesetimbangan dinamik suatu massa yang ditinjau ternyata dipengaruhi oleh kekakuan, redaman dan simpangan massa sebelum dan sesudahnya. Persamaan diferensial dengan sifat-sifat ini disebut *coupled equation* karena persamaan-persamaan tersebut akan tergantung satu sama lain.

Penyelesaian dari persamaan tersebut harus dilakukan secara simultan, artinya penyelesaian yang melibatkan seluruh persamaan yang ada. Pada struktur dengan derajat kebebasan banyak, persamaan differensial gerakannya merupakan persamaan yang *dependent* atau *coupled* antara satu dengan yang lain.

Selanjutnya dengan menyusun persamaan-persamaan diatas menurut parameter yang sama (percepatan, kecepatan dan simpangan) akan diperoleh :

$$m_b\ddot{y}_b + (c_b + c_1)\dot{y}_b - c_1\dot{y}_1 + (k_b + k_1)y_b - k_1y_1 = P_b(t) \qquad (3.3a)$$

$$m_1\ddot{y}_1 - c_1\dot{y}_b + (c_1 + c_2)\dot{y}_1 - c_2\dot{y}_2 - k_1y_b + (k_1 + k_2)y_1 - k_2y_2 = P_1(t) \qquad (3.3b)$$

$$m_2\ddot{y}_2 - c_2\dot{y}_1 + (c_2 + c_3)\dot{y}_2 - c_3\dot{y}_3 - k_2y_1 + (k_2 + k_3)y_2 - k_3y_3 = P_2(t) \qquad (3.3c)$$

$$m_3\ddot{y}_3 - c_3\dot{y}_2 + c_3\dot{y}_3 - k_3y_2 + k_3y_3 = P_3(t) \qquad (3.3d)$$

Persamaan-persamaan diatas dapat ditulis dalam bentuk matriks sebagai berikut :

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{P(t)\} \qquad (3.4)$$

Dimana $[M]$,$[C]$,$[K]$, berturut-turut adalah matriks massa, redaman dan kekakuan,

$$[M]=\begin{bmatrix} m_b & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \tag{3.5}$$

$$[C]=\begin{bmatrix} c_b+c_1 & -c_1 & 0 & 0 \\ -c_1 & c_1+c_2 & -c_2 & 0 \\ 0 & -c_2 & c_2+c_3 & -c_3 \\ 0 & 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \tag{3.6}$$

$$[K]=\begin{bmatrix} k_b+k_1 & -k_1 & 0 & 0 \\ -k_1 & k_1+k_2 & -k_2 & 0 \\ 0 & -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 \\ 0 & 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \tag{3.7}$$

Sedangkan $\{\ddot{y}\}$, $\{\dot{y}\}$, $\{y\}$ dan $\{p(t)\}$ berturut-turut adalah vektor percepatan, vektor kecepatan, vektor simpangan dan vektor beban dalam bentuk

$$\{\ddot{y}\}=\begin{Bmatrix} \ddot{y}_b \\ \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix}, \{\dot{y}\}=\begin{Bmatrix} \dot{y}_b \\ \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix}, \{y\}\begin{Bmatrix} y_b \\ y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} \text{dan} \{P(t)\}=\begin{Bmatrix} P_b(t) \\ P_1(t) \\ P_2(t) \\ P_3(t) \end{Bmatrix} \tag{3.8}$$

### 3.2.1 Nilai Karakteristik (*Eigenproblem*)

Analisis getaran dibagi kedalam dua kategori, yaitu getaran bebas *(free vibration)* dan getaran terpaksa *(forced vibration).* Untuk penyederhanaan permasalahan anggapan bahwa massa bergetar bebas akan sangat membantu untuk penyelesaian analisis dinamika struktur. Persamaan Differensial gerak pada getaran bebas pada struktur MDOF adalah :

$$[M]\{\ddot{y}\}+[C]\{\dot{y}\}+[K]\{y\}=0 \tag{3.9}$$

Frekuensi sudut pada struktur dengan redaman *(damped frequency)* nilainya hampir sama dengan frekuensi sudut pada struktur yang dianggap tanpa redaman, bila nilai rasio redaman *(damping ratio)* kecil. Jika hal ini diadopsi untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka untuk nilai $C$ = 0, persamaan (3.9) akan menjadi :

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

Karena persamaan (3.11) adalah persamaan differensial pada struktur MDOF yang dianggap tidak mempunyai redaman, maka penyelesaian persamaan tersebut diharapkan dalam fungsi harmonik menurut bentuk

$$Y=\{\Phi\}\sin(\omega t) \qquad (3.11a)$$

$$\dot{Y}=\omega\{\Phi\}\cos(\omega t) \qquad (3.11b)$$

$$\ddot{Y}=-\omega^2\{\Phi\}\sin(\omega t) \qquad (3.11c)$$

Dalam hal ini $\{\Phi\}_i$ adalah vektor *mode shape* ke-*i*.

Jika persamaan (3.11) dimasukan dalam persamaan (3.10) maka akan didapatkan :

$$-\omega^2[M]\{\Phi\}\sin(\omega t)+[K]\{\Phi\}\sin(\omega t)=0 \qquad (3.12a)$$

$$\{[K]-\omega^2[M]\}\{\Phi\}=0 \qquad (3.12b)$$

Persamaan (3.12b) adalah suatu persamaan yang sangat penting dan biasa disebut persamaan *eigenproblem* atau karakteristik problem. Persamaan tersebut adalah persamaan simultan yang harus dicari penyelesaiannya. Salah satu metode yang dapat digunakan adalah dengan memakai hukum *Cramer* (1704-1752).

Dalil tersebut menyatakan bahwa penyelesaian persamaan simultan yang homogen akan ada nilainya apabila determinan dari matriks yang merupakan koefisien dari vektor { Φ } adalah nol, sehingga

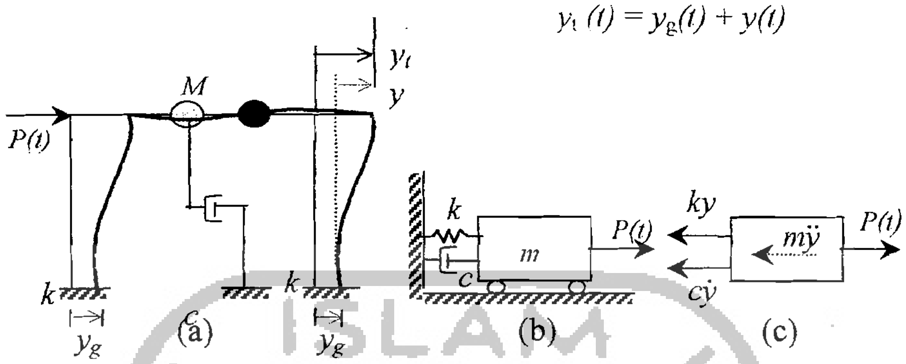
$$\left|[K]-\omega^2[M]\right|=0 \tag{3.13}$$

Jumlah mode pada struktur dengan derajat kebebasan banyak biasanya dapat dihubungkan dengan jumlah massa. Bangunan yang mempunyai 4-tingkat akan mempunyai 4 derajat kebebasan, 4 jenis *mode* gerakan dan 4 nilai frekuensi sudut yang berhubungan langsung dengan jenis/ nomor *mode* nya.

Apabila jumlah derajat kebebasan adalah $n$, maka persamaan (3.13) akan menghasilkan suatu polinomial pangkat yang selanjutnya akan menghasilkan $\omega_i^2$ untuk $i$ = 1, 2, 3 ...$n$. selanjutnya, substitusi masing-masing frekuensi $\omega_i$ kedalam persamaan (3.12) akan diperoleh nilai $\Phi_1$, $\Phi_2$ .... $\Phi_n$.

### 3.3 Persamaan Gerak akibat Beban Gempa

Beban Gempa merupakan beban yang bekerja pada struktur akibat getaran dipaksa (*forced vibration*). Beban gempa berasal dari getaran pada permukaan tanah yang terekam dalam bentuk percepatan/*aselerogram*. Getaran di permukaan tanah yang berupa percepatan tanah akan menghasilkan simpangan horisontal baik pada tanah maupun struktur. Persamaan gerakan struktur yang dikenai beban gempa dapat diturunkan melalui suatu pendekatan yang sama seperti pada persamaan gerakan struktur berderajat kebebasan tunggal, Gambar 3.3.




**Gambar 3.3** (a) Model struktur (b) Model matematik
(c) *Free body diagram*

Dengan menggunakan konsep keseimbangan dinamis dari *free body diagram*, maka persamaan gerakan akibat gempa adalah

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{y}_g(t). \tag{3.14}$$

Beban gempa yang ditinjau adalah beban gempa El-Centro 1940 sebesar 17,73% yang merupakan hasil olahan dari pencatatan percepatan tanah (*ground motion*) 10 detik pertama (Paz, 1986) yang disesuaikan dengan koefesien gempa dasar wilayah Jakarta untuk tanah keras.

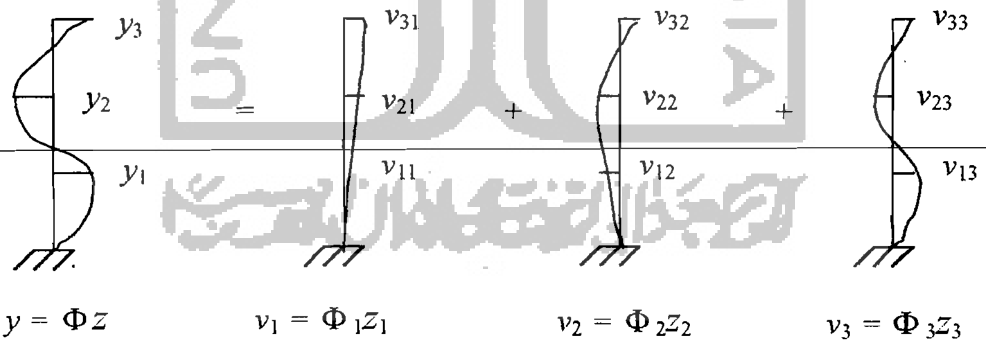
### 3.4 Modal Analisis (Prinsip Metode Superposisi)

Metode ini dipakai khusus untuk penyelesaian problem dinamik analisis dengan beberapa syarat tertentu, yaitu respon struktur masih elastik dan struktur mempunyai standar *mode shapes*. Penyelesaian persamaan diferensial gerakan struktur MDOF dengan cara ini yang harus dicari adalah nilai-nilai koordinat *mode shapes* $\{\Phi\}_{ij}$.

Pada kondisi standar, struktur yang mempunyai $n$-derajat kebebasan akan mempunyai $n$-modes atau $n$-pola/ragam goyangan. Pada prinsip ini, masing-masing modes akan memberikan kontribusi pada simpangan horisontal tiap-tiap masa seperti ditunjukkan pada Gambar 3.4. Pada prinsip ini, simpangan masa ke-$i$ atau $Y_i$ dapat diperoleh dengan menjumlahkan pengaruh atau kontribusi tiap-tiap modes.

Kontribusi mode ke-$j$ terhadap simpangan horisontal masa ke-$i$ tersebut, dinyatakan dalam produk antara $\{\Phi\}_{ij}$ dengan suatu modal amplitudo $Z_j$ atau seluruh kontribusi tersebut kemudian dinyatakan dalam

$$\begin{aligned}
Y_1 &= \Phi_{11}Z_1 + \Phi_{12}Z_2 + \Phi_{13}Z_3 + \ldots + \Phi_{1n}Z_n \\
Y_2 &= \Phi_{21}Z_1 + \Phi_{22}Z_2 + \Phi_{23}Z_3 + \ldots + \Phi_{2n}Z_n \\
Y_3 &= \Phi_{31}Z_1 + \Phi_{32}Z_2 + \Phi_{33}Z_3 + \ldots + \Phi_{3n}Z_n \\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
Y_m &= \Phi_{m1}Z_1 + \Phi_{m2}Z_2 + \Phi_{m3}Z_3 + \ldots + \Phi_{mn}Z_n
\end{aligned} \tag{3.15}$$




**Gambar 3.4** Prinsip Metode Superposisi

Suku pertama, kedua, ketiga dan seterusnya sampai suku ke-$n$ pada ruas kanan persamaan (3.15) diatas adalah merupakan kontribusi mode pertama, kedua, ketiga dan seterusnya sampai kontribusi mode ke-$n$. Persamaan (3.15) tersebut, dapat ditulis dalam bentuk yang lebih kompak, yaitu

$$\{Y\} = [\Phi]\{Z\}. \tag{3.16a}$$

Derivatif pertama dan kedua persamaan (3.16a) adalah

$$\{\dot{Y}\} = [\Phi]\{\dot{Z}\}, \tag{3.16b}$$

dan

$$\{\ddot{Y}\} = [\Phi]\{\ddot{Z}\}. \tag{3.16c}$$

Substitusi persamaan (3.16) kedalam persamaan (3.15), akan diperoleh

$$[M][\Phi]\{\ddot{Z}\} + [C][\Phi]\{\dot{Z}\} + [K][\Phi]\{Z\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_t . \tag{3.17}$$

Apabila persamaan (3.18) di *premultiply* dengan transpose suatu *mode shape*$\{\phi\}^T$ maka

$$\{\Phi\}^T[M][\Phi]\{\ddot{Z}\} + \{\Phi\}^T[C][\Phi]\{\dot{Z}\} + \{\Phi\}^T[K][\Phi]\{Z\} = -\{\Phi\}^T[M]\{1\}\ddot{y}_t . \tag{3.18}$$

Misalnya diambil struktur yang mempunyai 3 derajat kebebasan, maka suku pertama persamaan (3.18) untuk mode ke-1 dengan memakai prinsip hubungan orthogonal akan menjadi

$$\{\Phi_{11} \quad \Phi_{21} \quad \Phi_{31}\}\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \\ \Phi_{31} \end{Bmatrix}\ddot{Z}_1 \tag{3.19}$$

Untuk *mode* ke-*j* maka secara umum persamaan (3.19) juga dapat ditulis dengan

$$\{\Phi\}_j^T[M]\{\Phi\}_j\ddot{Z}_j . \tag{3.20}$$

Cara seperti diatas juga berlaku untuk suku ke-2, dan suku ke-3 pada persamaan (3.17) dengan demikian persamaan (3.18) akan menjadi

$$\{\Phi\}_j^T[M][\Phi]_j\{\ddot{Z}\}_j + \{\Phi\}_j^T[C][\Phi]_j\{\dot{Z}\}_j + \{\Phi\}_i^T[K][\Phi]_j\{Z\}_j = -\{\Phi\}_i^T[M]\{1\}\ddot{y}_j . \tag{3.21}$$

Persamaan (3.21) adalah persamaan differensial yang bebas / *independent* antara satu dengan yang lain. Persamaan tersebut diperoleh setelah diterapkannya hubungan orthogonal untuk matriks massa, matriks redaman dan matriks kekakuan.

Dengan demikian untuk $n$-derajat kebebasan dengan $n$ persamaan differensial yang dahulunya bersifat koupling sekarang menjadi *independent / uncoupling*. Dengan sifat-sifat seperti itu maka penyelesaian persamaan differensial dapat diselesaikan untuk setiap pengaruh *mode*. Berdasarkan persamaan (3.21) maka dapat didefenisikan suatu generalisasi massa (*generalized mass*), redaman dan kekakuan sebagai berikut

$$M_j^* = \{\Phi\}_j^T [M] \{\Phi\}_j, \tag{3.22.a}$$

$$C_j^* = \{\Phi\}_j^T [C] \{\Phi\}_j, \tag{3.22b}$$

dan

$$K_j^* = \{\Phi\}_j^T [K] \{\Phi\}_j. \tag{3.22.c}$$

Dengan defenisi seperti pada persamaan (3.22) maka persamaan (3.21) akan menjadi

$$M_j^* \ddot{Z}_j + C_j^* \dot{Z}_j + K_j^* Z_j = -P_j^* \ddot{y}_t, \tag{3.23}$$

dengan

$$P_j^* = \{\Phi\}_j^T [M] \{1\}. \tag{3.24}$$

Terdapat suatu hubungan bahwa

$$\xi_j = \frac{C_j^*}{C_{cr}^*} = \frac{C_j^*}{2M_j^* \omega_j}, \text{maka } \frac{C_j^*}{M_j^*} = 2\xi_j \omega_j, \tag{3.25a}$$

$$\omega_j^2 = \frac{K_j^*}{M_j^*} \text{ dan } \Gamma_j = \frac{P_j}{M_j^*}. \tag{3.25b}$$

Dengan hubungan-hubungan seperti pada persamaan (3.25a) dan (3.25b) tersebut, maka persamaan (3.23) akan menjadi

$$\ddot{Z}_j + 2\xi_j\omega_j\dot{Z}_j + \omega_j^2 Z_j = -\Gamma_j\ddot{y}_t, \tag{3.26}$$

dan

$$\Gamma_j = \frac{P_j^*}{M_j^*} = \frac{\{\Phi\}_j^T[M]\{1\}}{\{\Phi\}_j^T[M]\{\Phi\}_j}. \tag{3.27}$$

Persamaan (3.27) sering disebut dengan partisipasi setiap *mode* atau modal *participation factor*. Selanjutnya persamaan (3.26) juga dapat ditulis menjadi

$$\frac{\ddot{Z}_j}{\Gamma_j} + 2\xi_j\omega_j\frac{\dot{Z}_j}{\Gamma_j} + \omega_j^2\frac{Z_j}{\Gamma_j} = -\ddot{y}_t. \tag{3.28}$$

Apabila diambil suatu notasi bahwa

$$\ddot{g}_j = \frac{\ddot{Z}_j}{\Gamma_j}, \dot{g}_j = \frac{\dot{Z}_j}{\Gamma_j}, g_j = \frac{Z_j}{\Gamma_j}, \tag{3.29}$$

maka persamaan (3.29) akan menjadi

$$\ddot{g}_j + 2\xi_j\omega_j\dot{g}_j + \omega_j^2 g_j = -\ddot{y}_t. \tag{3.30}$$

Persamaan (3.30) adalah persamaan diferensial yang *independent* karena persamaan tersebut hanya berhubungan dengan tiap-tiap mode. Persamaan (3.29) mirip dengan persamaan diferensial SDOF.

Nilai partisipasi setiap mode akan dapat dihitung dengan mudah setelah koordinat setiap mode $\Phi_{ij}$ telah diperoleh. Nilai $\ddot{g}_j$, $\dot{g}_j$ dan $g_j$ dapat dihitung dengan integrasi secara numerik. Apabila nilai tersebut telah diperoleh maka nilai $Z_i$ dapat dihitung.

Dengan gerakan yang disebabkan adanya beban gempa, dapat diselesaikan dengan persamaan (3.30). Nilai *g(t)* dapat diperoleh dengan membandingkan antara perasamaan (3.30) dengan persamaan gerakan mode ke-*n* sistem dari SDOF. Sistem dari SDOF mempunyai frekwensi natural *(natural frequency/$\omega_i$)* dan rasio redaman ($\xi$) mode ke-i dari sistem MDOF, dengan $i = 1,2,3,\ldots,n$.

Nilai yang akan dicari adalah $g_i(t)$, dan misalnya dipakai metode *central difference*, maka proses integrasi adalah sebagai berikut. Pada metode *central diifference*, diperoleh hubungan awal bahwa

$$\dot{g}_j = \frac{g_{i+1} - g_{i-1}}{2\Delta t};\ \ddot{g}_i = \frac{g_{i+1} - 2g_i + g_{i-1}}{(\Delta t)^2}. \tag{3.31}$$

Substitusi persamaan (3.31) kedalam persamaan (3.30) akan diperoleh

$$\frac{g_{i+1} - 2g_i + g_{i-1}}{(\Delta t)^2} + 2\xi\omega_i \frac{g_{i+1} - g_{i-1}}{2\Delta t} + \omega_i^2 g_i = -\ddot{y}t. \tag{3.32}$$

Persamaan (3.32) dapat ditulis menjadi

$$g_{i+1} = \frac{-\ddot{y}_t - ag_i - bg_{i-1}}{k}, \tag{3.33}$$

dengan

$$a = \left[\omega_i^2 - \frac{2}{(\Delta t)^2}\right], \tag{3.34a}$$

$$b = \left[\frac{1}{(\Delta t)^2} - \frac{2\xi\omega_i}{2\Delta t}\right], \tag{3.34b}$$

$$k = \left[\frac{1}{(\Delta t)^2} + \frac{2\xi\omega_i}{2\Delta t}\right]. \tag{3.34c}$$

Setelah diperoleh nilai $g$ untuk tiap-tiap mode. Selanjutnya nilai simpangan tiap mode dapat diperoleh $y_i(t)$

$$y_i(t) = \Gamma_i \Phi_i g_i(t) \tag{3.35}$$

### 3.5 Simpangan Struktur

Simpangan struktur yang terjadi ada tiga macam yaitu simpangan absolut, simpangan relatif dan simpangan antar tingkat (*inter story drift*). Simpangan yang digunakan dalam penelitian ini adalah simpangan relatif dan simpangan antar tingkat (*inter story drif*) adalah sebagai berikut ini.

#### 3.5.1 Simpangan Relatif

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

$$Y_i = \sum_{j=1}^{n} \left[ \phi_{ij} Z_j \right]. \tag{3.36}$$

#### 3.5.2 Simpangan Antar Tingkat (*Inter Story Drift*)

Untuk menghitung simpangan antar tingkat (*inter story drift*) pada struktur dengan cara mengurangi simpangan relatif lantai atas terhadap lantai dibawahnya.

$$\Delta y = \sum_{j=1}^{n} \left[ \phi_{ij} Z_j \right] - \sum_{j=1}^{n} \left[ \phi_{(i+1)j} Z_j \right] \tag{3.37}$$

$$\Delta y = Y_i - Y_{i+1}. \tag{3.38}$$

### 3.6 Gaya Geser Tingkat

Gaya geser tingkat sering dipakai dalam analisis struktur, karena gaya geser tingkat akan menyebabkan rotasi pada penampang horisontal lantai yang nantinya akan berpengaruh pada besarnya gaya geser dasar dan momen guling struktur (*overturning moment*). Gaya geser tingkat pada mode ke-$j$ adalah

$$F_j = k_i y_j , \tag{3.39}$$

sehingga rumus gaya geser dasar adalah :

$$V = -(\sum_{j=1}^{n} F_j) . \tag{3.40}$$

### 3.7 Momen Guling (*Overturning Moment*)

Momen guling didapat dengan mengalikan gaya lantai yang terjadi pada setiap tingkat ($F_j$) dengan jarak ($h_j$), maka

$$M = \sum_{j=1}^{n} F_j h_j . \tag{3.41}$$