

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Pendahuluan

Dinding geser adalah komponen struktur yang berfungsi untuk meningkatkan kekakuan struktur dan menahan gaya lateral (SK-SNI, 1991). Dinding geser lebih kaku daripada struktur portal biasa sehingga lebih dapat menahan gaya-gaya lateral akibat gempa bumi, mengurangi defleksi lateral tiap tingkat (*interstory drift*) dan mengurangi kemungkinan terjadinya kerusakan elemen non-struktur (Nawi, 1996).

Pemberian dinding geser pada struktur bangunan akan memperkecil momen, gaya geser dan gaya aksial yang terjadi pada balok dan kolom akibat beban lateral, sehingga dimensi balok dan kolom dapat diperkecil (Schueler, 1989). Akibatnya struktur yang memakai dinding geser ekonomis untuk gedung bertingkat sampai 50 atau lebih (Smith and Coull, 1991).

Beberapa penelitian sebelumnya yang digunakan sebagai tinjauan pustaka pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Penelitian Lepti Subandi dan Robby Dwi Hartanto (2000)

Penelitian yang dilakukan mengambil topik *Desain Struktur Frame Wall Ductile Dengan Memperhitungkan Kekakuan Balok Pondasi*. Pada penelitian ini dilakukan desain tentang perilaku struktur dengan memperhitungkan kekakuan

balok pondasi, yang dipakai dalam perancangan yaitu pada nilai  $E = 1E6$  yang simpangan horizontalnya antara simpangan akibat perletakan jepit murni ( $E = 1E10$ ) dan sendi murni ( $E = 0$ ). Dari penelitian ini diketahui bahwa gaya geser pada dinding geser dengan dukungan jepit lebih besar dibandingkan dukungan fleksibel dan sendi murni sehingga dalam perencanaannya boros. Program analisis struktur yang digunakan adalah SAP90 dengan frame 3D.

## 2. Penelitian Arman Efendi S. dan Nur Angraini (2000)

Peneliti mengambil bahasan dengan judul *Pengaruh Rasio Dinding Geser-Portal Pada Analisis dan Desain Bangunan Bertingkat Tahan Gempa*. Pada penelitian ini, dilakukan analisis tentang perilaku struktur dengan rasio dinding geser yang berbeda pada struktur yang sama akibat beban lateral gempa. Program analisis struktur yang digunakan adalah SAP90 dengan frame 3D. Dari penelitian ini disimpulkan pemakaian dinding geser dengan rasio *wall frame* 1/5 atau 20% dari jumlah portal adalah yang paling menguntungkan dari segi ekonomisnya.

## 2.2 Pembahasan Penelitian Terdahulu

Dari hasil penelitian yang telah dilakukan beberapa peneliti di atas dapat disimpulkan bahwa struktur yang dimodelkan pada penelitian tersebut hanya menggunakan jumlah tingkat yang sama. Dengan adanya masalah tersebut, maka pada tugas akhir ini penulis akan mencoba menganalisis dan mendesain pengaruh variasi jumlah tingkat pada struktur *frame-wall ductile* dengan kekakuan balok pondasi yang berbeda.

## BAB III

### LANDASAN TEORI

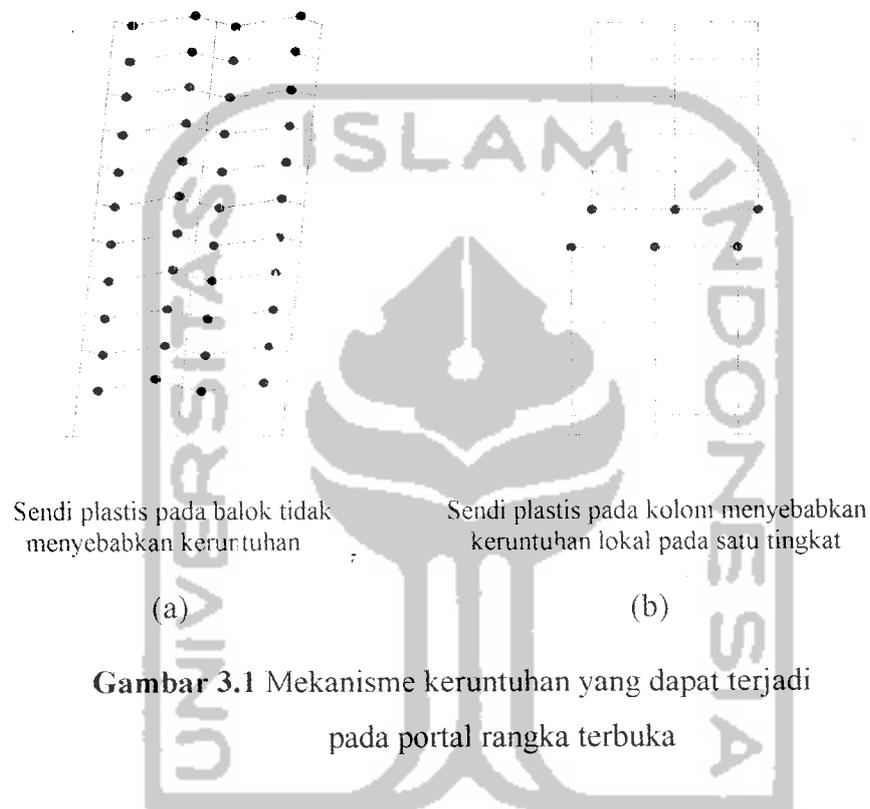
#### 3.1 Pendahuluan

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, terbentuknya sendi-sendi plastis yang mampu memencarkan energi gempa dan membatasi besarnya beban gempa yang masuk ke dalam struktur, harus dikendalikan agar struktur berperilaku memuaskan dan tidak sampai runtun saat terjadi gempa kuat. Pengendalian terbentuknya sendi-sendi plastis pada lokasi-lokasi yang telah ditentukan lebih dahulu dapat dilakukan secara pasti terlepas dari kekuatan dan karakteristik gempa. Filosofi perencanaan ini dikenal sebagai *Konsep Desain Kapasitas* (Vis dan Gideon, 1994). Untuk mengantisipasi kerusakan fatal dalam perencanaan struktur bangunan, dapat direncanakan desain kapasitas yang memiliki daktilitas penuh.

Menurut Paulay dan Priestley (1992), perencanaan daktil pada prinsipnya adalah mengarahkan pola keruntuhan yang tidak membahayakan. Pada perencanaan struktur daktil biasanya dipakai konsep *strong coloumn weak beam* dimana akan terjadi pemencaran energi pada banyak unsur seperti pada Gambar 3.1.

Untuk menjamin terjadinya mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok, digunakan aplikasi metode daktil agar

kolom-kolom lebih kuat dari balok-balok pada satu portal. Keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas juga diusahakan agar tidak terjadi dari kegagalan akibat lentur pada sendi-sendi plastis balok setelah mengalami rotasi-rotasi plastis yang cukup besar (Paulay dan Priestley, 1992).



**Gambar 3.1** Mekanisme keruntuhan yang dapat terjadi pada portal rangka terbuka

### 3.2 Analisa Beban Gempa

Perencanaan struktur bangunan tahan gempa harus menganalisis beban akibat gempa. Pada penelitian numeris ini, metode analisis beban gempa menggunakan analisis beban gempa ekuivalen statik yang sesuai dengan PPTGIUG (1983) sebagai berikut ini.

### 3.2.1 Gaya Geser Dasar (V)

Gaya geser dasar merupakan gaya geser horizontal total yang besarnya dipengaruhi oleh persamaan berikut.

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (3.1)$$

dengan : C = koefisien gempa dasar

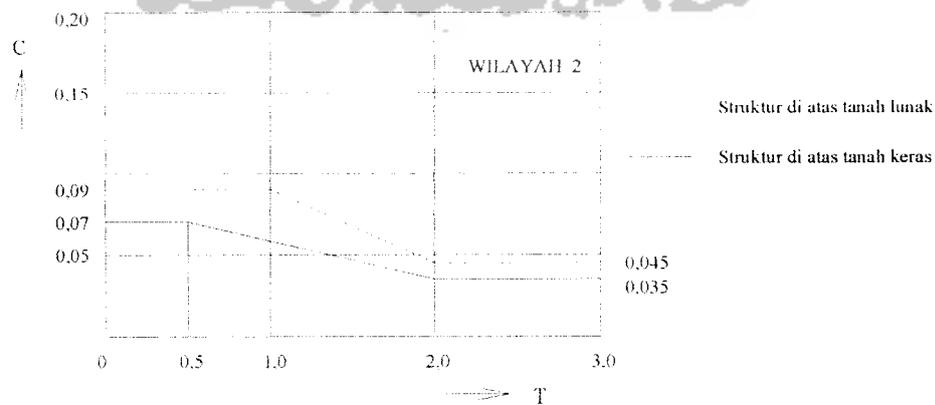
I = faktor keutamaan gedung

K = faktor jenis gedung

W<sub>t</sub> = berat total struktur (kN)

### 3.2.2 Koefisien Gempa Dasar (C)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Koefisien C tergantung pada frekuensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur (T) dan kondisi tanah setempat. Di dalam penelitian numeris ini, diasumsikan letak bangunan berada pada wilayah gempa 2 sehingga koefisien gempa dasar (C) diperoleh dari Gambar 3.2 berikut ini,



Gambar 3.2 Koefisien gempa dasar C pada wilayah gempa 2

Koefisien gempa dasar ditentukan sesuai dengan wilayah gempa dimana bangunan berada, dengan memakai waktu getar alami struktur. Untuk struktur *frame-wall*, rumus untuk mencari waktu getar alami struktur adalah sebagai berikut:

$$T = \frac{0,09Hn}{\sqrt{B}} \quad (3.2)$$

$T$  = waktu getar alami struktur (det)

$Hn$  = tinggi struktur permukaan yang dikekang (m)

$B$  = lebar bangunan (m)

### 3.2.3 Faktor Keutamaan Gedung (I)

Pada perencanaan struktur di daerah rawan gempa, perlu diperhatikan tingkat kepentingan struktur terhadap bahaya gempa yang berbeda-beda tergantung pada fungsi bangunannya. Semakin penting suatu bangunan semakin besar perlindungan yang harus diberikan. Faktor keutamaan ini dipergunakan untuk memperbesar gempa rencana agar struktur dapat memikul beban gempa dengan periode ulang yang panjang atau struktur mempunyai tingkat kerusakan yang lebih kecil.

### 3.2.4 Faktor Jenis Struktur (K)

Faktor jenis struktur K dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan lateral yang cukup untuk menjamin bahwa daktilitas yang dituntut tidak lebih besar dari daktilitas yang tersedia pada saat terjadi gempa kuat. Semakin tinggi nilai K maka semakin rendah nilai daktilitasnya.

### 3.2.5 Berat Total Bangunan (Wt)

Merupakan berat total dari struktur bangunan yang direncanakan ditambah dengan beban hidup.

### 3.2.6. Distribusi Gaya Geser Horizontal (Fi)

Distribusi gaya geser horizontal ( $F_i$ ) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur ( $H$ ) terhadap lebar struktur ( $B$ ) arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut:

1. struktur bangunan gedung yang memiliki nilai  $H/B < 3$ , maka gaya geser horizontal ( $F_i$ ) akibat gempa untuk masing-masing lantai dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.3)$$

2. struktur bangunan gedung yang memiliki nilai  $H/B \geq 3$ , maka 90% beban didistribusikan berupa gaya geser horizontal ( $F_i$ ) akibat gempa untuk masing-masing lantai yang dihitung dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas (atap) yang ditunjukkan oleh persamaan berikut:

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9V \quad (3.4)$$

$$F_{atap} = 0,1 \cdot V + \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9V \quad (3.5)$$

### 3.2.7 Evaluasi Periode Getar Struktur

Menurut Widodo (1998), di dalam analisis beban dengan gempa perlu dilakukan evaluasi terhadap periode getar struktur yang ditinjau. Pada penelitian numeris ini, evaluasi periode getar struktur yang terjadi dianalisis dengan menggunakan metode *Rayleigh*, yang besarnya menurut persamaan berikut,

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.6)$$

dimana,  $g$  = gravitasi bumi ( $9,81 \text{ m/det}^2$ )

$F_i$  = gaya hirizontal pada tingkat ke- $i$  akibat gaya gempa (kN)

$d_i$  = simpangan horisontal struktur pada tingkat ke- $i$  (cm)

Nilai periode getar ( $T$ ) dengan menggunakan metode *Rayleigh* ini harus mendekati 80% - 120% dari asumsi periode getar awal, jika tidak memenuhi maka siklus diulangi dari menghitung koefisien gempa dasar.

### 3.3 Perencanaan Kekakuan Balok Pondasi

Balok Pondasi disyaratkan untuk dipasang pada setiap jenis pondasi. Secara konservatif balok pondasi ini disyaratkan dapat menahan  $0,1 P_c$  yang terjadi, dimana  $P_c$  adalah gaya aksial maksimum yang bekerja pada kolom (Paulay dan Priestley, 1992).

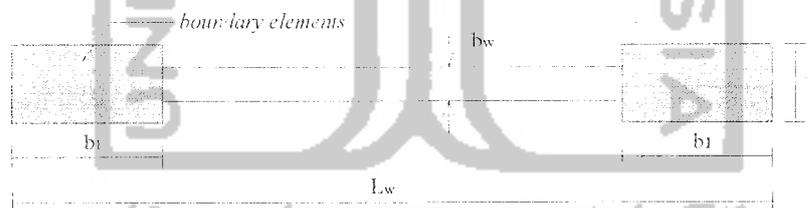
Balok pondasi merupakan elemen stabilitas struktur sehingga posisi kolom stabil dan tidak cepat rusak akibat gaya lateral. Saat terjadi gempa, berguna untuk memperkecil simpangan lateral yang terjadi. Dalam menahan gaya gempa variasi kekakuan mempengaruhi perletakan pondasi dari sendi murni ( $k = 0$ ) sampai jepit penuh ( $k = \infty$ ).

### 3.4 Perencanaan Dinding Geser

Peristiwa tekuk pada dinding geser dapat dihindari dengan memakai elemen pembatas (*boundary element*) yang berfungsi untuk mengakukan dinding geser. Elemen pembatas diperlukan bila pada batas dan sekeliling tepi bukaan dinding dimana tegangan akibat gaya terfaktor termasuk pengaruh gempa pada saat terluar mencapai nilai maksimumnya dan melampaui nilai  $0,2 f_c'$  (SK-SNI, 1991). Komponen dinding pembatas dalam dinding struktural harus diproporsikan untuk memikul seluruh beban gravitasi terfaktor yang bekerja pada dinding termasuk berat sendiri dan gaya verikal yang diperlukan untuk menahan momen guling yang dihitung dari gaya berfaktor yang berhubungan dengan pengaruh gempa.

Langkah-langkah perencanaan dinding geser adalah sebagai berikut ini.

#### 1. Perencanaan dimensi dinding geser



Untuk menghindari terjadinya tekuk pada dinding geser, maka tebal dinding geser

diambil:

$$b_w \geq \frac{h_s}{20}$$

$$= 150 \text{ mm} \quad (3.7)$$

#### 2. Perencanaan panjang total dinding geser ( $l_w$ )

$$h_s / l_w \leq 9 \quad (3.8)$$

### 3. Perencanaan dimensi *boundary elements*

$$b \geq b_w \quad b_1 \geq \frac{bc \cdot l_w}{10 \cdot b} \quad (3.9)$$

$$b \geq bc \quad b_1 \geq \frac{bc^2}{b} \quad (3.10)$$

$$b \geq h_1 / 16 \quad b_1 \geq h_1 / 16 \quad (3.11)$$

dengan nilai  $bc$  sebesar:

$$bc = 0,017 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu \phi} \quad \text{jika digunakan 2 lapis tulangan} \quad (3.12)$$

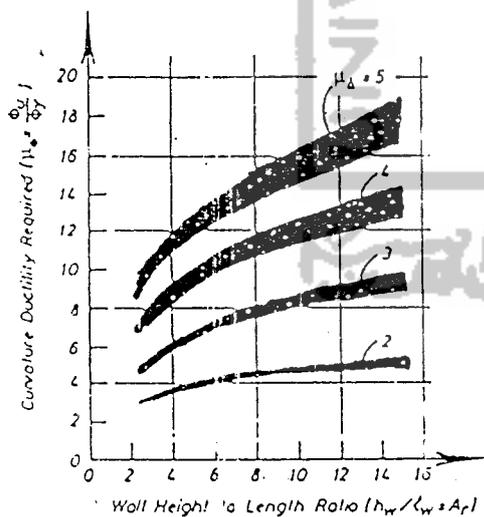
$$bc = 0,022 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu \phi} \quad \text{jika digunakan 1 lapis tulangan} \quad (3.13)$$

dimana,  $h_s$  = tinggi bangunan total (mm),

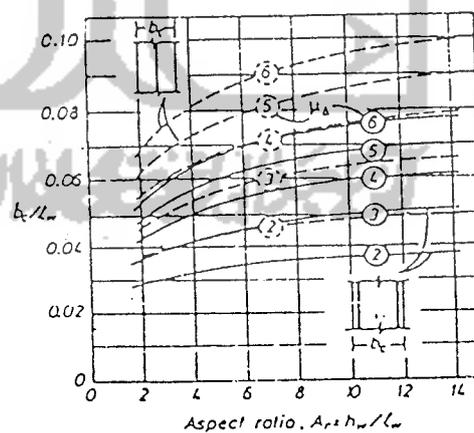
$h_1$  = tinggi lantai pertama (mm),

$bc$  = ketebalan dinding geser kritis (300),

$\mu \phi$  = perbandingan rasio daktilitas.



Gambar 3.3a Rasio daktilitas



Gambar 3.3b Hubungan daktilitas dengan ketebalan dinding

Dari persamaan (3.9), (3.10), (3.11) diambil nilai  $b$  dan  $b_1$  yang terbesar.

#### 4. Cek luas *boundary elements* yang terjadi ( $A_{wb}$ )

$$bc^2 \leq A_{wb} \geq bc.lw/10 \quad (3.14)$$

#### 5. Persyaratan kuat lentur dinding geser

Kuat lentur perlu bagi dinding geser yang dinyatakan oleh momen lentur perlu  $M_{u,d}$  harus memenuhi persyaratan kuat lentur untuk kondisi pembebanan tanpa beban gempa maupun dengan beban gempa sebagai berikut ini,

$$M_{u,d} = 1,2.M_{D,d} + 1,6.M_{L,d} \quad (3.15)$$

$$M_{u,d} = 1,05 (M_{D,d} + M_{L,d} + M_{E,d}) \quad (3.16)$$

$$M_{u,b} = 0,9 (M_{D,b} + M_{E,b}) \quad (3.17)$$

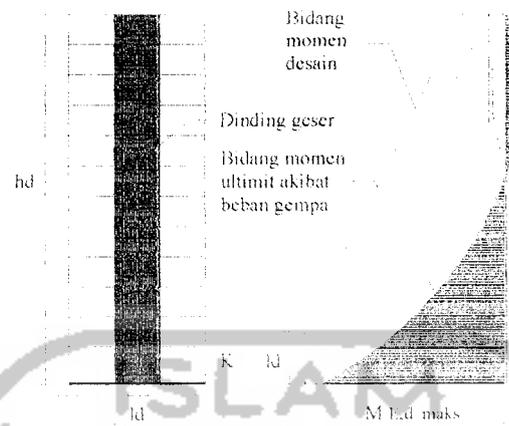
Dimana:

$M_{D,d}$  = momen lentur dinding geser akibat beban mati (kNm),

$M_{L,d}$  = momen lentur dinding geser akibat beban hidup dengan memperhitungkan reduksinya sehubungan dengan peluang terjadinya beban hidup penuh secara serempak (kNm),

$M_{E,d}$  = momen lentur dinding geser akibat beban gempa (kNm).

Untuk menjamin saat terjadinya gempa kuat dinding geser tetap berperilaku elastis kecuali pada penampang dasar, dimana sendi plastis dapat terbentuk, maka dinding momen akibat beban gempa harus digeser ke atas sejauh lebar horizontal dinding geser, seperti ditunjukkan Gambar 3.4.



**Gambar 3.4** Bidang momen (*moment envelope*) dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perancangan

### 1. Perencanaan geser

Kuat geser perlu bagi dinding geser pada penampang dasar sehubungan dengan adanya pembesaran dinamik sewaktu struktur berespons inelastik terhadap gempa kuat, harus dihitung dengan persamaan di bawah ini,

$$V_u = V_{wall} = \omega_v \cdot \phi_{o,w} \cdot V_E \quad (3.18)$$

dengan:  $\omega_v = 0,9 + n/10$  untuk gedung  $\leq 6$  lantai (3.19)

$\omega_v = 1,3 + n/30$  untuk gedung diatas 6 lantai (3.20)

$$\phi_{o,w} = \frac{M_{o,w}}{M_E} \quad (3.21)$$

dimana:  $V_{wall}$  = gaya geser rencana dinding geser (kN),

$V_E$  = gaya geser maksimum dinding geser akibat beban gempa tak berfaktor pada penampang dasar (kN),

$\omega_v$  = faktor pembesaran dinamik,

$M_{o,w}$  = momen kapasitas dinding geser pada penampang yang dihitung berdasarkan luas baja tulangan yang terpasang dengan tegangan tarik baja tulangan (kNm),

$M_E$  = momen lentur maksimal dinding geser akibat beban tak berfaktor pada penampang dasar (kNm).

a. Tegangan geser ideal yang terjadi ( $v_i$ ) adalah sebagai berikut ini,

$$v_i = \frac{V_{wall}}{bw.d} \quad ; \text{ dengan } d = 0,8.l_w \quad (3.22)$$

b. Nilai  $v_i$  ini tidak boleh lebih besar dari  $v_{i,maks}$  yang nilainya sebesar:

$$v_{i,maks} \leq \left[ \frac{0,22.\phi}{\mu} + 0,03 \right] f_c' < 0,16.f_c' \quad (3.23)$$

dengan,  $\mu$  = daktilitas yang digunakan

atau,

$$v_{i,maks} \leq 0,16.f_c' \leq 6 \text{ MPa} \quad (3.24)$$

c. Kontribusi beton di dalam dinding geser ( $v_c$ ) itu sendiri sebesar:

$$v_c = 0,6.\sqrt{Pu/Ag} \quad (\text{MPa}) \quad (3.25)$$

dengan;  $Pu$  = beban aksial minimum pada dinding geser (kN),

$Ag$  = luas total dari dinding geser (mm).

d. Cek kebutuhan tulangan geser

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{(v_i - v_c).bw}{f_y} \quad (3.26)$$

dengan;  $A_v$  = luas tulangan geser (mm<sup>2</sup>),

$v_i$  = tegangan geser ideal (kN/mm<sup>2</sup>),

$v_c$  = tegangan akibat kontribusi beton (kN/mm<sup>2</sup>),

$w_b$  = tebal dinding geser (mm),

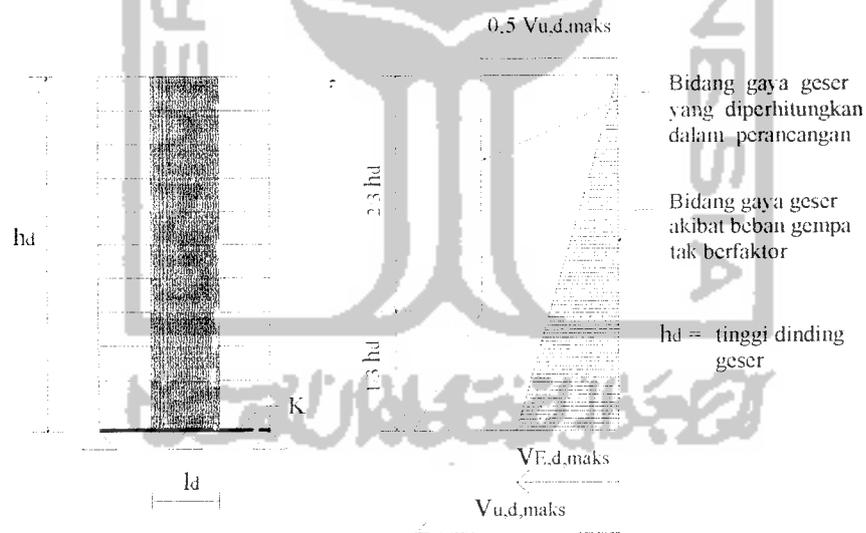
$s$  = jarak tulangan geser (mm).

e. Cek jarak tulangan geser

$$s \leq 2.5.b_w \text{ (mm)}$$

$$\leq 450 \text{ (mm)} \quad (3.27)$$

Untuk menjamin agar dinding geser memiliki kuat geser yang cukup sepanjang tinggi dinding, maka bidang gaya geser perlu akibat beban gempa sepanjang tinggi dinding harus dimodifikasi. Dari  $V_{u,d,maks}$  sampai  $1/3hd$  berbentuk linier, kemudian tetap nilainya sebesar  $0,5.V_{u,d,maks}$  sampai puncak dinding geser, seperti ditunjukkan pada gambar di bawah ini.



**Gambar 3.5** Bidang gaya geser perlu pada dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perencanaan.

### 3.5 Desain Balok

#### 3.5.1 Persyaratan Kuat Lentur Balok Portal

Kuat lentur perlu bagi balok portal yang dinyatakan oleh momen lentur perlu  $M_{u,b}$  harus memenuhi persyaratan kuat lentur kondisi pembebanan tanpa beban gempa maupun dengan beban gempa sebagai berikut ini,

$$M_{u,b} = 1,2.M_{D,b} + 1,6.M_{L,b} \quad (3.28)$$

$$M_{u,b} = 1,05 (M_{D,b} + M_{L,b} + M_{E,b}) \quad (3.29)$$

$$M_{u,b} = 0,9 (M_{D,b} + M_{E,b}) \quad (3.30)$$

Dimana:

$M_{D,b}$  = momen lentur balok portal akibat beban mati (kNm),

$M_{L,b}$  = momen lentur balok portal akibat beban hidup dengan memperhitungkan reduksinya sehubungan dengan peluang terjadinya beban hidup penuh secara serempak (kNm),

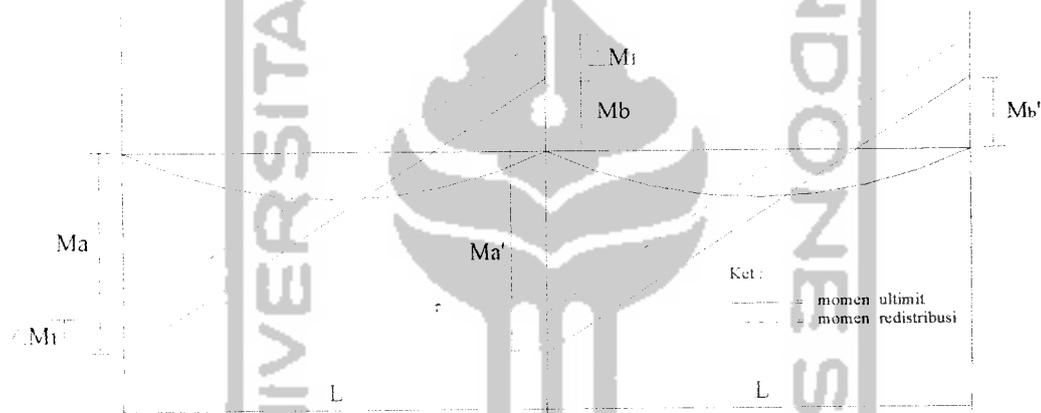
$M_{E,b}$  = momen lentur balok portal akibat beban gempa (kNm).

#### 3.5.2 Redistribusi Momen

Hasil superposisi momen akibat beban gempa dan beban gravitasi menghasilkan momen tumpuan (biasanya negatif) yang bertambah besar dan momen lapangan (biasanya positif) yang jauh lebih kecil. Tidak berimbangny momen lentur didaerah tumpuan dan lapangan sering menyebabkan pemanfaatan tinggi balok yang tidak optimal untuk memperoleh kuat lentur yang diperlukan. Momen tumpuan yang besar menyebabkan kebutuhan tulangan lentur yang berlebihan.

### 3.5.3 Syarat Keseimbangan dan Batas Redistribusi Momen

Syarat yang perlu diperhatikan dalam proses redistribusi momen adalah keseimbangan gaya-gaya gempa dan gaya-gaya akibat beban gravitasi harus dipertahankan. Selama proses redistribusi momen, suatu penambahan atau pengurangan momen sebesar  $\Delta M$  harus disertai pula dengan penggantian, penambahan atau pengurangan momen lain dengan jumlah yang sama sebesar  $\Delta M$  pada lajur balok yang sama.



Gambar 3.6 Metode redistribusi momen

Dari gambar di atas dapat dijelaskan karakteristik untuk keseimbangan redistribusi momen balok menerus. Sebagai contoh, ketika momen balok  $M_a$  dikurangi dengan  $\Delta M_1$  maka momen balok  $M_b$  ditambah dengan jumlah yang sama ( $\Delta M_1$ ). Dengan demikian maka jumlah total momen ujung balok pada bentang yang dimaksud akan tetap seimbang sebelum dan setelah redistribusi momen. Untuk elemen dalam satu bentang, besarnya reduksi momen ( $\Delta M$ ) direkomendasikan tidak lebih dari 30% dari momen maksimum pada suatu bentang.

### 3.5.4 Tujuan Redistribusi Momen

Didalam perencanaan balok dari portal bertulang yang efisien, masalah-masalah yang timbul karena perbedaan nilai momen tumpuan dan momen lapangan yang terlalu besar, maka dipakai teknik redistribusi momen dengan tujuan sebagai berikut.

1. Mengurangi momen maksimum nyata, biasanya pada daerah momen negatif dari balok, dan menggantikannya dengan menambah momen-momen pada daerah nonkritis (biasanya pada daerah momen positif dari balok).
2. Memanfaatkan sepenuhnya kapasitas momen positif dari bagian-bagian balok pada muka-muka kolom, paling sedikit 50% dari kapasitas momen negatif pada bagian yang sama.
3. Mengurangi besarnya momen-momen yang masuk pada kolom-kolom kritis, terutama karena desak aksial atau oleh tegangan aksial.

### 3.5.5 Desain Tulangan Longitudinal Balok

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

Untuk perencanaan struktur bangunan dengan daktilitas penuh nilai rasio tulangan yang dipakai adalah  $\geq 0,5$ .

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{M^+}{M^-} \geq 0,5 \quad (3.31)$$

dengan menggunakan tabel pada lampiran 3, didapat nilai  $\rho$ .

$$\text{Luas tulangan tarik, } A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.32)$$

$$\text{Luas tulangan desak, } A_s' = \rho' / \rho \cdot A_s \quad (3.33)$$

Kontrol jarak tulangan yang dipakai,

$$J_{bd} = \frac{(b - (P_b + \phi_s) \cdot 2 - n \cdot D)}{(n - 1)} \quad (3.34)$$

**Check momen nominal penampang:**

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b \quad (3.35)$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 \cdot A_s' \quad (3.36)$$

$$T = A_s \cdot f_y \quad (3.37)$$

Dari persamaan diatas keseimbangan gaya-gaya dalam menjadi,

$$T = C_c + C_s$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot c - (600 \cdot A_s' \cdot d') = 0 \quad (3.38)$$

dari persamaan (3.39) diperoleh nilai c dan a terpakai.

Periksa baja tulangan desak terpakai:

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 < f_y, \text{ berarti tulangan desak belum leleh, dipakai nilai } f_s = f_s'$$

$$\text{maka : } M_{n1} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \quad (3.39)$$

$$M_{n2} = A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d') \quad (3.40)$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot 600 > f_y \text{ berarti tulangan desak sudah leleh, dipakai nilai } f_s = f_y$$

$$\text{maka : } M_{n1} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$$

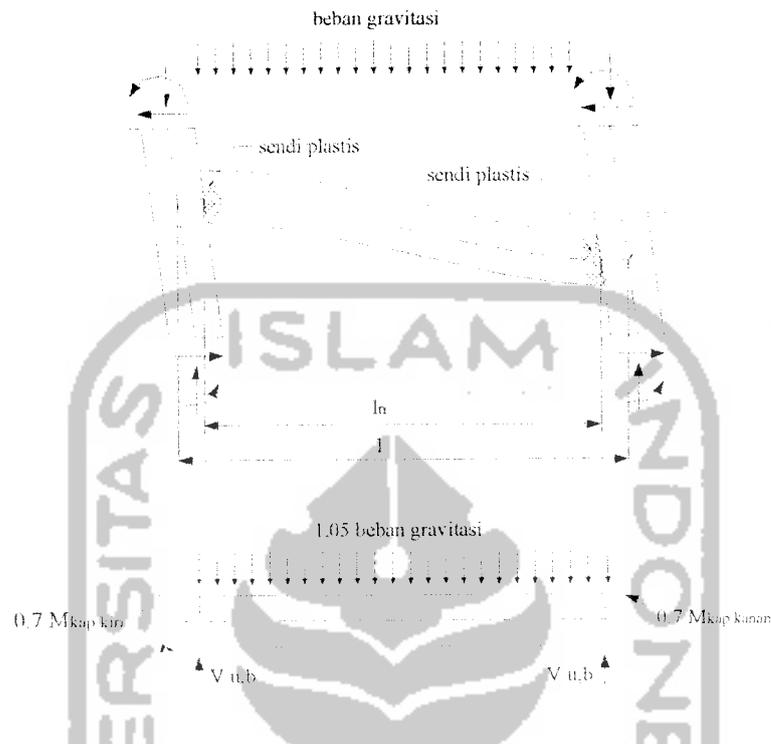
$$M_{n2} = A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (3.41)$$

$$M_{nak\ b} = M_{n1} + M_{n2}$$

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) + A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (3.42)$$

$$M_{nak\ b'} = A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (3.43)$$

### 3.5.6 Pesyaratan Kuat Geser Balok Portal



**Gambar 3.7** Balok portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok

Kuat geser perlu bagi balok portal yang dibebani oleh berat sendiri dan beban gravitasi sepanjang bentangnya harus dihitung dalam kondisi terjadinya momen-momen kapasitas di sendi plastis pada kedua ujung balok portal itu dengan tanda yang berlawanan, menurut persamaan berikut ini,

$$V_{u,b} = 0,7 \frac{(M_{kap.ki} + M_{kap.ka})}{l_n} + 1,05V_g \quad (3.44)$$

dengan syarat:

$$V_{u,b} \leq V_{ultim} \text{ atau } V_{u,b} \leq \phi_{geser} V_{nominal} \quad (3.45)$$

Di daerah sendi plastis, kontribusi beton dianggap tidak ada ( $V_c = 0$ )

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.46)$$

dimana:

$$V_s = \frac{(A_v \cdot f_y \cdot d)}{s} \quad (3.47)$$

$$\phi_{geser} = 0,6$$

Dalam segala hal, kuat geser perlu balok tidak boleh melebihi dari persamaan ini,

$$V_{u,b} = 1,05(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4}{K}V_{E,b}) \quad (3.48)$$

dimana:

$V_g$  = gaya geser balok akibat berat sendiri, gravitasi dengan memperhitungkan beban hidup tereduksi (kN),

$V_{D,b}$  = gaya geser akibat beban mati (kN),

$V_{L,b}$  = gaya geser akibat beban hidup (kN),

$V_{E,b}$  = gaya geser akibat bebari gempa (kN),

$K$  = faktor jenis bangunan.

### 3.6 Desain Kolom Tahan Gempa

Dalam segala hal, kuat lentur rancang kolom portal berdasarkan tulangan longitudinal yang terpasang harus dapat menampung kombinasi pembebanan berfaktor oleh beban gravitasi dan oleh beban gempa dalam dua arah yang saling tegak lurus (100% dalam satu arah, 30% dalam arah tegak lurus pada arah tersebut).

#### 3.6.1 Kondisi Beban Sentris

Kolom dalam kondisi ini, pada awalnya pada awalnya baik beton maupun baja pada awalnya berperilaku elastis. Pada saat regangannya mencapai sekitar

0,002 sampai 0,003, beton mencapai kekuatan maksimal  $f_c$ . Secara teoritis, beban maksimum yang dapat dipikul oleh kolom adalah beban yang menyebabkan terjadinya tegangan  $f_c$  pada beton. Penambahan beban yang lebih lanjut bisa saja terjadi apabila *strain hardening* pada baja terjadi disekitar regangan 0,003. Dengan demikian, kapasitas beban sentris  $P_o$  dapat dinyatakan dalam persamaan dibawah ini:

$$P_o = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \quad (3.49)$$

Dan tidak boleh lebih besar dari:

1. untuk kolom dengan penulangan spiral:

$$\phi P_{n(max)} = 0,85 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \quad (3.50)$$

2. untuk kolom dengan penulangan sengkang:

$$\phi P_{n(max)} = 0,3 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \quad (3.51)$$

dengan:

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan

$$\phi_{\text{sengkang biasa}} = 0,65 \text{ dan } \phi_{\text{sengkang spiral}} = 0,70$$

$A_g$  = luas kotor penampang melintang kolom ( $\text{mm}^2$ )

$A_{st}$  = luas total penampang tulangan memanjang ( $\text{mm}^2$ )

$P_n$  = kuat beban aksial nominal dengan eksentrisitas tertentu (kN).

### 3.6.2 Kondisi Seimbang (*balance*)

- Jika eksentrisitas semakin kecil, maka akan ada suatu transisi dari keruntuhan tarik utama kekeruntuhan tekan utama. Kondisi keruntuhan *balance* tercapai apabila tulangan tarik mengalami regangan lelehnya ( $E_y$ ) dan pada saat itu pula beton mengalami regangan batasnya (0,003) dan mulai hancur.

$$cb = \frac{600.d}{600 + Jy} \text{ dan } ab = \beta_1.cb \quad (3.52)$$

Beban aksial nominal dalam kondisi *balance*,  $P_{nb}$  dapat dihitung dengan persamaan,

$$C_c = 0,85.f_c.ab.b \quad (3.53)$$

$$C_{s1} = A_s'.f_y \quad (3.54)$$

$$C_{s2} = A_{sk1} = A_{sk} \cdot f_s' \quad (3.55)$$

$$P_{nb} = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_s \quad (3.55)$$

$$M_{nb} = C_c.(y - ab/2) + C_{s1}.(y - d') + T_s.(d - y) \quad (3.56)$$

Beban-beban dengan eksentrisitas yang lebih kecil dari  $e_b$ , akan menyebabkan keruntuhan utama pada nilai batas yang lebih besar dari  $P_{nb}$ , beban-beban dengan eksentrisitas yang lebih besar dari  $e_b$ , menyebabkan keruntuhan tarik pada beban yang lebih kecil dari  $P_{nb}$ .

### 3.6.3 Kondisi Patah Tarik (keruntuhan tarik)

Awal keadaan runtuh dalam hal eksentrisitas yang besar dapat terjadi dengan lelehnya tulangan baja yang tertarik. Peralihan dari keruntuhan tekan keruntuhan tarik terjadi pada  $e = e_b$ . Jika  $e > e_b$  atau  $P_n < P_{nb}$ , maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik yang diawali lelehnya tulangan tarik. Dengan demikian berarti  $f_s = f_y$ , sedangkan pada tulangan baja tekan masih terdapat dua kemungkinan yaitu luluh atau belum.

Apabila penulangan tekan diasumsikan telah leleh, dan  $A_s = A_s'$  maka didapat persamaan,

$$P_n = 0,85.f_c.a.b \quad (3.57)$$

Keseimbangan momen terhadap pisat plastis, dimana jarak eksentrisitas  $e$  ditentukan  $M = 0$ , menghasilkan persamaan berikut:

$$Mn = Pn.e = 0,85, f'c.a.b.\frac{1}{2}(h-a) + As'.fy\left[\frac{1}{2}h-d'\right] + As.fy\left[d-\frac{1}{2}h\right] \quad (3.58)$$

$$Pn.e = 0,85, f'c.a.b.\frac{1}{2}(h-a) + As.fy.(d-d') \quad (3.59)$$

### 3.6.4 Kondisi Patah Tekan (keruntuhan tekan)

Agar dapat terjadi keruntuhan yang diawali dengan hancurnya beton, eksentrisitas harus lebih kecil dari  $e_b$  ( $e < e_b$ ) dan tegangan pada tulangan tariknya lebih kecil dari tegangan lelehnya yaitu  $f_s < f_y$ .

Dalam proses analisa (maupun desain) diperlukan persamaan dasar keseimbangan. Selain itu diperlukan prosedur coba-coba dan adanya kesesuaian regangan diseluruh bagian penampang

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_s \quad (3.60)$$

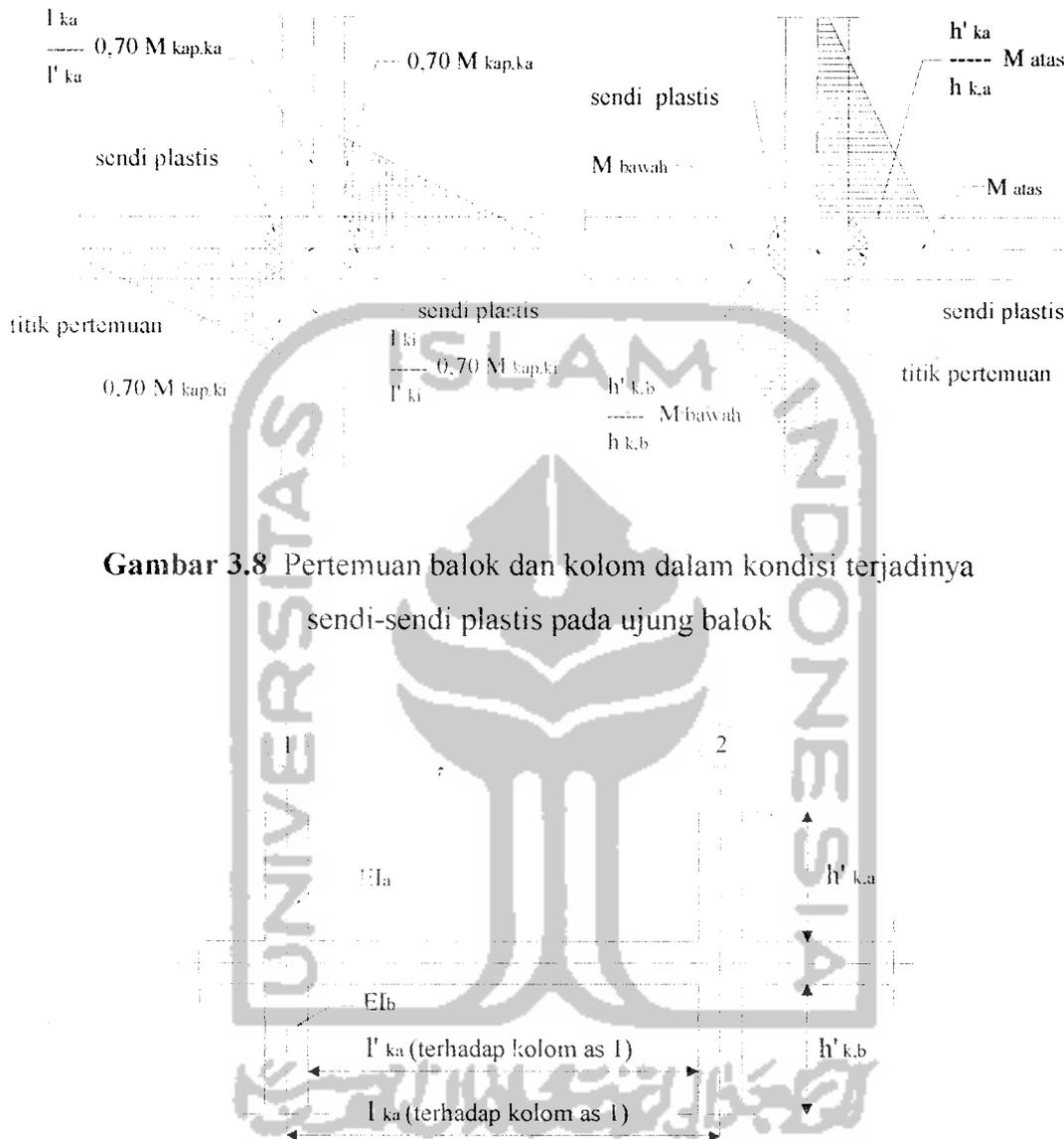
$$M_n = C_c.(y - a/2) + C_{s1}.(y - d') + C_{s2}.(0) + T_s.(d - y) \quad (3.61)$$

### 3.6.5 Kondisi Momen Murni

Pada kondisi momen murni gaya aksial  $P = 0$ , sehingga kontribusi tulangan desak  $A_s'$  dapat diabaikan dalam perhitungan, karena untuk  $P = 0$ , luas tulangan desak ini tidak menentukan (Nawy,1990).

$$M_{n0} = As.fy.(d - a/2) + (0,25.A_s).fy.(y - a/2) \quad (3.62)$$

### 3.6.6 Persyaratan Kuat Lentur Kolom Portal



**Gambar 3.8** Pertemuan balok dan kolom dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung balok

$$K_a = \frac{EI_a}{h'_{ka}}$$

$$K_b = \frac{EI_b}{h'_{kb}}$$

$$\alpha_a = \frac{K_a}{K_a + K_b}$$

$$\alpha_b = \frac{K_b}{K_a + K_b}$$

Kuat lentur perlu bagi kolom portal dengan daktilitas penuh pada bidang muka balok berdasarkan terjadinya momen kapasitas di sendi plastis pada kedua

ujung balok yang bertemu pada kolom itu, dinyatakan oleh momen lentur perlu  $M_{u,k}$  dengan gaya aksial  $N_{u,k}$  yang bersangkutan, harus dihitung berturut-turut menurut persamaan-persamaan berikut ini,

$$M_{u,k} = \frac{h'_k}{h_k} \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot 0,7 \cdot \left[ \frac{l_{ki}}{l'_{ki}} M_{kap,k} + \frac{l_{ka}}{l'_{ka}} M_{kap,ka} \right] \quad (3.63)$$

akan tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari:

$$M_{u,k} = 1,05 \cdot \left[ M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right] \quad (3.64)$$

dengan :

$M_{u,k}$  = momen lentur perlu bagi kolom portal pada bidang muka balok,

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

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

$M_{E,k}$  = momen pada kolom akibat beban gempa dasar (tanpa faktor pengali tambahan),

$h_k$  = tinggi kolom portal dari titik pertemuan ke titik pertemuan (as ke as),

$h'_k$  = tinggi bersih kolom portal,

$l_k$  = bentang balok portal dari titik pertemuan ke titik pertemuan (as ke as),

$l'_k$  = bentang bersih kolom portal,

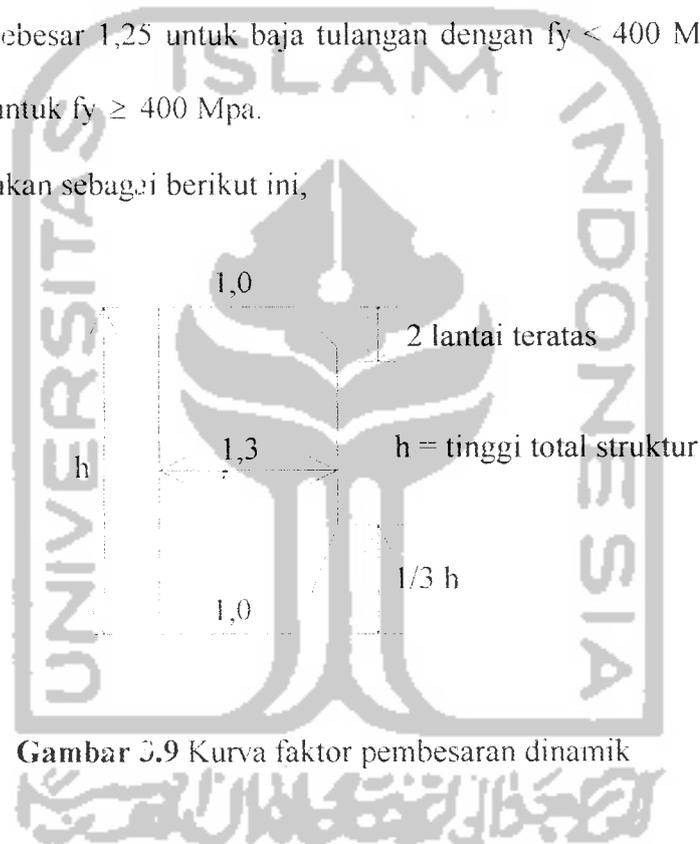
$\omega_d$  = faktor pembesaran dinamik,

$\alpha_k$  = faktor distribusi momen dari kolom portal yang ditinjau, yang nilainya dapat dihitung sebanding dengan kekakuan relatif dari unsur-unsur struktur yang bertemu di titik pertemuan tersebut,

$K$  = faktor jenis struktur,

$\phi_o$  = faktor penambah kekuatan (*overstrength factor*) yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk baja tulangan dengan  $f_y < 400$  Mpa dan 1,40 untuk  $f_y \geq 400$  Mpa.

Nilai  $\omega_d$  ditentukan sebagai berikut ini,



Gambar 3.9 Kurva faktor pembesaran dinamik

Selain menahan momen kolom juga direncanakan terhadap gaya aksial rencana  $N_{u,k}$  yang bekerja pada kolom dan dihitung sebagai berikut,

$$N_{u,k} = 0,7 \cdot R_v \cdot \left( \frac{M_{kap,ki} + M_{kap,ki'}}{l_{ki'}} + \frac{M_{kap,ka} + M_{kap,ka'}}{l_{ka'}} \right) + 1,05 \cdot N_g \quad (3.65)$$

tetapi dalam segala hal tidak boleh diambil lebih besar dari:

$$N_{u,k} = 1,05 \cdot \left( N_{g,k} + \frac{4,0}{K} N_{E,k} \right) \quad (3.66)$$

dengan:

$R_v$  = faktor reduksi gaya aksial kolom untuk memperhitungkan pengaruh terbentuknya sendi plastis yang tidak sama pada semua balok portal di dalam struktur,

$$R_v = 1,0 \quad \text{untuk } 1 < n \leq 4$$

$$R_v = 1,1 - 0,025n \quad \text{untuk } 4 < n \leq 20$$

$$R_v = 0,60 \quad \text{untuk } n > 20$$

$n$  = jumlah lantai tingkat di atas kolom yang ditinjau,

$N_g$  = gaya aksial akibat beban gravitasi terfaktor pada pusat join (kN),

$N_E$  = gaya aksial akibat beban gempa terfaktor pada pusat join (kN).

### 3.6.7 Persyaraan Kuat Geser Kolom Portal

Kuat geser perlu bagi kolom portal berdasarkan terjadinya momen kapasitas di sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom itu dihitung menurut persamaan berikut ini,

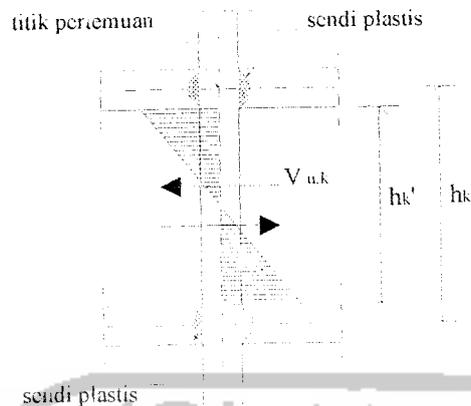
$$V_{u,k} = \frac{M_{ukol,a} + M_{ukol,b}}{h_k'} \quad (3.67)$$

dimana:

$M_{u,kol,a}$  = momen lentur dari kolom portal pada ujung atas kolom pada bidang muka balok dihitung menurut persamaan (3.63),

$M_{u,kol,b}$  = momen lentur dari kolom portal pada ujung bawah kolom pada bidang muka balok dihitung menurut persamaan (3.64),

$h_k'$  = tinggi bersih kolom.



**Gambar 3.10** Kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom

Dalam segala hal, kuat geser perlu bagi kolom portal tidak boleh lebih besar dari:

$$V_{u,k} = 1,05 \left( V_{D,k} + V_{L,k} + \frac{4}{K} V_{E,k} \right) \quad (3.68)$$

Akan tetapi pada lantai dasar dan lantai paling atas yang memperbolehkan terjadinya sendi plastis pada kolom, gaya geser kolom dihitung berdasarkan momen kapasitas dari kolom yaitu momen nominal aktual dari kolom yang dikalikan dengan faktor penambahan kekuatan (*over strength factor*),  $\phi_0$  sebesar 1,25.

$$V_{u,k} \text{ lantai 1} = (M_{u,k} \text{ atas lt 1} + \phi_0 M_{nak,k} \text{ lt 1}) / h_n \quad (3.69)$$

$$V_{u,k} \text{ lantai 18} = (\phi_0 \cdot 2 \cdot M_{nak,k} \text{ lt 18}) / h_n \quad (3.70)$$

Besar gaya geser yang disumbangkan oleh beton ( $V_c$ ), dihitung dengan persamaan,

$$V_c = (1 + N_u / 14 \cdot A_g) \cdot (\sqrt{f_c' / 6}) \cdot b \cdot d \quad (3.71)$$

Dimana,  $N_u$  = Gaya aksial minimum yang terjadi pada kolom yang ditinjau.

Tulangan geser kolom harus dipasang pada seluruh tinggi kolom dengan jarak maksimal sebagai berikut (SKSNI, 1991),

1.  $\frac{1}{4}$  dimensi komponen struktur terkecil,
2. 8 kali diameter tulangan longitudinal, diambil ukuran terkecil
3.  $\leq 100$  mm

Khusus untuk daerah ujung kolom yang diharapkan akan terjadi sendi plastis, kemampuan geser oleh beton diabaikan sehingga semua gaya geser ditahan oleh tulangan geser ( $V_c = 0$ ), sedangkan pada daerah-daerah lain  $V_c$  tetap diperhitungkan dalam menahan gaya geser ( $V_c \neq 0$ ) (SKSNI, 1991).

Pada setiap muka join dan pada kedua sisi setiap penampang yang berpotensi mengalami sendi plastis akibat terjadinya perpindahan lateral *inelastic* dari struktur, harus dipasang tulangan transversal (sengkang) sepanjang  $l_o$  dari muka yang ditinjau, dimana panjang  $l_o$  tidak boleh kurang dari,

1. tinggi komponen dimensi struktur  $h$ , untuk  $N_u < 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$ ,
2.  $1,5 \cdot h$  untuk  $N_u > 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$ ,
3.  $1/6$  bentang bersih komponen struktur,
4. lebih besar dari 450 mm.