

BAB III

LANDASAN TEORI

Sebagai dasar teori dalam penelitian ini, akan dijelaskan mengenai *software* SAP 2000, beban gempa rencana, analisis dinamis, persamaan gerak akibat beban gempa, sendi plastis, *seismic control* pada bangunan tahan gempa, jenis-jenis isolasi dasar, perletakkn isolasi dasar dan karakteristik desain kapasitas.

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 adalah hasil riset dari dari suatu tim yang bernama *Computer and Stuktures Inc* Universitas Avenue, Berkeley. Salah satu kelebihan yang dimiliki oleh SAP 2000 adalah dapat membantu menganalisis dan merancang struktur dengan tingkat kesukaran yang tinggi dalam hal ini struktur bertingkat banyak dan kompleks baik dalam bentuk tiga dimensi maupun dalam dua dimensi. Dari *out put* analisis program SAP 2000 dapat diketahui gaya geser, momen lentur, momen torsi dan simpangan (manual SAP2000).

Langka awal yang dilakukan dalam dalam pengoperasian program aplikasi komputer SAP 2000 ialah pemodelan struktur. Pemodelan struktur diusahakan mendekati kondisi struktur yang dianalisis atau mewakili perilaku struktur yang

sebenarnya, agar didapatkan hasil analisis yang valid dan dapat diolah untuk keperluan desain selanjutnya. Adapun pemodelan suatu struktur meliputi:

- a. penentuan kordinat join sebagai batas element,
- b. penentuan orientasi elemen dalam koordinat struktur,
- c. penentuan sifat elemen dan elastisitas,
- d. penentuan pembebanan struktur (gaya yang bekerja pada struktur), dan
- e. penentuan jenis analisis yang digunakan (metode dinamis).

3.2. Beban Gempa Rencana

Gempa menggoncangkan 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 keamanan pada beban mati ditambah beban hidup yang pembesaran gaya batang akibat beban arah vertikal tidak berpengaruh karena sudah cukup besar yaitu :

1. untuk beban mati dan hidup

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

2. 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, dan

U_E = beban gempa.

3.3. Analisis Dinamis

Persoalan struktur akibat beban dinamis berbeda secara mendasar dengan analisis 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 dari fungsi waktu yang ditinjau.

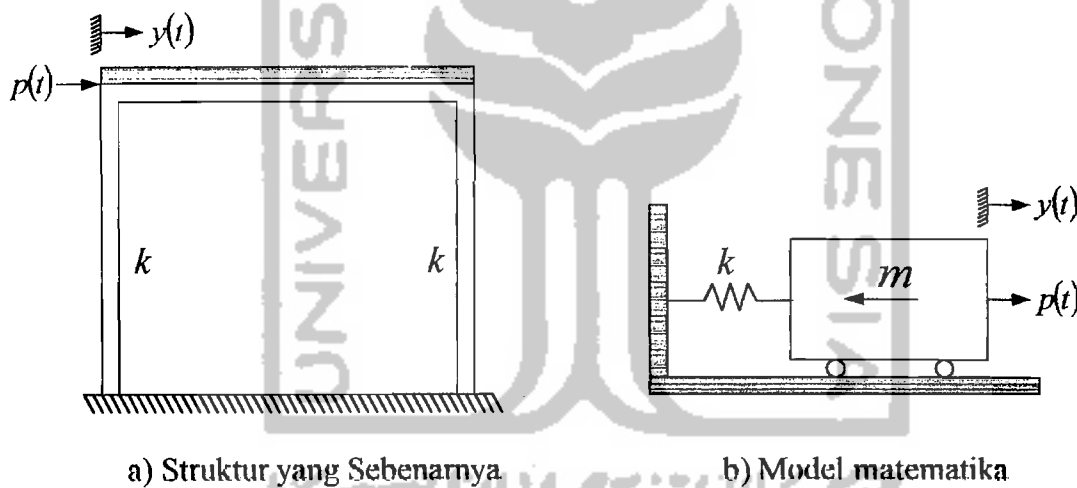
Analisis dinamis digunakan untuk menentukan gaya geser tingkat akibat guncangan tanah oleh gempa dan dapat dilakukan dengan cara analisis respon spektrum (*spectrum response*) dan analisis respon riwayat waktu (*time history response*). Bagian gaya geser tingkat tersebut adalah untuk menggantikan pembagian yang didapat dari analisis statik 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.



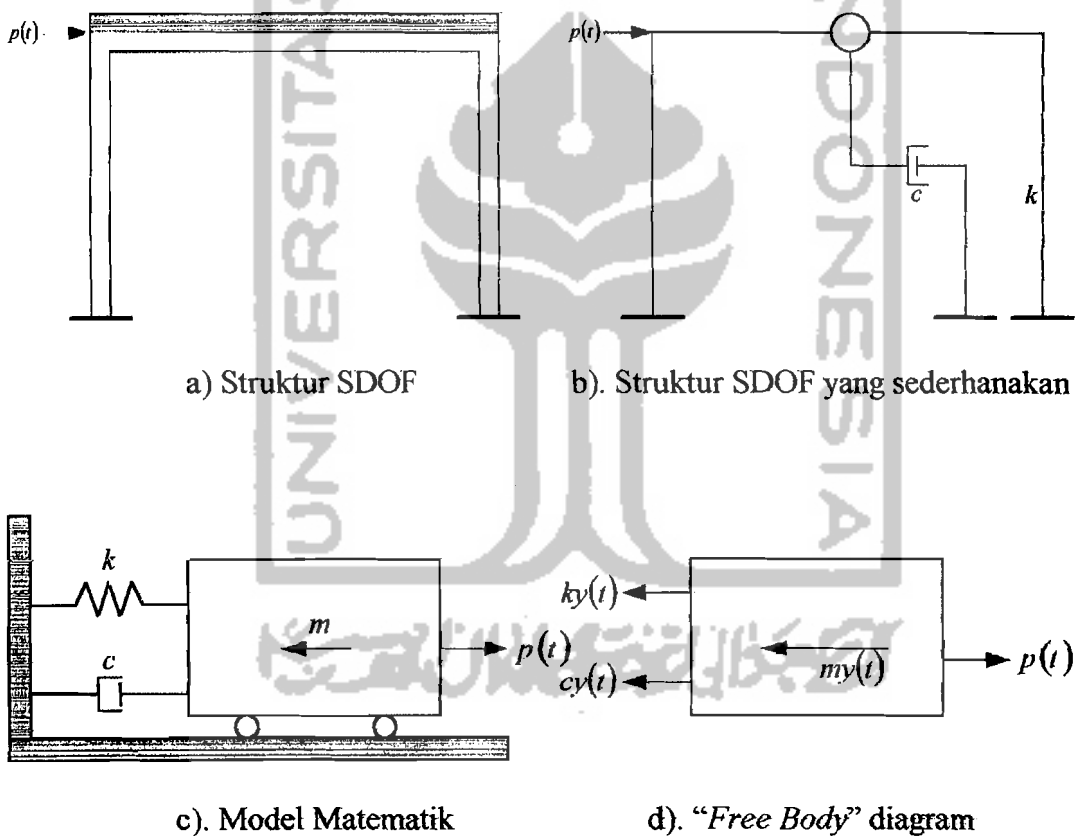
Gambar 3.1 Struktur yang disederhanakan.

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 masa 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 = system peredam (*damper*) yaitu suatu sistem 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.

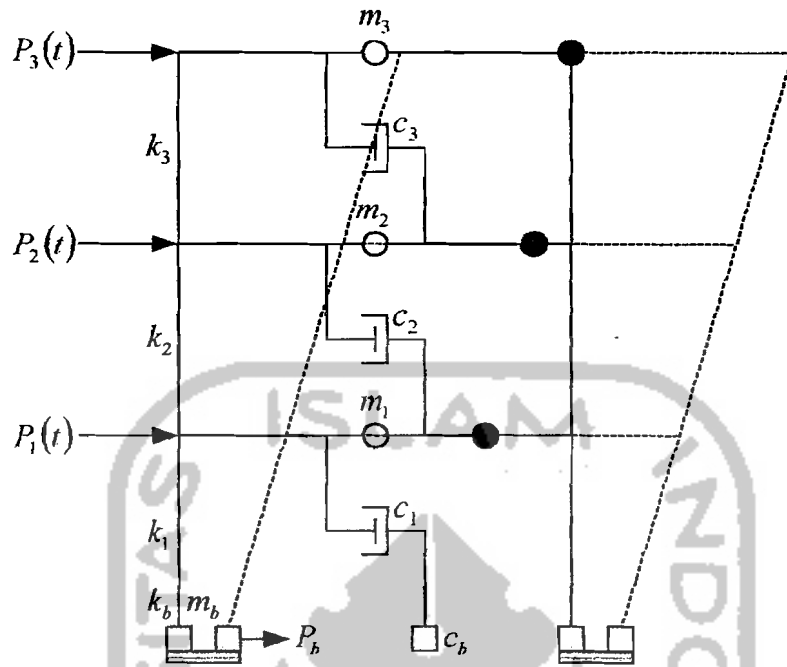
$$m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) = p(t) \quad (3.3)$$

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

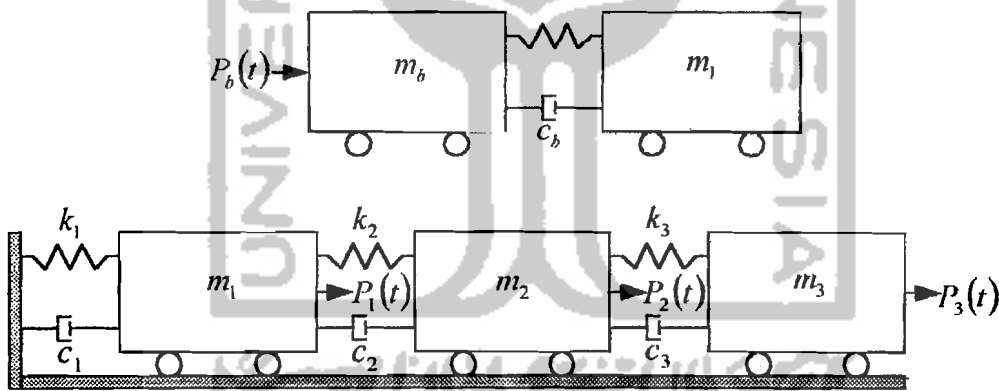
3.3.2. Persamaan gerak derajat kebebasan banyak (MDOF)

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

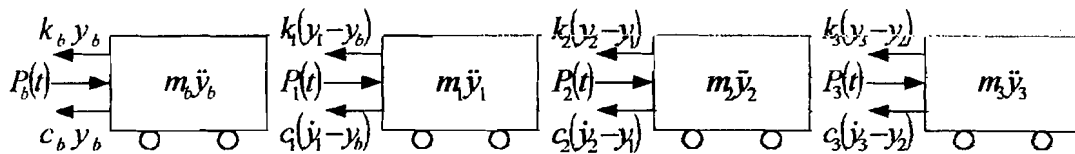
Pada struktur bangunan bertingkat banyak, umumnya massa struktur digumpal (*lumped massa*) pada tiap-tiap tingkat. Banyaknya derajat kebebasan berbanding lurus dengan jumlah massa. Pada struktur yang mempunyai tingkat n , akan mempunyai n mode. Pada prinsip bangunan geser, setiap massa hanya berpusat 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 matematikanya 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 gaya-gaya yang bekerja pada setiap massa sama dengan nol.



(a) Model struktur MDOF



(b) Model matematik struktur MDOF



(c) Model kestimbangan gaya

Gambar 3.3 Struktur MDOF

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

$$m_b \ddot{y}_b(t) + c_b \dot{y}_b(t) + k_b y_b(t) - c_1 (\dot{y}_1(t) - \dot{y}_b(t)) - k_1 (y_1(t) - y_b(t)) - P_b(t) = 0 \quad (3.4a)$$

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + c_1 (\dot{y}_1(t) - \dot{y}_b(t)) + k_1 (y_1(t) - y_b(t)) - c_2 (\dot{y}_2(t) - \dot{y}_1(t)) - k_2 (y_2(t) - y_1(t)) - P_1(t) = 0 \quad (3.4b)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + c_2 (\dot{y}_2(t) - \dot{y}_1(t)) + k_2 (y_2(t) - y_1(t)) - c_3 (\dot{y}_3(t) - \dot{y}_2(t)) - k_3 (y_3(t) - y_2(t)) - P_2(t) = 0 \quad (3.4c)$$

$$m_3 \ddot{y}_3(t) + c_3 (\dot{y}_3(t) - \dot{y}_2(t)) + k_3 (y_3(t) - y_2(t)) - P_3(t) = 0 \quad (3.4d)$$

Dengan menyusun persamaan diatas menurut parameter yang sama (percepatan, kecepatan dan simpangan), maka persamaan (3.4) dapat ditulis :

$$m_b \ddot{y}_b(t) + (c_b + c_1) \dot{y}_b(t) - c_1 \dot{y}_1(t) + (k_b + k_1) y_b(t) - k_1 y_1(t) = P_b(t) \quad (3.5a)$$

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + c_1 \dot{y}_b(t) + (c_1 + c_2) \dot{y}_1(t) - c_2 \dot{y}_2(t) - k_1 y_b(t) + (k_1 + k_2) y_1(t) - k_2 y_2(t) = P_1(t) \quad (3.5b)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) - c_2 \dot{y}_2(t) + (c_2 + c_3) \dot{y}_2(t) - c_3 \dot{y}_3(t) - k_2 y_1(t) + (k_2 + k_3) y_2(t) - k_3 y_3(t) = P_2(t) \quad (3.5c)$$

$$m_3 \ddot{y}_3(t) - c_3 \dot{y}_2(t) + c_3 \dot{y}_3(t) - k_3 y_2(t) + k_3 y_3(t) = P_3(t) \quad (3.5d)$$

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

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

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

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

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

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

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

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

3.3.3. Nilai Karakteristik (*eigen problem*).

Suatu struktur umumnya akan bergoyang akibat adanya pembebanan dari luar, misalnya gerakan angin, 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 jarang sekali 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 struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka persamaan diferensial gerakanya 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 :

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

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

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

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

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

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

Persamaan (3.12) adalah persamaan *eigen prolem*.

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 faktor $\{\Phi\}_j$ 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 polomial pangkat n yang frekuensi sudut $\{\omega_j\}$ disubtitusikan kedalam persamaan (3.13) sehingga diperoleh nilai-nilai $\Phi_1, \Phi_2, \Phi_3, \dots, \Phi_n$.

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 static 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 vertikal, tetapi beban gempa bekerja secara simultan pada arah vertikal maupun arah horizontal bahkan beban gempa dapat berupa putaran.

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 :

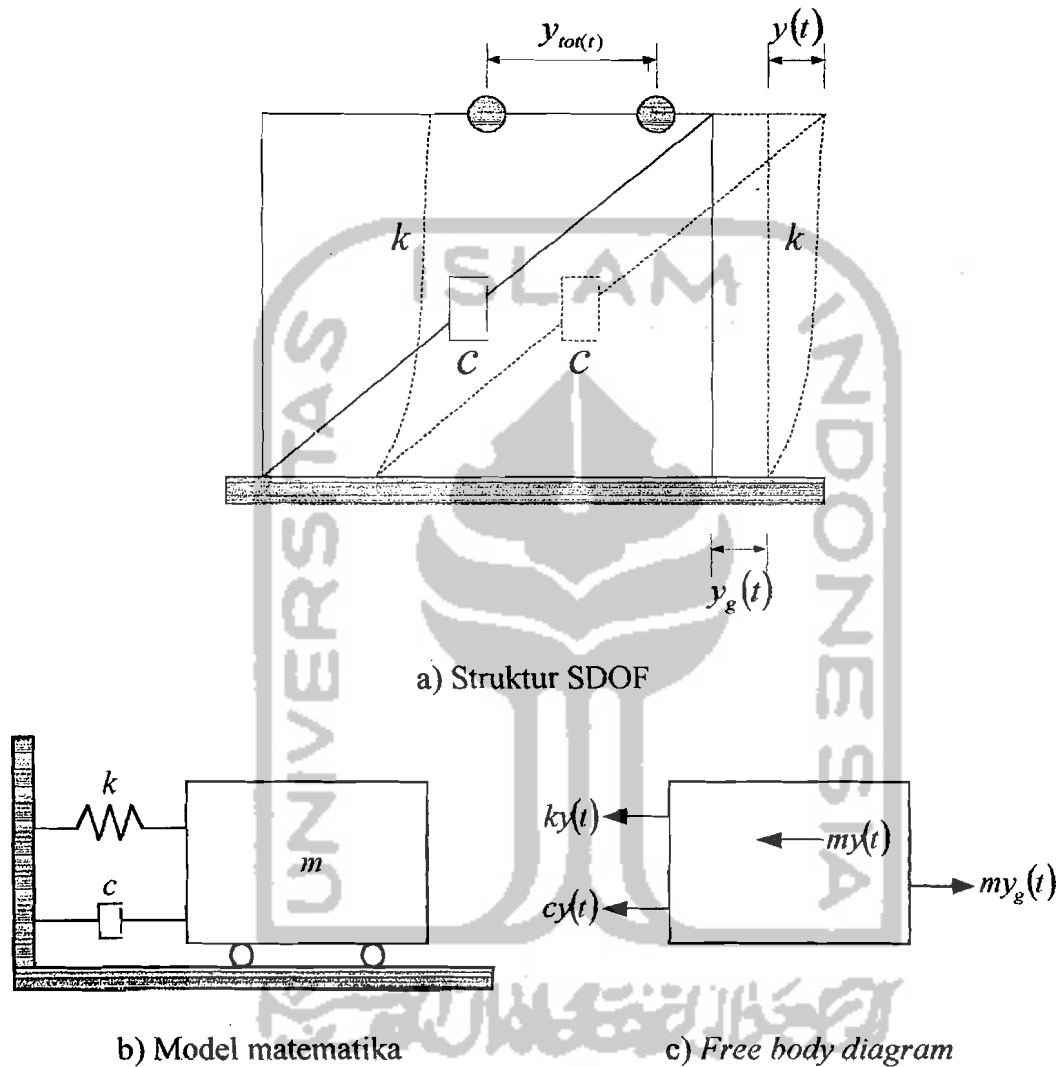
$$y_{tot}(t) = y(t) + y_g(t) \quad (3.14)$$

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.b didapat persamaan-persamaan,

$$\begin{aligned} m\ddot{y}_{tot}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) &= 0 \\ m(\ddot{y}(t) + \ddot{y}_g(t)) + c\dot{y}(t) + ky(t) &= 0 \end{aligned} \quad (3.15)$$

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



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.

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.

$$y_i(t) = \sum \Phi_{i,j} Z_j(t) \quad (3.16)$$

Dengan :

- $y_i(t)$ = simpangan relatif lantai ke-I,
- $\Phi_{i,j}$ = *mode shape* lantai i, *mode j*, dan
- $Z_j(t)$ = 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

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

$$\Delta y_i(t) = y_i(t) - y_{i-1}(t) \quad (3.17)$$

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).

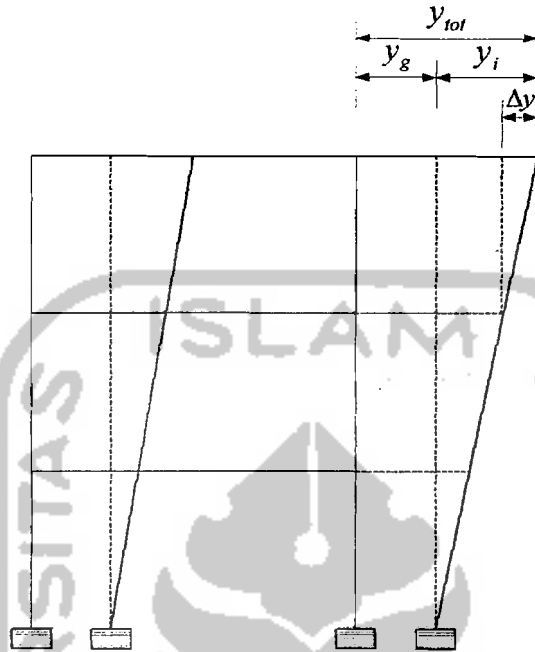
3. Simpangan absolut

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

$$y_{tot}(t) = y(t) + y_g(t) \quad (3.18)$$

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 simpangan absolut pada setiap lantai.



Gambar 3.5 Model struktur dengan jenis-jenis simpangannya.

3.6. Sendi plastis

Kerusakan struktur akibat kegagalan struktur mereduksi beban yang bekerja padanya, khususnya beban-beban dinamis (beban gempa) perlu mendapatkan perhatian khusus saat mendesain komponen-komponen struktur tersebut. Sehubungan dengan hal tersebut, peraturan menetapkan suatu tarap gempa rencana yang menjamin struktur gedung tidak rusak sewaktu menahan gempa kecil atau sedang. Sedangkan sewaktu menahan gempa kuat yang lebih jarang terjadi, struktur mampu mempertahankan perilaku perubahan bentuk secara daktail dengan memancarkan energi dan membatasi gaya gempa yang masuk kedalam struktur melalui pola rencana yang terkendali sehingga tidak mengakibatkan keruntuhan fatal. Falsafah dasar tersebut diberlakukan untuk

segenap komponen struktur gedung, yang apabila berhasil diterapkan akan menjamin terbentuknya sendi-sendi plastis yang letaknya menyebar sewaktu struktur secara keseluruhan mengalami pengaruh-pengaruh gaya gempa yang melampaui perhitungan gempa rencana.

Sendi plastis adalah sendi yang seakan-akan terdapat pada elemen struktur yang ditinjau, tetapi keberadaan sendi plastis berbeda dengan sendi ideal, karena sendi plastis tidak dianggap bebas dari gesekan, tetapi punya tahanan terhadap rotasi sebesar kapasitas plastis elemen tersebut (Winter dan Nilson dalam Fizaily dan widyastuti, 2002). Agar perilaku sendi plastis dapat dikontrol, maka perlu diberikan pendetailan khusus pada elemen-elemen beserta joint-joint yang ditinjau dengan memperhatikan letak sendi plastis pada elemen tersebut.

Letak sendi plastis pada balok akan bergantung pada jenis dominasi beban yang bekerja pada balok tersebut. Letak sendi plastis tergantung pada besaran momen yang dihasilkan oleh masing-masing jenis beban, sehingga akan terdapat perbedaan letak sendi plastis antara balok yang bebannya didominasi oleh beban gravitasi dengan balok yang bebannya didominasi oleh beban gempa, seperti yang diuraikan berikut ini .

- a. Pada balok dengan dominasi beban gempa, letak sendi plastis akan cenderung bergerak kearah tepi balok. Dominasi beban gempa memiliki kecendrungan terjadi pada struktur bertingkat banyak dengan bentang pendek. Hal ini disebabkan oleh besaran momen akibat beban gempa lebih besar dari pada besaran momen akibat beban gravitasi. Pada kondisi ini persyaratan yang menyatakan bahwa kontribusi kekuatan geser beton

sepanjang $2h$ dari tepi kolom diabaikan atau dengan kata lain tulangan geser menahan seluruh gaya geser pada bentang balok sepanjang $2h$ dari tepi dapat berlaku. (Destuari dalam Fizaily dan Widyastuti, 2002).

- b. Pada balok dengan beban gravitasi, perilakunya berkebalikan dengan balok yang bebannya didominasi oleh beban gempa. Pada balok dengan dominasi beban gravitasi, letak sendi plastis akan cenderung bergerak ketengah, keluar dari daerah $2h$ yang disyaratkan. Hal ini dapat terjadi pada elemen struktur horisontal bentang panjang atau struktur dengan jumlah bentang yang relatif sedikit. Pada elemen struktur jenis ini, perlu pendetailan khusus yang berbeda dengan yang disyaratkan, mengingat letak sendi plastis yang berada diluar daerah $2h$ dari tepi kolom, guna menjamin ragam keruntuhan daktail berupa ragam keruntuhan lentur, dan bukan ragam keruntuhan geser.

Apabila system struktur telah ditentukan demikian pula letak sendi-sendi plastis untuk pemancaran energi maka detailnya dibuat sedemikian rupa sehingga komponen struktur yang bersangkutan benar-benar berperilaku daktail. Mekanisme terbentuknya sendi-sendi plastis dikendalikan dan diarahkan agar timbul pada tempat-tempat yang direncanakan dengan cara meningkatkan kekuatan komponen-komponen struktur yang bersebelahan.

Seperti mekanisme goyangan rangka portal dengan sendi-sendi plastis yang terbentuk pada balok, jumlah kekuatan kolom-kolom pada suatu titik buhul harus dibuat lebih besar dari kekuatan baloknya untuk memaksa terjadinya sendi

plastis dalam balok. Dengan perencanaan sendi-sendi plastis pada balok, memberikan beberapa keuntungan, yaitu:

- a. pemancaran energi berlangsung tersebar dalam banyak komponen,
- b. bahaya ketidak stabilan struktur akibat efek $P-\Delta$ hanya kecil,
- c. sendi-sendi plastis didalam balok dapat berfungsi dengan sangat baik, yang memungkinkannya terjadi rotasi-rotasi plastis besar, dan
- d. daktilitas balok yang dituntut untuk mencapai daktilitas tertinggi dapat terpenuhi dengan mudah.

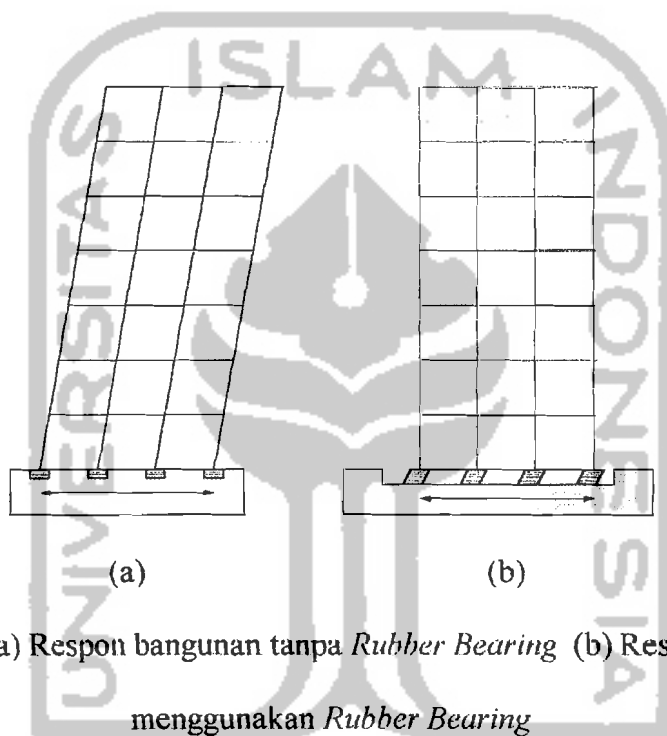
3.7. *Seismic Control Pada Bangunan Tahan Gempa*

Perkembangan teknologi di bidang konstruksi telah menemukan suatu cara memberi ketahanan bangunan akibat beban-beban dinamis khususnya beban gempa yang bisa menghancurkan suatu bangunan. Salah satu kemajuan tersebut adalah dengan berkembangnya sistem *seismic control* baik berupa *active control* maupun *passive control*.

Sistem kontrol gempa yang paling mengalami perkembangan yang sangat pesat dewasa ini adalah sistem kontrol pasif dengan *seismic isolation* (isolasi gempa bumi) yang menggunakan bantalan karet (*rubber bearing*), dan bila isolasi ini diletakkan pada dasar bangunan maka, sistem ini disebut *base isolation* (isolasi dasar). Isolasi dasar ini memberikan perlindungan pada bangunan dengan mengurangi beban horizontal oleh suatu sistem sehingga memungkinkan bangunan untuk bergerak bebas saat mengalami gempa bumi tanpa bertahan

langsung pada pondasi (Siswantoro dan Bhuana, 1994). Sistem ini unggul karena disamping melindungi struktur bangunan juga melindungi seluruh isi bangunan.

Perbandingan perilaku bangunan pada waktu menerima pergerakan tanah akibat gempa antara bangunan konvensional dengan bangunan yang menggunakan isolasi bangunan, sebagaimana yang terlihat pada Gambar 3.6.



Gambar 3.6 (a) Respon bangunan tanpa *Rubber Bearing* (b) Respon bangunan menggunakan *Rubber Bearing*

Prinsip dasar dari struktur dengan isolasi dasar adalah untuk memperbesar waktu getar alami struktur (T) akibat gempa, sehingga beban gempa yang mengenai struktur menjadi lebih kecil dan tidak membahayakan struktur beserta isinya (Tjokrodimulyo, 1993). Dengan tujuan diatas dapat disimpulkan beberapa manfaat/keuntungan pemakaian isolasi dasar, yaitu:

- a. kemampuan menahan beban bangunan yang diisolasi dan meneruskan defleksi horizontal relatif terhadap bumi / tanah,

- b. mempunyai tenaga pemulihan untuk mengembalikan bangunan pada posisi semula relatif terhadap bumi/tanah,
- c. kemampuan meredam untuk mengurangi akselerasi defleksi horizontal relatif terhadap tanah, sehingga dapat mencegah struktur rusak atau runtuh jika terkena gempa, (BPPP,1997),
- d. penggunaannya sangat fleksibel karena dapat digunakan pada bangunan baru maupun bangunan lama (*retrofitting*),
- e. umur kerja dari isolator relatif panjang yakni berkisar 70-100 tahun sehingga bisa lebih lama dari umur bangunan itu sendiri (Lin dalam Fizaily dan Widyastuti, 2002) dan
- f. biaya relatif lebih ekonomis, menurut Siswantoro dan Bhuana (1994) untuk bangunan baru penambahan sekitar 2.5%-7% dari total biaya, jika dibandingkan dengan bangunan yang menggunakan konstruksi baja sebesar (20%-30%), sedangkan pada bangunan yang menggunakan isolasi dasar dengan cara *retrofitting*, biaya isolatornya hanya 2%-4% dari total biaya rehabilitasi (*seismic rehabilitation*) dan biaya perbaikan (*post earthquake repair cost*) lebih kecil dibandingkan dengan bangunan sistem konvensional (Kelly dalam Fizaily dan Widyastuti, 2002).

3.8. Jenis- jenis isolasi dasar

Isolasi dasar yang sering digunakan sekarang ini dapat di kelompokkan kedalam dua kelompok, yaitu isolasi dasar yang menggunakan material karet

sebagai isolator (*rubber type seismic isolation*) dan yang menggunakan material selain karet sebagai isolatornya (*non rubber type seismic isolation*).

3.8.1. *Rubber type seismic*

Isolasi dasar jenis ini menggunakan bantalan karet sebagai peredam gaya gempa adalah jenis yang paling sering digunakan. Apalagi setelah teruji keandalannya pada saat gempa bumi di Los Angeles awal tahun 1994 dan Kobe akhir tahun 1994. Bantalan karet terbuat dari vulkanisat karet (jenis karet *Havea*), yang direkatkan pada plat-plat baja secara berselang seling, yang berfungsi untuk meningkatkan kekakuan karet kearah vertikal sehingga karet tidak menggelembung.

Menurut hasil penelitian, sifat yang dimiliki oleh bantalan karet ini mampu meredam sekurang-kurangnya 70 % akselerasi dipuncak bangunan (BPPP,1997). Dan umur dari pemakaian bantalan karet ini berbanding lurus dengan umur bangunan rencana, bahkan bisa lebih dari satu abad. Selain daya tahan, penggunaan karet sebagai isolator juga karena kapasitas kemampuan simpangan energi yang dimiliki karet sangat tinggi bahkan lebih tinggi dari baja.

Isolasi dasar yang menggunakan bantalan karet sebagai isolator dibedakan kedalam dua jenis yaitu *LRB* dan *MRB*.

a *Laminated rubber lead containing bearing (LRB)*

Timah hitam (*lead*) dipasang pada sumbu bantalan karet yang berguna untuk menyerap energi dari gempa dan untuk menahan beban angin, dan pada bagian atas dan bagian bawah diberi lempengan plat baja seperti yang terlihat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7 *Lead rubber bearing*
(www.takenaka.co.jp opened on 3 juni 2002)

b. *High damping laminated rubber bearing (multi rubber bearing, MRB),*

Pada dasarnya jenis isolasi dasar ini hampir sama dengan LRB, hanya saja properti dari karet telah di modifikasi agar dapat memberi kemampuan redaman yang lebih tinggi dan mampu menyerap energi gempa bumi, sebagaimana yang terlihat pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8 *High damping rubber bearing*
(www.takenaka.co.jp opened on 3 juni 2002)

3.8.2. *Non- rubber type seismic isolation*

Isolasi dasar yang tidak menggunakan karet sebagai isolator yang banyak dikenal antara lain *lead extrusion dumper*, *ball roller bearing* dan *sliding bearing*. Tapi yang paling populer isolator jenis ini adalah *lead extrusion damper*, sedangkan type yang lainnya masih dalam tahap penyelidikan.

3.9. Perletakan isolasi dasar

Lokasi perletakan isolator dasar yang dianjurkan adalah serendah mungkin, agar dapat melindungi struktur sebanyak mungkin. Pertimbangan biaya dan praktis juga mempengaruhi pemilihan lokasi penempatan isolator dasar ini. Pada bangunan, biasanya isolator diletakkan pada lantai dasar (*ground level*) atau dibawah *basement* (Mayes dalam Fizaily dan Widyastuti, 2002).

Perletakan isolator dasar pada bangunan dapat dibedakan kedalam empat macam perletakan berdasarkan keuntungan dan kerugian masing-masing, seperti yang diuraikan berikut ini.

1. Isolator dasar diletakkan pada dasar kolom lantai pertama (*first story coloumns*). Keuntungan penempatan isolator pada posisi ini adalah:
 - a. Penambahan biaya struktur kecil,
 - b. dasar kolom bisa dihubungkan dengan difragma, dan
 - c. mudah memasukkan sistem cadangan untuk beban vertikal.

Sedangkan kerugian perletakan jenis ini adalah membutuhkan kantilever khusus.

2. Isolator dasar diletakkan pada puncak kolom *basement*. Keuntungan penempatan isolator pada posisi ini adalah:

- a tidak diperlukan sub-*basement*,
- b penambahan biaya struktur yang kecil,
- c pada level isolasinya dasar kolom dihubungkan oleh diafragma, dan
- d kolom juga berfungsi sebagai sistem cadangan untuk beban vertikal.

Sedangkan kerugian penempatan isolasi dasar pada posisi ini adalah:

- a membutuhkan ruang khusus di bawah lantai pertama, dan
- b membutuhkan perhatian yang khusus untuk tangga di bawah lantai pertama.

3. Isolator dasar diletakkan pada tengah-tengah kolom *basement* (*mid-height of basement coloumns*). Keuntungan penempatan isolator pada posisi ini, diantaranya:

- a tidak diperlukan sub-*basement*, dan
- b kolom *basement* tidak perlu sekaku pada seperti pada isolator dasar yang diletakkan pada bagian atas atau bagian bawah kolom.

Sedangkan kerugian penempatan isolasi dasar pada posisi ini, adalah:

- a diperlukan perhatian khusus untuk elevator dan tangga akibat dari simpangan pada *mid-story*,
- b tidak terdapat diafragma pada level, dan
- c sulit untuk memasang system cadangan untuk beban vertikal.

4. Isolator dasar diletakkan pada sub-*basement*. Adapun keuntungan penempatan isolator pada posisi ini, adalah:

- a dasar kolom di hubungkan dengan dafragma pada level isolasinya, dan
- b mudah untuk memasang cadangan untuk beban vertikal.

Sedangkan kerugian penempatan isolator pada posisi ini adalah:

- a diperlukan penambahan untuk sub-basement, kecuali jika sub-basement tersebut memang diperlukan, dan
- b membutuhkan dinding penahan tanah.

3.10. Karakteristik Desain

Pada sub bab ini akan dibahas tentang desain balok, penulangan balok terlentur, dan desain kolom.

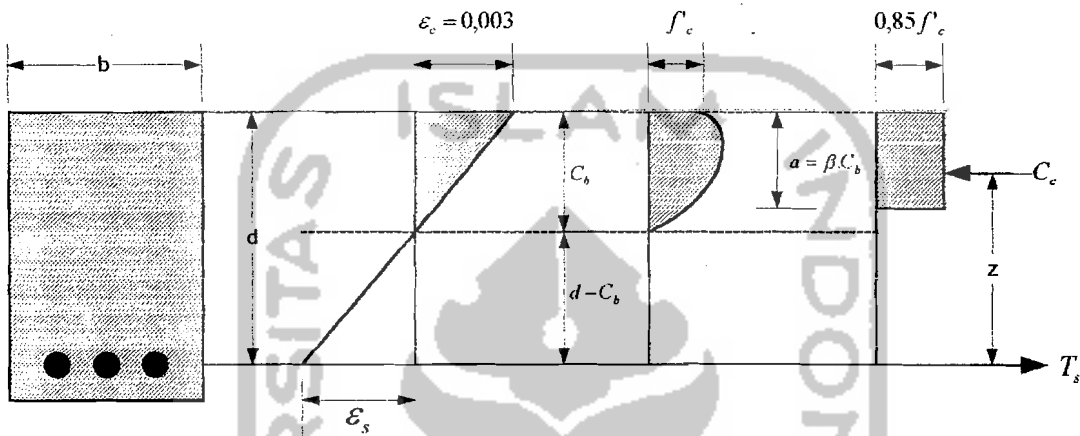
3.10.1. Desain balok

Desain balok terdiri dari desain balok bertulang sebelah, balok tampang segiempat bertulangan rangkap dan balok T, seperti yang akan dijelaskan di bawah ini.

1. Balok bertulangan sebelah (tarik)

Beban luar akan menyebabkan balok terlentur. Tegangan internal suatu serat penampang akan tetap sebesar tegangan karakteristiknya, dan retak pada serat atas tidak terjadi karena adanya distribusi tegangan ke serat sebelah dalamnya. Distribusi tegangan dan regangan beton bisa diasumsikan berbentuk persegi, trapesium, parabola atau bentuk lainnya, asal menghasilkan perkiraan yang cukup baik bila dibandingkan dengan hasil pengujian (SKSNI).

Secara teoritis balok bertulangan sebelah ini digunakan bila hanya dengan tulangan tarik saja sampai mampu menghasilkan gaya dalam yang dapat menahan momen terjadi, seperti terlihat pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9 Distribusi tegangan regangan balok bertulangan sebelah.

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \quad (3.19)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \quad (3.20)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.21)$$

$$\rho_{max} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.22)$$

SK-SNI menetapkan nilai β sebesar 0.85 untuk $f_c' \leq 30$ MPa, dan berkurang sebesar 0.008 untuk setiap kenaikan 1 MPa kuat beton, serta tidak boleh kurang dari 0.65.

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad (3.23)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \quad (3.24)$$

Berdasarkan kesetimbangan gaya $C_c = T_s$,

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \quad (3.25)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad (3.26)$$

$$a = \frac{T_s}{C_c} = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad (3.27)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.28)$$

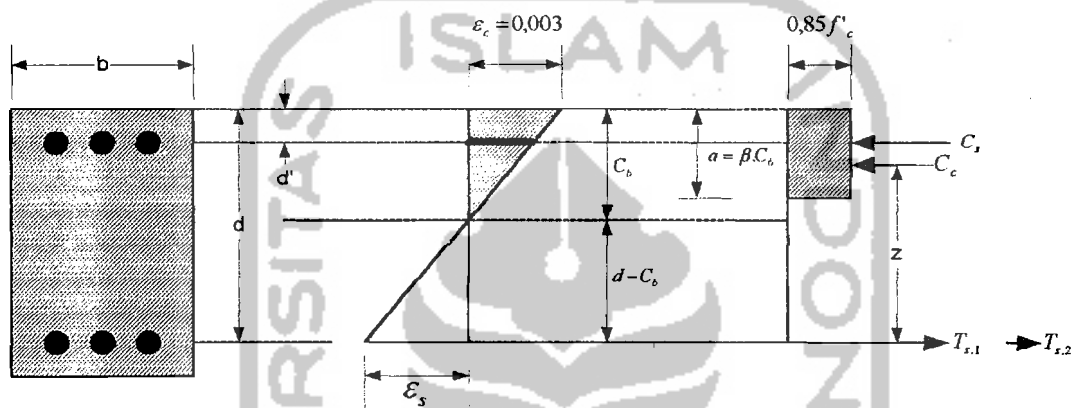
2. Balok tampang segiempat bertulangan rangkap.

Dalam praktek, sistem tulangan tunggal hampir tidak pernah dimanfaatkan untuk balok, karena pemasangan tulangan tambahan di daerah tekan misalnya di tepi atas penampang tengah lapangan akan mempermudah pengaitan sengkang. Secara *structural*, tulangan tekan ini diperlukan untuk:

- a. meningkatkan momen tahanan penampang karena dimensi penampang yang terbatas secara arsitektual,
- b. meningkatkan kapasitas rotasi penampang berkaitan dengan peningkatan daktilitas penampang,
- c. meningkatkan kekakuan penampang, sehingga mengurangi defleksi struktur, dan
- d. dapat mencakup kemungkinan momen yang berubah tanda. Gaya luar yang bekerja pada struktur tidaklah selalu tetap, misalnya gaya horizontal

akibat gempa yang mengakibatkan momen-momen internal berubah tanda
(Wahyu dan Rahim, 1997).

Ilustrasi distribusi tegangan regangan balok bertulang rangkap dapat dilihat pada Gambar 3.10.



Gambar 3.10 Distribusi tegangan regangan balok bertulangan rangkap.

- a Balok bertulang rangkap rangkap dengan tulangan tekan luluh.
Pada posisi ini diasumsikan tulangan tarik dan tekan telah luluh, paling tidak pada saat regangan beton mencapai 0,003, dengan menganggap $f_s = f_s' = f_y$ untuk kondisi ini $A_s = A_{s,1} + A_{s,2}$ sedangkan $A_{s,2} = A_s'$, sehingga tinggi tegangan tekan :

$$a = \frac{(A_s - A_s')}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} f_y \quad (3.29)$$

atau

$$a = \frac{A_{st} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \quad (3.30)$$

sebagai kontrol asumsi yang dipakai benar. maka dilakukan pemeriksaan regangan sebagai berikut:

$$\varepsilon_s = \frac{c - d'}{c} \cdot (0,003) \quad (3.31)$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot (0,003) \quad (3.32)$$

bila kedua nilai regangan tersebut lebih besar dari ε_y (regangan leleh baja) maka asumsi benar, selanjutnya menghitung momen tahanan nominalnya dengan persamaan :

$$M_n = M_{n,1} + M_{n,2} \quad (3.33)$$

$$M_{n,1} = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot a \right) \quad (3.34)$$

atau,

$$M_{n,1} = A_{s,1} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot a \right) \quad (3.35)$$

$$M_{n,2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (3.36)$$

b Balok bertulangan rangkap dengan tulangan tekan belum luluh.

Kondisi ini merupakan kondisi dimana anggapan baja tarik telah luluh sedangkan tulangan baja desak belum luluh pada saat regangan beton

mencapai 0,003. Jika $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ dan $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$, untuk mendapatkan nilai c digunakan persamaan :

$$(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta) c^2 + (600 \cdot A_s - A_s \cdot f_y) c - 600 \cdot d' \cdot A_s = 0 \quad (3.37)$$

Kuat momen tahanan ideal dari pasangan kopel tulangan baja tekan dengan baja tarik tambahan serta kopel gaya beton tekan dengan baja tulangan baja tarik dihitung dengan persamaan:

$$M_{n,1} = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.38)$$

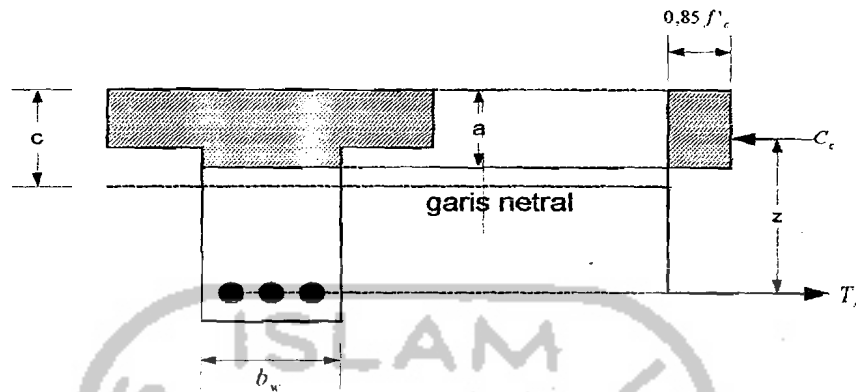
$$M_{n,2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (3.39)$$

$$M_n = M_{n,1} + M_{n,2} \quad (3.40)$$

SK-SNI T-15-1991-03 mensyaratkan bahwa untuk beton bertulang tahan gempa, kuat momen positif pada sisi muka join tidak boleh kurang dari 50% kuat momen negatif yang disediakan pada sisi muka join tersebut.

3. Balok T.

Analisis dan perencanaan balok yang dicetak menjadi satu kesatuan yang monolit dengan plat atap atau lantai, didasarkan pada anggapan bahwa antara keduanya terjadi interaksi saat menahan momen lentur positif yang bekerja pada balok. Interaksi tersebut membentuk satu kesatuan yang pada penampangnya membentuk huruf T tipikal dan oleh karenanya dinamakan balok T seperti terlihat pada Gambar 3.11.



Gambar 3.11 Penampang balok T sebagai satu kesatuan dengan sistem plat.

Lebar sayap (*flens*) efektif dari balok T ditentukan dengan mengambil nilai terkecil dari beberapa ketentuan dalam (SKSNI), yaitu:

- $\frac{1}{4}$ panjang balok,
- $b_w + 16 \cdot h_f$ (tinggi sayap/plat), dan
- jarak pusat ke pusat antar balok.

Balok sayap hanya ada pada satu sisi maka lebar sayap efektif yang diperhitungkan tidak lebih besar dari seperduabelas panjang bentangan balok, atau enam kali tebal plat, atau $\frac{1}{2}$ jarak bersih dengan balok disebelahnya.

Apabila $T_s > C_c$, maka balok berperilaku sebagai balok T murni dan daerah blok tegangan tekan akan meliputi seluruh sayap ditambah sebagai masuk ke daerah balok di bawah sayap, dan letak batas tepi bawah blok tegangan tekan ditentukan dengan:

$$a = \frac{T_s - C_c}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} + h_f \quad 3.41$$

dan,

$$\rho_{aktual} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} > \rho_{min}$$

$$M_R = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot h_f \cdot \left[d - \frac{1}{2} \cdot h_f \right]$$
3.42

untuk balok tampang T dihitung sebagai balok persegi:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$M_R = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left[d - \frac{a}{2} \right]$$
3.43

3.10.2. Penulangan Geser Balok Terlentur

Selain menahan beban lentur, balok pada saat yang sama juga menahan beban geser akibat lentur, Untuk komponen struktur beton bertulang, apabila gaya geser yang bekerja sedemikian besar diluar kemampuan beton untuk menahan maka perlu dipasang tulangan tambahan untuk menahan geser tersebut.

SK-SNI T-15-1991-03 menyatakan bahwa kuat geser yang disumbangkan beton ditentukan dengan persamaan :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$
(3.44)

bila gaya geser terfaktor V_u lebih besar dari kuat geser ϕV_c maka harus disediakan tulangan geser dengan persamaan :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$
(3.45)

dengan A_v adalah luas tulangan geser dalam jarak s .

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, SK-SNI-15-1991-03 mensyaratkan bahwa untuk daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis, gaya

geser yang disumbangkan beton sama dengan nol. Sedangkan besar gaya geser rencana yang harus ditahan struktur tahan gempa adalah :

$$V_{u,b} = 0,7 \cdot \frac{M_{kap} + M_{kap'}}{L_n} + 1,05 \cdot V_g \quad (3.46)$$

tetapi tidak boleh lebih dari :

$$V_{u,b} = 1,05 \cdot \left[V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4}{K} \cdot V_{E,b} \right] \quad (3.47)$$

dengan:

M_{kap} = momen kapasitas pada ujung komponen dengan memperhitungkan kombinasi momen positif dan momen negatif,

$M_{kap'}$ = momen kapasitas pada bidang muka kolom disebelahnya,

L_n = bentang bersih balok,

V_D = gaya geser balok akibat beban mati,

V_L = gaya geser balok akibat beban hidup, dan

V_E = gaya geser balok akibat beban gempa.

SK-SNI T-15-1991-03 mensyaratkan bahwa untuk komponen struktur tahan gempa sengkang tertutup harus dipasang dalam daerah sejauh dua kali tinggi komponen struktur kearah tengah bentang. Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm diukur dari sisi muka suatu komponen struktur pendukung. Spasi maksimum tulangan sengkang tidak melebihi :

- a. $\frac{1}{4}$ tinggi efektif balok,



- b. delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil,
- c. 24 kali diameter tulangan sengkang 200 mm, dan
- d. berdasarkan persamaan :

$$\frac{1600 \cdot A_{s,1} \cdot f_y}{(A_{s,a} + A_{s,b}) \cdot f_y} \quad (3.48)$$

dengan :

$A_{s,1}$ = luas satu kaki tulangan sengkang,

$A_{s,a}$ = luas tulangan longitudinal, dan

$A_{s,b}$ = luas tulangan longitudinal bawah.

3.10.3. Desain kolom

Kolom adalah komponen struktur dengan rasio tinggi terhadap dimensi lateral terkecil sama dengan 3 atau lebih digunakan terutama untuk mendukung beban aksial tekan (SK-SNI). Dengan fungsi tersebut maka kegagalan kolom dapat berarti keruntuhan total struktur. Oleh karena itu perencanaan kolom untuk struktur tahan gempa, harus diperhitungkan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan yang lebih dari pada komponen struktur lainnya, sehingga saat struktur menerima beban gempa besar, kolom-kolom dalam struktur tersebut masih dalam kondisi elastis, kecuali kolom pada lantai dasar dan pada ujung-ujung baloknya telah terbentuk sendi-sendi plastis.

Ketentuan mengenai kolom tahan gempa, kolom harus memiliki dimensi penampang terpendek yang diukur pada satu garis lurus melalui titik penampang, tidak boleh kurang dari 300 mm, rasio penampang terpendek terhadap dimensi

tegak lurus padanya tidak kurang dari 0,4, rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi penampang kolom terpendek tidak boleh lebih besar dari 25, dan untuk kolom yang mengalami momen yang berbalik tanda, rasionya tidak boleh lebih besar dari 16.

Kuat lentur perlu kolom tahan gempa disyaratkan oleh SK-SNI menurut persamaan berikut :

$$\sum M_{u,k} \geq 0,7 \cdot \omega_d \cdot \sum M_{kap,b} \quad (3.49)$$

tetapi tidak boleh lebih dari :

$$\sum M_{u,k} = 1,05 \cdot \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4}{K} \cdot M_{E,k} \right) \quad (3.50)$$

dengan :

$$M_{kap,b} = \phi \cdot M_{nak,b} \quad (3.51)$$

dimana :

$\sum M_{u,k}$ = jumlah momen rencana kolom,

ω_d = koefisien pembesar dinamis (1,3),

$\sum M_{kap,b}$ = jumlah momen kapasitas balok,

$M_{D,k}$ = momen akibat beban mati pada kolom,

$M_{L,k}$ = momen beban hidup pada kolom,

$M_{E,k}$ = momen akibat beban gempa pada kolom,

K -- factor jenis struktur,

- ϕ = faktor penambah kekuatan (*overstrength factor*) 1,25
 untuk $f_y \leq 400MPa$ dan 1,4 untuk $f_y > 400MPa$,
 dan
 $M_{nak,b}$ = kuat lentur nominal aktual balok.

Gaya aksial rencana yang bekerja pada kolom ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini :

$$N_{u,k} = \frac{0,7.R_v.\sum M_{kap,b}}{L_b} + 1,05.N_{g,k} \quad (3.52)$$

tetapi tidak boleh lebih dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4}{K} . N_{E,k} \right) \quad (3.53)$$

dengan :

R_v = factor reduksi tingkat,

L_b = bentang balok diukur dari pusat join,

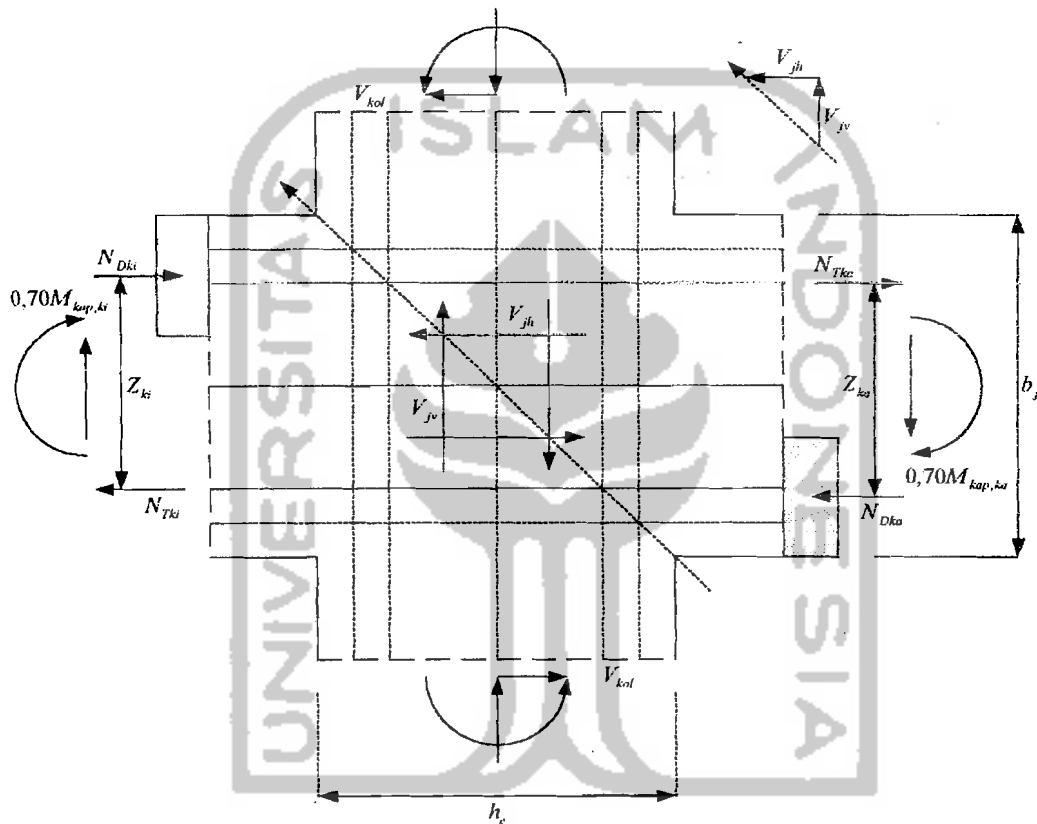
$N_{g,k}$ = gaya aksial akibat beban aksial terfaktor pada pusat
 join, dan

$N_{E,k}$ = gaya aksial akibat beban gempa pada pusat join.

3.11. Titik Pertemuan Portal

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, titik pertemuan portal harus memenuhi beberapa ketentuan. Momen lentur dan gaya geser kolom, serta geser horizontal V_{jh} dan geser vertikal V_{jv} yang melewati inti join harus dianalisis

dengan memperhitungkan pengaruh gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada join. Keseimbangan gaya-gaya pada titik pertemuan portal dapat dilihat pada Gambar 3.12.



Gambar 3.12 Gaya-gaya pada titik pertemuan rangka.