

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

Desain struktur dapat didefinisikan sebagai suatu paduan dari sains dan seni yang mengkombinasikan mengenai perilaku struktur dengan pengetahuan yang mendalam mengenai prinsip-prinsip statika, dinamika, mekanika bahan, dan analisis struktural, untuk menciptakan suatu struktur yang aman dan ekonomis sehingga dapat berfungsi sesuai yang diharapkan. (Salmon dan Johnson, 1992)

Setiap struktur merupakan perpaduan antara arsitektur dan teknik (rekayasa) sehingga memenuhi fungsi tertentu. Bentuk dan fungsi sangat erat kaitannya dan sistem struktur terbaik adalah salah satu memenuhi kebutuhan calon pemakai disamping menarik, dan ekonomis. (Nawy, 1985)

Perencanaan struktur baja dengan metoda *Load and Resistance Factor Design* menggunakan beban-beban layanan terfaktor serta membandingkan kekuatan yang diperoleh terhadap beban. Dalam kasus manapun, kekuatan tergantung pada keadaan batas atau modus kegagalan, seperti leleh, retak, dan tekuk. (Salmon dan Johnson, 1992)

Beton bertulang adalah merupakan gabungan logis dari dua jenis bahan: beton polos, yang memiliki kekuatan tekan yang tinggi akan tetapi kekuatan tarik yang rendah, dan batangan-batangan baja yang ditanamkan di dalam beton dapat memberikan kekuatan tarik yang diperlukan. (Wang dan Salmon, 1993)

Struktur yang direncanakan dengan peraturan-peraturan pembebanan gempa dapat menahan gaya gempa lebih besar, karena struktur tersebut direncanakan dan didesain dengan baik agar dapat berdeformasi sampai keadaan elastisnya tanpa menunjukkan keruntuhan. (Kusuma dan Andriono, 1993)

Daktilitas struktur pada hakikatnya adalah perbandingan antara simpangan maksimum rencana dengan simpangan luluh awal pada komponen struktur yang ditinjau. Standar SK SNI T-15-1991-03 menetapkan tingkatan daktilitas rencana untuk

struktur beton bertulang, yang dibagi dalam tiga kelas yaitu daktilitas penuh, daktilitas terbatas, dan elastis. (Dipohusodo, 1996)

Daktilitas berarti kemampuan suatu batang saat mengalami pembebanan bolak-balik di atas titik lelehnya tanpa mengalami pengurangan dalam kemampuan kapasitas penampangannya. (Kusuma dan Andriono, 1993)

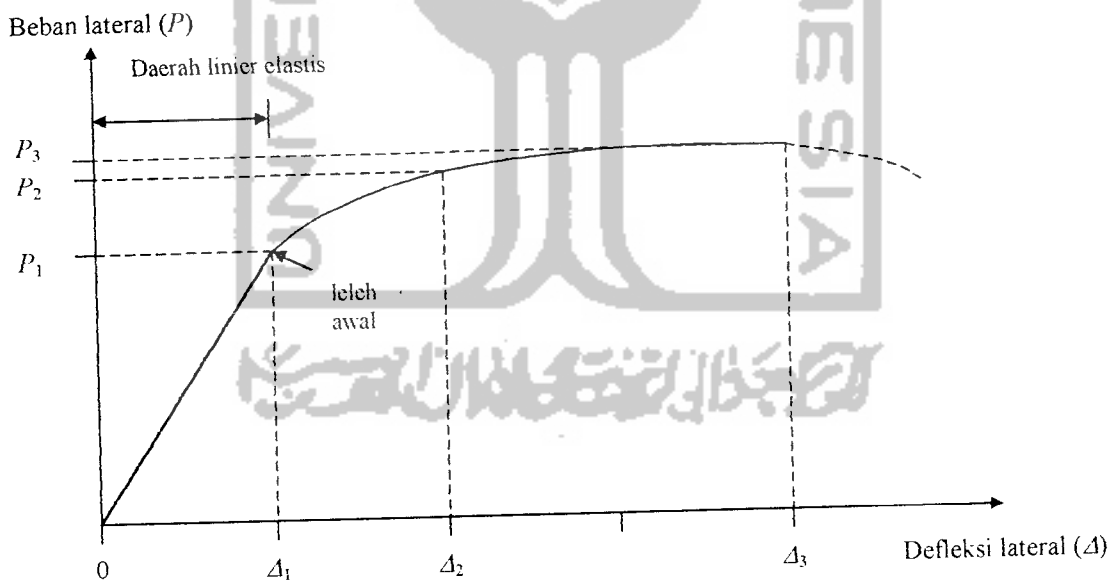


### BAB III LANDASAN TEORI

Landasan teori meliputi uraian mengenai tingkat daktilitas, dasar perencanaan struktur rangka baja dan dasar perencanaan struktur beton bertulang.

#### 3.1. Tingkat Daktilitas

Daktilitas struktur pada hakikatnya adalah perbandingan antara simpangan maksimum rencana dengan simpangan luluh awal pada komponen struktur yang ditinjau, ditunjukkan pada Gambar 3.1 Kurva hubungan beban dan defleksi lateral suatu struktur, sebagai berikut ini. (Kusuma dan Andriono, 1993)



**Gambar 3.1** Kurva hubungan beban dan defleksi lateral suatu struktur (Kusuma, dan Andriono, 1993)

Daktilitas tingkat 1 (elastis): daktilitas simpangan struktur,  $\mu = \Delta_1/\Delta_1 = 1$

Daktilitas tingkat 2 (terbatas): daktilitas simpangan struktur,  $\mu = \Delta_2/\Delta_1 = 2$

Daktilitas tingkat 3 (penuh): daktilitas simpangan struktur,  $\mu = \Delta_3/\Delta_1 = 4$

Standar SK SNI T-15-1991-03 menetapkan tingkatan daktilitas rencana untuk struktur beton bertulang, yang dibagi dalam tiga kelas sebagai berikut (Dipohusodo, 1996):

1) Tingkat daktilitas 1 (elastis):

Struktur beton bertulang diproporsikan sedemikian rupa sehingga ketentuan tambahan atas penyelesaian detail struktur hanya sedikit. Struktur sepenuhnya berperilaku elastis,  $\mu = 1$  (dimana  $\mu$  adalah daktilitas simpangan struktur). Beban gempa rencana harus dihitung berdasarkan faktor  $K = 4$ , ( $K$  adalah faktor jenis struktur, suatu konstanta yang menggambarkan kemampuan respons inelastik struktur akibat bekerjanya beban gempa. Merupakan fungsi tipe struktur dan kemampuan daktilitas bahan komponen yang bertugas sebagai pemancar energi. Semakin tinggi nilai  $K$ , semakin rendah kemampuan daktilitasnya.

2) Tingkat daktilitas 2 (terbatas):

Struktur beton bertulang diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respons inelastik terhadap beban siklis yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas,  $\mu = 2$ . Kondisi demikian dinamakan juga sebagai daktilitas terbatas. Dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor  $K$  minimum = 2.

3) Tingkat daktilitas 3 (Penuh):

Struktur beton bertulang diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respons inelastik terhadap beban siklis yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme terbentuknya sendi-sendi plastis dengan kapasitas disipasi energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan,  $\mu = 4$ . Kondisi ini dinamakan juga sebagai daktilitas penuh. Dalam hal demikian beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor  $K$  minimum = 1.

### 3.2 Dasar Perencanaan Struktur Rangka Baja

Dasar perencanaan struktur rangka baja, pada struktur meliputi, peraturan-peraturan, dan perencanaan struktur baja.

### 3.2.1 Peraturan-Peraturan

Peraturan-peraturan yang digunakan dalam perencanaan antara lain sebagai berikut:

1. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (LRFD) 2000.
2. Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987.

### 3.2.2 Analisis Struktur

Analisis struktur menggunakan program aplikasi komputer SAP90, dengan input data-data koordinat-koordinat titik nodal sesuai bentuk dan ukuran struktur rangka atap, luas penampang profil, inersia profil, modulus elastisitas baja  $E=200000$  MPa sebagai data-data elemen batang, dan beban titik pada tiap titik buhul. Data-data keluaran program berupa reaksi dukungan dan gaya-gaya batang untuk kepentingan perencanaan. (Wilson dan Habibullah, 1990)

### 3.2.3 Perencanaan Struktur Baja

Perencanaan struktur baja menurut Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (LRFD), 2000 meliputi kombinasi pembebanan, perencanaan untuk lentur, perencanaan akibat gaya tekan, perencanaan akibat gaya tarik, perencanaan sambungan las dan baut.

#### 1. Kombinasi Pembebanan

Pembebanan menurut Peraturan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987, dengan kombinasi pembebanan dibawah ini:

$$1,4D \quad (3-1)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5(La \text{ atau } H) \quad (3-2)$$

$$1,2D + 1,6(La \text{ atau } S \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8W) \quad (3-3)$$

$$1,2D + 1,3W + \gamma_L L + 0,5(La \text{ atau } H) \quad (3-4)$$

$$1,2D + 1,0E + \gamma_L L \quad (3-5)$$

$$0,9D - (1,3W \text{ atau } 1,0E) \quad (3-6)$$

dengan:

$D$  = beban mati (beban gaya berat dari elemen-elemen struktural dan tempelan permanen)

$L$  = beban hidup (beban peralatan yang dapat bergerak)

$L_a$  = beban hidup atap

$W$  = beban angin

$E$  = beban gempa

$H$  = beban air hujan.

$\gamma_L = 0,5$ , bila  $L < 5$  kPa, dan  $\gamma_L = 1$  bila  $L \geq 5$  kPa.

## 2. Perencanaan untuk Lentur

Perencanaan lentur terdapat pada perencanaan gording, komponen struktur yang memikul lentur harus memenuhi kekuatan;

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3-7)$$

dengan:

$M_u$  = momen lentur terfaktor, Nmm

$\phi = 0,9$  (faktor reduksi)

$M_n$  = kuat nominal dari momen lentur penampang, Nmm

Kuat nominal ditentukan menurut penampang kompak, penampang tidak kompak, dan penampang langsing dengan ketentuan batas maksimum sebagai berikut:

- penampang kompak:  $\lambda \leq \lambda_p$
- penampang tak-kompak:  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

dengan

- untuk pelat sayap

- untuk pelat badan

$$\lambda = b_f/t_f$$

$$\lambda = h/t_w$$

$$\lambda_p = 170/\sqrt{f_y}$$

$$\lambda_p = 1680/\sqrt{f_y}$$

$$\lambda_r = 370/\sqrt{(f_y - f_r)}$$

$$\lambda_r = 2550/\sqrt{(f_y - f_r)}$$

a. Penampang kompak

Kekuatan nominal  $M_n$  untuk penampang kompak, adalah:

$$M_n = M_p \quad (3-8)$$

dengan:

$M_p$  = kekuatan momen plastik =  $Z_f f_y$ , Nmm

$Z$  = modulus plastik

$f_y$  = tegangan leleh yang ditentukan, MPa

b. Penampang tak kompak.

Kekuatan nominal  $M_n$  untuk penampang tak kompak, adalah:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \cdot (\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p) \quad (3-9)$$

### 3. Perencanaan akibat gaya tarik aksial

a. Kuat tarik rencana

Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor  $N_u$ , harus memenuhi:

$$N_u \leq \phi N_n \quad (3-10)$$

dengan

$$\phi = 0,9 \text{ untuk } N_n = A_g \cdot f_y$$

$$\phi = 0,75 \text{ untuk } N_n = A_n \cdot f_u$$

$A_g$  = luas penampang brutto, mm<sup>2</sup>

$A_n$  = luas penampang netto, mm<sup>2</sup>

$f_y$  = tegangan ijin leleh, MPa

$f_u$  = tegangan tarik putus, MPa

b. Syarat angka perbandingan kelangsingan batang tarik

$$L/r < 240 \quad (3-11)$$

dengan:

$L$  = panjang batang tarik, mm

$r$  = jari-jari girasi profil, mm

### 4. Perencanaan akibat gaya tekan aksial

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor,  $N_u$ , harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

a. Syarat angka perbandingan kelangsingan batang tekan

$$L_k/r < 200 \quad (3-12)$$

dengan :  $L_k = k_c \cdot L$   $k_c = 1$  (faktor panjang tekuk)  $L$  = panjang batang, mm

$r$  = jari-jari girasi profil terkecil, mm

b. Syarat kuat tekan nominal terfaktor

$$\phi N_n \geq N_u \quad (3-13)$$

dengan:

$$\phi = 0,85$$

$N_n$  = kuat tekan nominal, N

$N_u$  = Gaya batang tekan hasil kombinasi faktor beban terbesar, N

c. Kuat tekan nominal dihitung sebagai berikut:

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot (f_y / \omega) \quad (3-14)$$

dengan:

untuk  $\lambda_c \leq 0,25$  maka,  $\omega = 1$

untuk  $0,25 < \lambda_c < 1,2$  maka  $\omega = 1,43 / (1,6 - 0,67\lambda_c)$

untuk  $\lambda_c \geq 1,2$  maka  $\omega = 1,25\lambda_c^2$

Keterangan:

$A_g$  = Luas penampang bruto, mm<sup>2</sup>

$f_{cr}$  = tegangan kritis penampang, MPa

$f_y$  = tegangan leleh baja, MPa

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3-15)$$

dengan

$\lambda_c$  = parameter kelangsingan batang tekan

$L_k = k_c \cdot L$   $k_c = 1$   $L$  = panjang batang, mm

$r$  = jari-jari girasi terkecil dari profil, mm

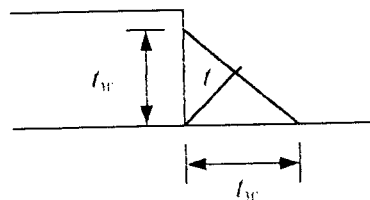
$f_y$  = tegangan leleh baja, MPa

$E$  = Modulus elastisitas baja, MPa

## 5. Perencanaan Sambungan Las Sudut

a. Ukuran las sudut.

Ukuran las sudut ditentukan oleh panjang kaki  $t_w$ , dijelaskan pada Gambar 3.1 berikut ini.



Gambar 3.2 Ukuran las sudut

b. Kuat las sudut.



Las sudut yang memikul gaya terfaktor per satuan panjang las,  $R_u$  harus memenuhi:

$$R_u \leq \phi R_{nw} \quad (3-16)$$

dengan:

$$\phi_f R_{nw} = 0,75 \cdot t_f \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \text{ (las)} \quad (3-17)$$

$$\phi_f R_{nw} = 0,75 \cdot t_f \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \text{ (las)} \quad (3-18)$$

dengan:

$\phi_f = 0,75$  faktor reduksi kekuatan saat fraktur

$f_{uw}$  = tegangan tarik putus logam las, MPa

$f_u$  = tegangan tarik putus bahan dasar, MPa

$t_f$  = tebal rencana las, mm

c. Kasus gaya tarik disalurkan oleh las sepanjang dua sisi

Bila gaya tarik disalurkan ke sebuah komponen struktur pelat dengan pengelasan sepanjang kedua sisi pada ujung pelat harus memenuhi syarat.

$$N_u \leq U \cdot \phi R_{nw} \quad (3-19)$$

dengan nilai  $U$ , memenuhi ketentuan:

untuk  $l \geq 2w$   $U = 1,0$

untuk  $2w > l \geq 1,5w$   $U = 0,87$

untuk  $1,5w > l > w$   $U = 0,75$

Keterangan:

$l$  = panjang pegelasan, mm

$w$  = lebar pelat (jarak antar sumbu pengelasan), mm

## 6. Perencanaan Sambungan Baut

a. Kekuatan baut

Suatu baut yang memikul gaya terfaktor,  $R_u$ , harus memenuhi

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3-20)$$

dengan:

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan

$R_n$  = kuat nominal baut

b. Baut dalam geser

Kuat geser rencana dari satu baut dihitung sebagai berikut:

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f r_l f_u^b A_b \quad (3-21)$$

dengan:

$r_l = 0,5$  untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

$r_l = 0,4$  untuk baut dengan ulir pada bidang geser

$\phi_f = 0,75$  = faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

$f_u^b$  = tegangan tarik putus baut

$A_b$  = luas brutto penampang baut pada daerah tak berulir

Kuat geser nominal baut yang mempunyai beberapa bidang geser (bidang geser majemuk) adalah jumlah kekuatan masing-masing yang dihitung untuk setiap bidang geser.

c. Baut yang memikul gaya tarik

Kuat tarik rencana satu baut dihitung sebagai berikut:

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f 0,75 f_u^b A_b \quad (3-22)$$

dengan:

$\phi_f = 0,75$  = faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

$f_u^b$  = tegangan tarik putus

$A_b$  = luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

d. Kuat tumpu

Kuat tumpu rencana bergantung pada yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Apabila jarak lubang tepi terdekat dengan sisi pelat dalam arah kerja gaya lebih besar dari pada 1,5 kali diameter lubang, jarak antar lubang lebih besar daripada 3 kali diameter lubang, dan ada lebih dari satu baut dalam arah kerja gaya, maka kuat rencana tumpu dapat dihitung sebagai berikut,

$$R_d = \phi_f R_n = 2,4 \phi_f d_b t_p f_u \quad (3-23)$$

dengan:

$\phi_f = 0,75$  = faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

$d_b$  = diameter baut nominal pada daerah tak berulir

$t_p$  = tebal pelat

$f_u$  = tegangan tarik putus yang terendah dari baut atau pelat

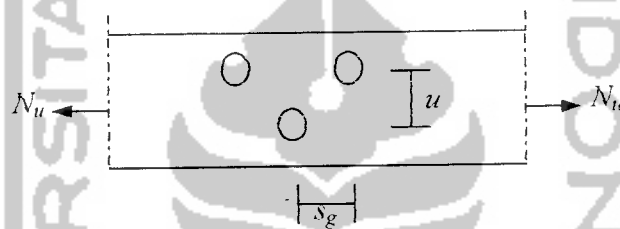
e. Tata letak baut

Tata letak baut harus memenuhi persyaratan:

- Jarak antar pusat baut tidak boleh kurang dari 3 kali diameter nominal baut
- Jarak antara pusat pengencang tidak boleh melebihi  $15t_p$  ( $t_p$  = tebal lapis tertipis didalam sambungan)
- Jarak tepi minimum:  $1,75.d_b$  (tepi dipotong dengan tangan),  $1,50d_b$  (tepi dipotong dengan mesin) dan  $1,25d_b$  (tepi profil bukan hasil potongan) dengan  $d_b$  = diameter nominal baut
- Jarak tepi maksimum:  $15t_p$  dan 150 mm

f. Efek lubang baut terhadap luas netto penampang profil

Efek lubang baut mempengaruhi luas bersih penampang profil, dijelaskan pada Gambar 3.2.



**Gambar 3.3** Efek lubang-lubang tak segaris terhadap luas bersih

$$A_n = A_g - n.d.t + \sum s_g^2 . t / 4u \quad (3-24)$$

dengan:

$A_g$  = penampang brutto,  $\text{mm}^2$

$t$  = tebal penampang, mm

$d$  = diameter lubang, mm

$n$  = banyaknya lubang dalam garis potongan

$s_g$  = jarak antara sumbu lubang pada arah sejajar sumbu komponen struktur, mm

$u$  = jarak antara sumbu lubang pada arah tegak lurus sumbu komponen struktur

## 7. Kegagalan Robekan pada Lubang Baut

Bila material yang direkatkan oleh baut tersebut cukup tipis, keadaan batas kegagalan robekan, yang dikenal sebagai geser blok, dapat mempengaruhi kekuatan suatu batang tarik seperti sambungan pada ujung suatu batang. Persamaan berikut ini dapat digunakan untuk mewakili kekuatan nominal  $T_n$  (Salmon dan Johnson, 1992)

## 1. Pelelehan geser-retakan tarik

$$T_n = 0,6 f_y A_{vg} + f_u A_{nt} \quad (3-25)$$

## 2. Retakan geser-pelelehan tarik

$$T_n = 0,6 f_u A_{ns} + f_y A_{ig} \quad (3-26)$$

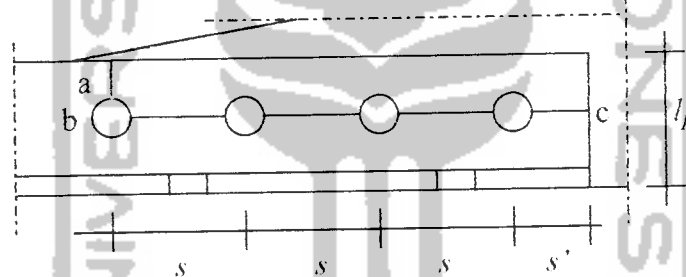
dengan:

$$\begin{aligned} A_{vg} &= \text{luas bruto yang mengalami pelelehan geser} \\ &= (\text{panjang b-c}) \times \text{tebal (lihat gambar 3.3)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nt} &= \text{luas bersih yang mengalami retakan tarik} \\ &= (\text{panjang a-b} - \text{luas lubang}) \times \text{tebal (lihat Gambar 3.3)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ns} &= \text{luas bersih yang mengalami retakan geser} \\ &= (\text{panjang b-c} - \text{luas lubang}) \times \text{tebal (lihat Gambar 3.3)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ig} &= \text{luas bruto yang mengalami pelelehan tarik} \\ &= (\text{panjang a-b}) \times \text{tebal (lihat Gambar 3.3)} \end{aligned}$$



**Gambar 3.4** Daerah yang diarsir dapat terjadi kegagalan robekan

### 3.3 Dasar Perencanaan Struktur Beton Bertulang

Dasar perencanaan struktur beton bertulang meliputi, peraturan-peraturan, analisis struktur, perencanaan pelat, perencanaan struktur portal dengan daktilitas penuh dan terbatas, penulangan balok, dan penulangan kolom.

#### 3.3.1 Peraturan-Peraturan

Peraturan-peraturan yang dipergunakan antara lain:

1. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SK SNI T-15-1991-03.
2. Petunjuk Perencanaan Beton Bertulang dan Struktur Dinding Bertulang Untuk Rumah dan Gedung 1987.
3. Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987.

4. Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung 1987.
5. Pedoman Beton Indonesia, 1971

### 3.3.2 Pembebanan

#### 1. Beban mati

Beban mati sesuai dengan PPURDG 1987, ditetapkan seperti tercantum pada Tabel 3.1

**Tabel 3.1** Beban Mati

No.	Jenis Material	Beban
1.	Beton bertulang	24 kN/m <sup>3</sup>
2.	Tegel per	24 kN/m <sup>3</sup>
3.	Spesi	21 kN/m <sup>3</sup>
4.	Plafond	0,18 kN/m <sup>2</sup>
5.	Aspal	14 kN/m <sup>2</sup>
6.	Tembok	2,5 kN/m <sup>2</sup>

#### 2. Beban hidup

Beban hidup menurut PPURDG 1987, untuk ruang kuliah ditetapkan = 1,5 kN/m<sup>2</sup> dan beban hidup pekerja atap ditetapkan = 1 kN/m<sup>2</sup>.

#### 3. Beban Gempa

Pembebanan gempa khusus pada portal, ditentukan berdasarkan persyaratan dan analisis gaya-gaya dalam struktur dalam batas elastik dengan pembebanan gempa menurut PPKGURDG 1987

$$V_b = C.I.K.W_t \quad (3-27)$$

dengan:

$V_b$  = gaya gempa dasar

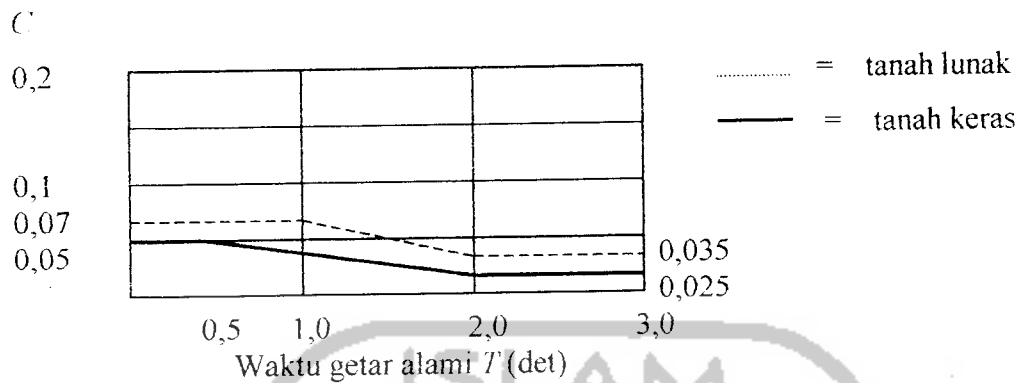
$C$  = koefisien gempa dasar

$I$  = faktor keutamaan struktur = 1,5 (bangunan sekolah)

$K$  = faktor jenis struktur = 1,0 (portal daktail beton bertulang)

$W_t$  = berat kombinasi beban mati keseluruhannya dan beban hidup vertikal yang direduksi

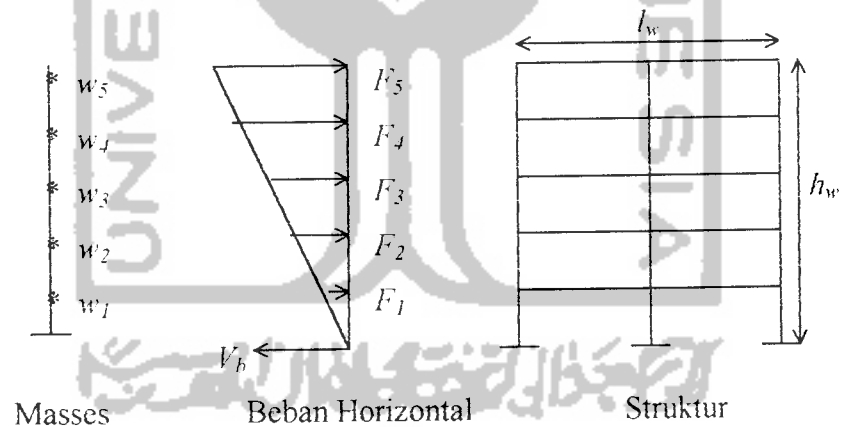
Koefisien gempa dasar ditentukan dari Gambar 3.4 untuk wilayah gempa 3 dengan memakai waktu getar alami struktur.



**Gambar 3.5** Hubungan koefisien gempa dasar dengan waktu getar struktur (PPKGURDG 1987)

Waktu getar alami ( $T$ ) asumsi awal ditentukan untuk portal beton dengan rumus:

$$T = 0,06 H^{3/4} \text{ dengan } H = \text{tinggi struktur}$$



**Gambar 3.6** Pembebanan Gempa menurut PPKGURDG 1987

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \times V_b, \quad \text{untuk } \frac{h_w}{l_w} < 3,0 \quad (3-28)$$

$$F_i = 0,9 \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \times V_b + (0,1 V_b \text{ dipuncak}), \quad \text{untuk } \frac{h_w}{l_w} \geq 3,0 \quad (3-29)$$

dengan:

$F_i$  = beban horizontal tiap lantai

$W_i$  = beban pada tiap lantai

$h_i$  = tinggi struktur setiap tingkat dari penjepitan lateral

Distribusi ini mendekati ragam satu dengan suatu penyesuaian apabila ragam kedua atau ragam yang lebih besar mempengaruhi respon dinamis struktur dengan rasio tinggi dan lebar  $\geq 3,0$

- Perhitungan waktu getar struktur dengan *T Rayleigh*, dihitung dengan rumus.

$$T = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3 - 30)$$

dengan:

$W_i$  = berat lantai ke-i

$F_i$  = gaya gempa lantai ke-i

$d_i$  = deformasi lateral total akibat  $F_i$  yang terjadi pada lantai ke-i, dari hasil perhitungan analisa struktur

$g$  = percepatan gravitasi = 9,81 m/det<sup>2</sup>

### 3.3.3 Analisis Struktur

Analisis struktur menggunakan program aplikasi komputer SAP90, dengan input data-data koordinat-koordinat titik nodal sesuai bentuk dan ukuran portal, ukuran penampang balok dan kolom, modulus elastisitas beton  $E = 23500$  MPa sebagai data-data elemen, dan pembebanan titik dan merata. Data-data keluaran program berupa momen lentur, gaya geser, gaya aksial untuk kepentingan perencanaan balok dan kolom. (Wilson dan Habibullah, 1990)

### 3.3.4 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat dengan sistem pelat 2 arah ( $L_x/L_y < 2$ ), dengan ketentuan sebagai berikut.

a. Besar momen-lentur dalam arah bentang pendek dan bentang panjang (PBI, 1971)

$$M = 0,001 \cdot l \cdot w_u \cdot L_x^2 \quad (3-31)$$

dengan:

$w_u$  = beban merata terfaktor

$x$  = koefisien momen menurut tabel koefisien momen (PBI 1971) yang tergantung kondisi tumpuan dan  $L_y/L_x$

$L_x$  = panjang bentang pendek

b. Analisis Penulangan pelat

Analisis penulangan pelat dengan menganggap pelat adalah balok bertulangan tarik sebelah, dengan anggapan diagram regangan dan tegangan, kopel momen gaya-gaya dalam seperti dalam Gambar 3.6, langkah-langkah perhitungan sebagai berikut. (Kadir Aboe, 1998):

1. Hitung:  $M_n = M_u/0,8$  (3-32)

2. Dari persamaan momen nominal

$$M_n = C \cdot (d - a/2) \quad (3-33)$$

$$M_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \cdot (d - a/2) \quad (3-34)$$

didapat persamaan kuadrat sebagai berikut

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a^2 - 2 \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d \cdot a + 2 \cdot M_n = 0 \quad (3-35)$$

didapat  $a$

3. Keseimbangan gaya dalam memberikan

$$C = T \quad (3-36)$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a = A_s \cdot f_y \quad (3-37)$$

jadi dapat ditentukan luas tulangan perlu

$$A_{s,perlu} = (0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a) / f_y \quad (3-38)$$

4. Untuk keperluan penulangan, dipilih yang terbesar antara  $A_{s,perlu}$  dan  $A_{s,min}$  (SK-SNI,1991)

$$A_{s,min} = 0,0025 \cdot b \cdot h \quad (3-39)$$

5. Tentukan luas penulangan susut (SK-SNI,1991)

$$A_{s,susut} = 0,0014 \cdot b \cdot h \quad (3-40)$$

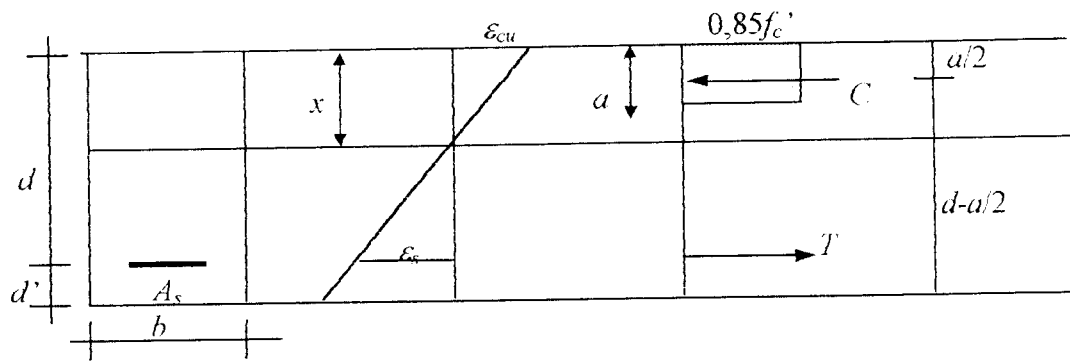
6. Tentukan jarak antar tulangan pelat

$$S = (1/4 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot 1000) / A_s \quad (3-41)$$

dengan:

$\phi$  = diameter tulangan pelat





Gambar 3.7 Analisis balok bertulangan sebelah

### 3.3.5 Perencanaan Struktur Portal Beton Bertulang Dengan Daktilitas Penuh

Struktur dengan tingkat daktilitas tingkat 3 atau penuh harus direncanakan, terhadap beban siklis gempa kuat sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu menjamin terjadinya send-sendi plastis dengan pemencaran energi yang diperlukan. Hal ini beban gempa rencana dapat diperhitungkan dengan menggunakan faktor jenis struktur,  $K$  minimum sebesar 1,0. (Kusuma dan Andriono, 1993)

Langkah-langkah perencanaan struktur portal beton bertulang dengan daktilitas penuh adalah sebagai berikut:

#### 1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

Kuat lentur perlu balok portal yang dinyatakan dengan  $M_{u,b}$  harus ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan tanpa atau dengan beban gempa menurut SK-SNI- 1991, sebagai berikut:

$$M_{u,b} = 1,2.M_{D,b} + 1,6.M_{L,b} \quad (3-42)$$

$$M_{u,b} = 1,05.(M_{D,b} + M_{Lb,R} + M_{E,b}) \quad (3-43)$$

$$M_{u,b} = 0,9.(M_{D,b} + M_{E,b}) \quad (3-44)$$

dengan:

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

$M_{L,b}$  = momen lentur balok portal akibat beban hidup

$M_{L,b,R}$  = momen lentur balok portal akibat beban hidup tereduksi

(koefisien reduksi beban hidup menurut PPKGURDG 1987, pengguna gedung ruang kuliah = 0,9)

$M_{E,b}$  = momen lentor balok portal akibat beban gempa

Khusus untuk portal daktilitas penuh perlu dihitung kapasitas lentur sendi plastis balok yang besarnya ditentukan sebagai berikut:

$$M_{kap,b} = \phi_o \cdot M_{nak,b} \quad (3-45)$$

dengan:

$M_{kap,b}$  = kapasitas lentur aktual balok pada pusat pertemuan balok kolom dengan memperhitungkan luas tulangan yang terpasang.

$M_{nak,b}$  = kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan yang terpasang.

$\phi_o$  = faktor penambahan kekuatan yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk

$f_y < 400$  MPa, dan 1,40 untuk  $f_y > 400$  MPa

$f_y$  = kuat leleh tulangan lentur balok

## 2. Perencanaan Balok Portal terhadap Beban Geser

Sesuai dengan desain kapasitas, kuat geser balok portal yang dibebani oleh beban gravitasi sepanjang bentangnya harus dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis kedua ujung balok tersebut, dengan tanda yang berlawanan (positif dan negatif), menurut persamaan berikut (lihat pula Gambar 3.7)

$$V_{u,b} = 1,05V_g + 0,7 \frac{M_{kap,ki} + M_{kap,ka}}{l_n} \quad (3-46)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari

$$V_{u,b} = 1,05 (V_{D,b} + V_{L,b} + (4,0/K)V_{E,b}) \quad (3-47)$$

dengan

$M_{kap,ki}$  = momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada ujung balok kiri atau bidang muka kolom kiri.

$M_{kap,ka}$  = momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada ujung balok kanan atau bidang muka kolom kanan.

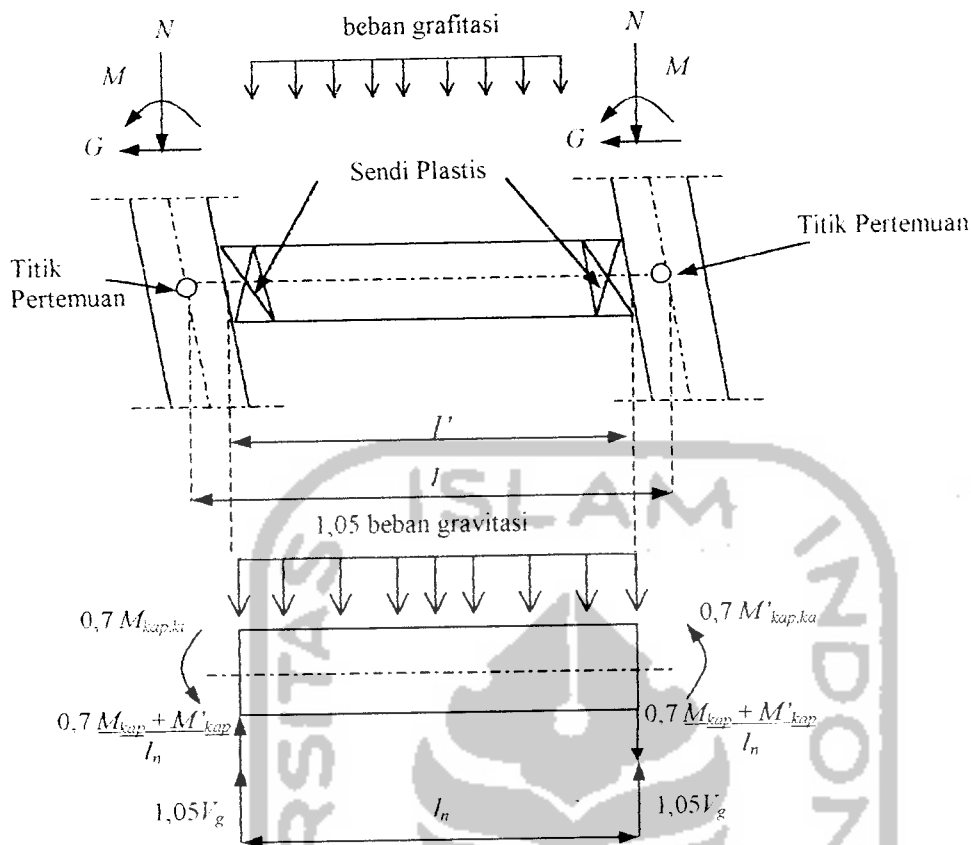
$l_n$  = bentang bersih balok.

$V_{D,b}$  = gaya geser balok akibat beban mati.

$V_{L,b}$  = gaya geser balok akibat beban hidup

$V_{E,b}$  = beban geser balok akibat gempa

$K$  = faktor jenis struktur ( $K > 1,0$ )



**Gambar 3.8** Balok Portal dengan Sendi Plastis pada Kedua Ujungnya

### 3. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Lentur dan Aksial

Kuat lentur kolom portal dengan daktilitas penuh yang ditentukan pada bidang muka balok  $M_{u,k}$  harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut, yakni sebagai berikut (lihat pula Gambar 3.8):

$$M_{u,k} = 0,7 \omega_d \alpha_k (M_{kap,ki} + M_{kap,ka}) \quad (3-48)$$

Dalam segala hal, kuat lentur kolom portal harus memperhatikan pengaruh gempa arah tegak lurus portal sebesar 30%, momen rencana kolom, dapat juga ditulis:

$$M_{u,k} = \frac{h}{h_n} \cdot 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot \left[ \begin{aligned} & \frac{l_{ki,x}}{l_{nki,x}} M_{kap,b,ki} + \frac{l_{ka,x}}{l_{nka,x}} M_{kap,b,ka} \\ & + 0,3 \left( \frac{l_{ki,y}}{l_{nki,y}} M_{kap,b,ki,\perp} + \frac{l_{ka,y}}{l_{nka,y}} M_{kap,b,ka,\perp} \right) \end{aligned} \right] \quad (3-49)$$

tetapi dalam segala hal tak perlu lebih besar dari:

$$M_{u,k} = 1,05 (M_{D,k} + M_{L,k} + (4.0/K)(M_{E,k} + 0,3 M_{E,k,\perp})) \quad (3-50)$$

dengan

$h$  = tinggi kolom dari titik pertemuan ke titik pertemuan

$h_n$  = tinggi bersih kolom

$\omega_d$  = faktor pembesaran dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan, diambil = 1,3 kecuali lantai 1 dan yang paling atas diambil = 1

$\alpha_k$  = faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah

faktor distribusi momen kolom portal dapat dihitung dengan rumus (Kusuma dan Andriono, 1993):

- untuk faktor distribusi momen kolom atas

$$\alpha_{ka} = M_{E,k \text{ lt } i+1 \text{ atas}} / (M_{E,k \text{ lt } i+1 \text{ atas}} + M_{E,k \text{ lt } i \text{ bawah}})$$

- untuk faktor distribusi momen kolom bawah

$$\alpha_{kb} = M_{E,k \text{ lt } i-1 \text{ bawah}} / (M_{E,k \text{ lt } i+1 \text{ bawah}} + M_{E,k \text{ lt } i \text{ atas}})$$

$l_{ki}$  = bentang balok sebelah kiri, dari titik pertemuan ke titik pertemuan

$l_{nki}$  = bentang bersih balok sebelah kiri

$l_{ka}$  = bentang balok sebelah kanan, dari titik pertemuan ke titik pertemuan

$l_{nka}$  = bentang bersih balok sebelah kanan

$M_{kap,ki}$  = momen kapasitas lentur balok disebelah kiri bidang muka kolom

$M_{kap,ka}$  = momen kapasitas lentur balok disebelah kanan bidang muka kolom

$M_{kap,ki,\perp}$  = momen kapasitas lentur balok disebelah kiri bidang muka kolom arah tegak lurus portal

$M_{kap,ka,\perp}$  = momen kapasitas lentur balok disebelah kanan bidang muka kolom arah tegak lurus portal.

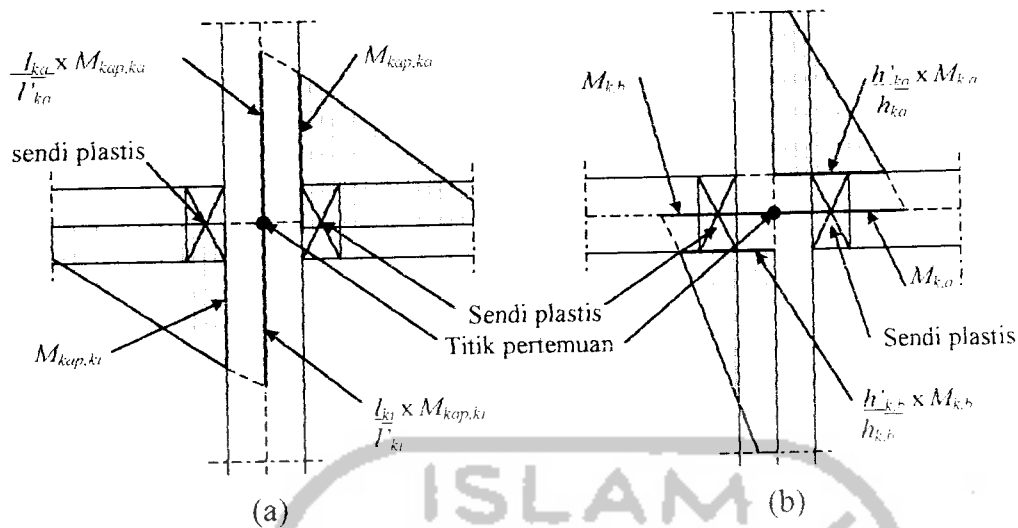
$M_{D,k}$  = momen pada kolom akibat beban mati

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

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

$M_{E,k,\perp}$  = momen pada kolom akibat beban gempa arah trgak lurus portal

$K$  = faktor jenis struktur ( $K > 1,0$ )



**Gambar 3.9** Pertemuan Balok Kolom dengan Sendi Plastis pada Ujung Balok di Sebelah Kiri dan Kanan

Sedangkan beban aksial rencana,  $N_{u,k}$  yang bekerja pada kolom portal dengan daktilitas penuh dihitung dari:

$$N_{u,k} = [0,7R_n (\sum M_{kap,b} + 0,3\sum M_{kap,b,\perp})] / l_b + 1,05 N_{g,k} \quad (3-51)$$

tapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari:

$$N_{u,k} = 1,05 [N_{g,k} + (4,0/K)(N_{E,k} + 0,3N_{E,k,\perp})] \quad (3-52)$$

dengan

$R_n$  = faktor reduksi yang ditentukan sebesar

$$\begin{aligned} &1,0 && \text{untuk } 1 < n < 4 \\ &1,1-0,025n && \text{untuk } 4 < n < 20 \\ &0,6 && \text{untuk } n > 20 \end{aligned}$$

$n$  = jumlah lantai di atas kolom yang ditinjau

$l_b$  = bentang balok dari pusat ke pusat kolom

$$\sum M_{kap,b} = M_{kap,b,ki} + M_{kap,b,ka}$$

$$\sum M_{kap,b,\perp} = M_{kap,b,ki,\perp} + M_{kap,b,ka,\perp}$$

$N_{g,k}$  = gaya aksial kolom akibat beban gravitasi

$N_{E,k}$  = gaya aksial kolom akibat beban gempa

$N_{E,k,\perp}$  = gaya aksial kolom akibat beban gempa arah tegak lurus portal

#### 4. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Geser

Kuat geser kolom portal dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung-ujung balok-balok yang bertemu pada kolom tersebut, harus dihitung dengan cermat sebagai berikut (lihat pula Gambar 3.9)

Untuk kolom lantai dasar

$$V_{u,k} = (M_{u,k \text{ atas}} + M_{kap,k \text{ bawah}}) / h' \quad (3-53)$$

Untuk kolom lantai paling atas

$$V_{u,k} = (2 M_{kap,k}) / h' \quad (3-54)$$

Untuk kolom tiap lantai :

$$V_{u,k} = (M_{u,k \text{ atas}} + M_{u,k \text{ bawah}}) / h'_k \quad (3-55)$$

dan dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari

$$V_{u,k} = 1,05 [M_{D,k} + M_{L,k} + (4,0/K) (V_{E,k} + 0,3 V_{E,k,\perp})] \quad (3-56)$$

dengan

$M_{kap,k}$  = momen kapasitas kolom

$M_{u,k \text{ atas}}$  = momen rencana kolom pada ujung atas dihitung pada muka balok menurut Persamaan 3-48 atau 3-49

$M_{u,k \text{ bawah}}$  = momen rencana kolom pada ujung bawah dihitung pada muka balok menurut persamaan 3-48 atau 3-49

$M_{kap,k \text{ bawah}}$  = kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai dasar =  $\phi_o M_{nak,k \text{ bawah}}$

$M_{nak,k \text{ bawah}}$  = kuat lentur nominal aktual ujung dasar kolom lantai dasar (berdasarkan luas tulangan aktual yang terpasang)

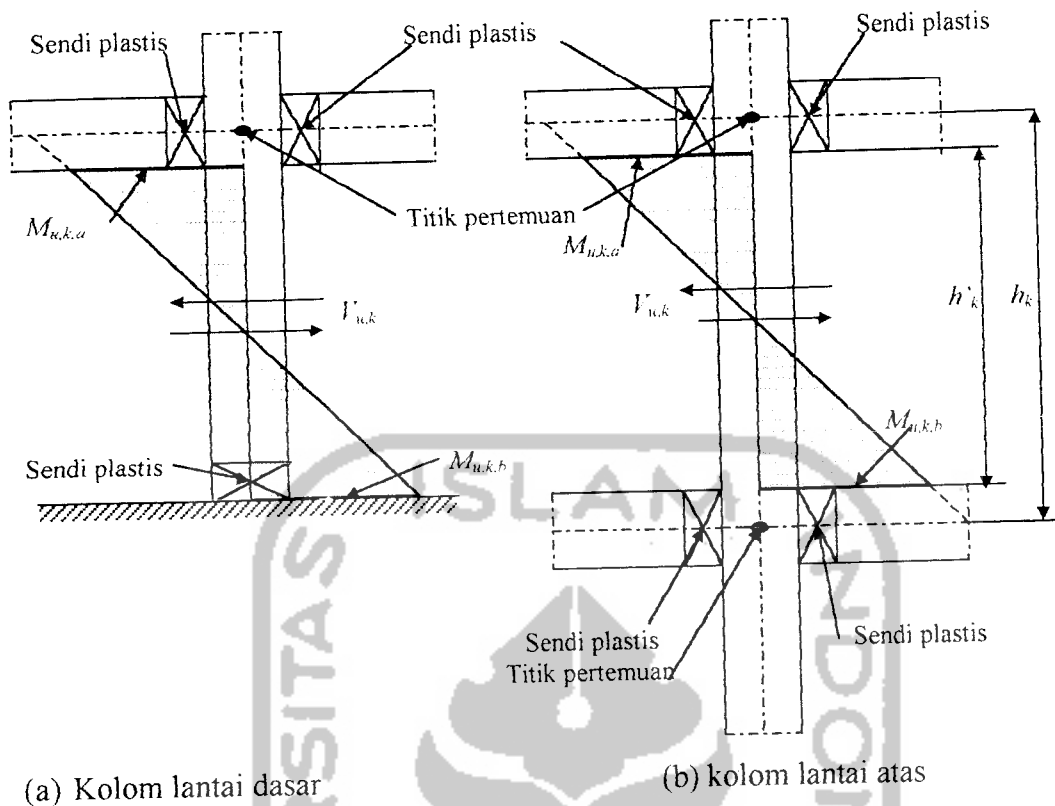
$h'_k$  = tinggi bersih kolom

$V_{D,k}$  = gaya geser kolom akibat beban mati

$V_{L,k}$  = gaya geser kolom akibat beban hidup

$V_{E,k}$  = gaya geser kolom akibat beban gempa

$V_{E,k,\perp}$  = gaya geser kolom akibat beban gempa arah tegak lurus portal

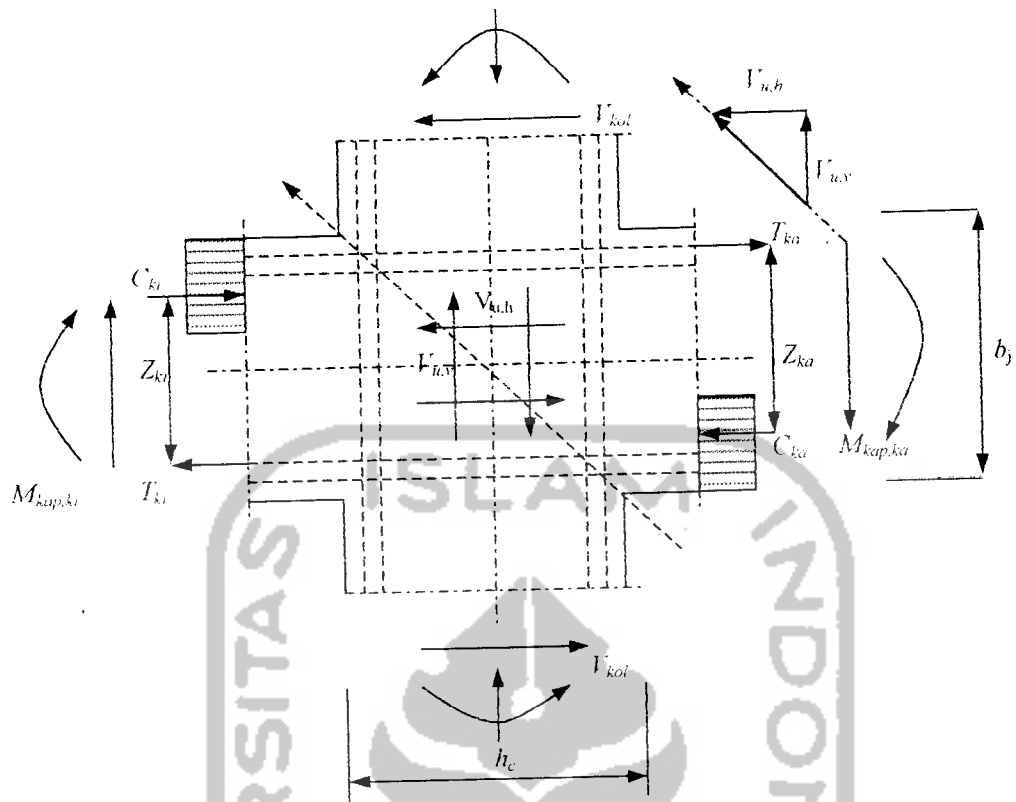


**Gambar 3.10** Kolom lantai dasar dan kolom lantai atas dengan  $M_{u,k}$  yang ditetapkan berdasarkan kapasitas sendi plastis balok

### 5. Perencanaan Panel Pertemuan Balok Kolom

Panel pertemuan balok kolom portal harus diproporsikan sedemikian rupa, sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horizontal perlu  $V_{u,h}$  dan kuat geser vertikal perlu  $V_{u,v}$  yang berkaitan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom itu, seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.9.

Gaya-gaya membentuk keseimbangan pada join rangka adalah seperti yang terlihat pada Gambar 3.10, dimana gaya geser horizontal.



**Gambar 3.11** Panel pertemuan balok dan kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \quad (3-57)$$

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,70 (M_{kap,ki} / Z_{ki}) \quad (3-58)$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0,70 (M_{kap,ka} / Z_{ka}) \quad (3-59)$$

$$V_{kol} = 0,70 \frac{((I_{ki} / I_{ki}) M_{kap,ki} + (I_{ka} / I_{ka}) M_{kap,ka})}{1/2 (h_{k,ka} + h_{k,h})} \quad (3-60)$$

Tegangan geser horizontal nominal dalam joint adalah:

$$V_{jh} = V_{jh} / b_j h_c \quad (3-61)$$

dengan

$b_j$  = lebar efektif joint (mm)

$h_c$  = tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau

$V_{jh}$  tidak boleh lebih besar dari  $1,5 \sqrt{f'_c}$  (MPa)

Gaya geser horizontal  $V_{jh}$  ini ditahan oleh dua mekanisme kuat geser inti joint, yaitu:

- Strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung joint yang memikul gaya geser  $V_{ch}$



- b. Mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horizontal dan strat beton diagonal daerah tarik join yang memikul gaya geser  $V_{sh}$

Besarnya  $V_{ch}$  harus diambil sama dengan nol kecuali bila

- a. tegangan tekan rata-rata minimal pada penampang bruto kolom beton di atas join, termasuk tegangan prategang, apabila ada, melebihi nilai  $0,1 f_c'$ , maka:

$$V_{ch} = 2/3 \sqrt{(N_{u,k}/A_g) - 0,1 f_c'} b_j h_c \quad (3-62)$$

- b. balok diberi gaya prategang yang melewati join maka:

$$V_{ch} = 0,7 P_{cs} \quad (3-63)$$

dengan  $P_{cs}$  adalah gaya permanen dalam baja prategang yang terletak di sepertiga bagian tengah tinggi kolom.

- c. seluruh balok pada join dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang balok diukur dari muka kolom maka:

$$V_{ch} = 0,5 (A_s'/A_s) V_{jh} (1 + (N_{u,k}/(0,4 A_g f_c')))) \quad (3-64)$$

dimana rasio  $A_s'/A_s$  tidak boleh diambil lebih besar dari satu.

Bila  $\rho_c < 0,1 f_c'$  maka

$$V_{sh} = V_{jh} - 2/3 \sqrt{(N_{u,k}/A_g) - (0,1 f_c')} b_j h_c \quad (3-65)$$

Pada join rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis

$$V_{sh} = V_{jh} - 0,5 (A_s'/A_s) V_{jh} (1 + (N_{u,k}/(0,4 A_g f_c')))) \quad (3-66)$$

Luas total efektif dari tulangan geser horizontal yang melewati bidang kritis diagonal dengan yang diletakkan di daerah tekan join efektif  $b_j$  tidak boleh kurang dari:

$$A_{jh} = V_{jh}/f_y \quad (3-67)$$

kegunaan sengkang horizontal ini harus didistribusikan secara merata di antara tulangan balok longitudinal atas dan bawah.

Geser join vertikal  $V_{jv}$  dapat dihitung dari

$$V_{jv} = V_{jh} (h_c/b_j) \quad (3-68)$$

sedangkan tulangan join geser vertikal didapat dari:

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \quad (3-69)$$

menjadi

$$V_{cv} = A_{sc}' \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left[ 0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g f_c'} \right] \quad (3-70)$$

dengan

$A_{sc}$  = luas tulangan longitudinal tekan

$A_{sc}$  = luas tulangan longitudinal tarik luas tulangan join vertikal

Luas tulangan sengkang vertikal tidak boleh kurang dari:

$$A_{jv} = V_{sv}/f_y \quad (3-71)$$

### 3.3.6 Perencanaan Struktur Portal Beton Bertulang Dengan Daktalitas Terbatas

Pembebanan gempa ditentukan berdasarkan persyaratan dan analisis gaya-gaya dalam struktur, dalam batas elastik dengan pembebanan gempa menurut PPTGIUG 1987. Cara perhitungan pembebanan gempa sama dengan tingkat daktalitas penuh yang telah dijelaskan sebelumnya, namun pada daktalitas terbatas besarnya gaya gempa dua kali daktalitas penuh. Langkah-langkah perhitungan desain kapasitas dijelaskan sebagai berikut. (Kusuma dan Andriano, 1993)

#### 1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

Kuat lentur balok portal yang dinyatakan dengan  $M_{u,b}$  dihitung dengan cara yang sama seperti untuk balok portal dengan daktalitas penuh. Pada daktalitas terbatas gaya gempa dikalikan faktor  $K = 2$ . Tetapi kapasitas lentur balok,  $M_{kap,b}$  tidak perlu dicari.

#### 2. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Geser

Gaya geser rencana balok portal dengan daktalitas terbatas harus dihitung menurut persamaan berikut:

$$V_{u,b} = 1,05 (V_{D,b} + V_{L,b} \pm (4,0/K)V_{E,b}) \quad (3-72)$$

dengan

$V_{D,b}$  = gaya geser balok akibat beban mati takterfaktor

$V_{L,b}$  = gaya geser balok akibat beban hidup takterfaktor

$V_{E,b}$  = gaya geser balok akibat beban gempa takterfaktor

$K$  = faktor jenis struktur ( $K \geq 2,0$ )

#### 3. Perencanaan Kolom Terhadap Beban Lentur dan Aksial

Kuat lentur kolom portal dengan daktalitas terbatas harus memenuhi:

$$M_{u,k} = 1,05 [ M_{D,k} + M_{L,k} + \omega_d K (M_{E,k} + 0,3 M_{E,k,\perp}) ] \quad (3-73)$$

dengan:

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

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

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

$M_{E,k,\perp}$  = momen kolom akibat beban gempa takterfaktor arah tegak lurus

$\omega_d$  = faktor pembesar dinamis diambil=1,3, kecuali lantai 1 dan paling atas diambil =1

Gaya akibat rencana  $N_{u,k}$  yang bekerja pada kolom portal dengan daktilitas terbatas dihitung dari

$$N_{u,k} = 1,05 ( N_{D,k} + N_{L,k} + \omega_d K (N_{E,k} + 0,3 N_{E,k,\perp}) ) \quad (3-74)$$

dengan

$N_{D,k}$  = gaya aksial kolom akibat beban mati takterfaktor

$N_{L,k}$  = gaya aksial kolom akibat beban hidup takterfaktor

$N_{E,k}$  = gaya aksial kolom akibat beban gempa takterfaktor

$N_{E,k,\perp}$  = gaya aksial kolom akibat beban gempa takterfaktor

$\omega_d$  = faktor pembesar dinamis diambil =1,3 untuk lantai 1 dan paling atas diambil = 1

$K = 2$

Dalam segala hal kuat lentur dan aksial rancang kolom portal harus memperhitungkan kombinasi beban gravitasi dan beban gempa dalam dua arah peninjauan yang saling tegak lurus.

#### 4. Perencanaan Kolom terhadap Beban Geser

Kuat geser rencana kolom portal dengan daktilitas terbatas  $V_{u,k}$  harus dihitung dari

$$V_{u,k} = 1,05 ( V_{D,k} + V_{L,k} + \omega_d K (V_{E,k} + 0,3 V_{E,k,\perp}) ) \quad (3-75)$$

dengan

$V_{D,k}$  = gaya geser kolom akibat beban mati takterfaktor

$V_{L,k}$  = gaya geser kolom akibat beban hidup takterfaktor

$V_{E,k}$  = gaya geser kolom akibat beban gempa takterfaktor

$V_{E,k,\perp}$  = gaya geser kolom akibat beban gempa takterfaktor arah tegak lurus

$\omega_d$  = faktor pembesar dinamis diambil= 1,3, untuk lantai 1 dan paling atas diambil=1

$$K=2$$

### 3.3.7 Penulangan Balok

#### a. Analisis Balok Terlentur Bertulangan Rangkap

Penulangan lentur balok bertulangan rangkap ,menyangkut penentuan kuat nominal lentur suatu penampang  $M_{nak}^+$  dan  $M_{nak}^-$  pada kedua ujung komponen balok , dan penentuan momen nominal balok pada tengah bentang. Momen nominal aktual balok harus lebih besar atau sama dengan momen ultimit balok sebagai tanda tulangan lentur terpakai aman.

Langkah-langkah analisis penampang balok bertulangan rangkap adalah sebagai berikut (Dipohusodo, 1996)

1. Tentukan rasio tulangan ( $\rho$ ):

$$\rho_{min} < \rho \leq \rho_{maks}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_c'} \right) \quad (3-76)$$

$$\rho_{min} = 1,4/f_y \quad (3-77)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3-78)$$

dengan

$\rho$  = rasio tulangan

$f_c'$  = kuat desak beton

$f_y$  = tegangan leleh ijin baja

$\beta_1 = 0,85$  untuk  $f_c' \leq 30$  MPa

$\beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c' - 30)$  untuk  $f_c' > 30$  MPa

2. Anggap bahwa segenap penulangan meluluh, maka:  $f_s = f_s' = f_y$  dan  $A_{s2} = A_s'$

3. Tentukan tinggi efektif balok

$$d' = p(\text{selimut beton}) + \emptyset \text{ tul. sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul. lentur}$$

$$d = h - d'$$

4. Tentukan  $A_s$  dan  $A_s'$ , dengan cara berikut ini.

Tentukan luas tulangan tarik (seimbang dengan beton tekan)

$$A_{s1} = \rho \cdot b \cdot d \quad (3-79)$$

hitung gaya tarik.

$$T = A_{s1} \cdot f_y \quad (3-80)$$

untuk pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan tarik

$$M_{n1} = T_1 \cdot (d - a/2) \quad (3-81)$$

dengan

$$a = \beta_1 \cdot x$$

$$x = [600 / (600 + f_y)] \cdot d$$

Dari momen rencana balok  $M_u$ , didapat  $M_n = 0,8 \cdot M_u$

jika,  $M_{n1} < (M_n = 0,8 \cdot M_u)$

kelebihan  $M_n$  yang harus ditahan oleh tambahan tulangan tarik dan tulangan tekan.

$$M_{n2} = M_n - M_{n1} \quad (3-82)$$

$$M_{n2} = C_s \cdot (d - d') \quad \text{atau} \quad M_{n2} = T_2 \cdot (d - d') \quad (3-83)$$

$$T_2 = C_s = M_{n2} / (d - d') \quad (3-84)$$

dianggap baja tekan telah leleh saat beton tekan mencapai regangan hancur 0,003

dan  $f_s' = f_y$

Luas tulangan tekan:

$$A_s' = C_s / f_s' \quad (3-85)$$

Tambahan luas tulangan tarik:

$$A_{s2} = T_2 / f_y \quad (3-86)$$

Luas tulangan tarik:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (3-87)$$

4. Dengan menggunakan keseimbangan gaya-gaya dalam, hitunglah tinggi blok tegangan tekan =  $a$

$$T = C_c + C_s \quad (3-88)$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a + A_s' \cdot (f_y - 0,85 f_c') \quad (3-89)$$

didapat  $a$

5. Tentukan letak garis netral

$$x = a' \beta_1 \quad (3-90)$$

6. Dengan menggunakan diagram regangan memeriksa regangan tulangan baja tekan maupun tarik, untuk membuktikan apakah anggapan pada langkah awal benar.

$$\varepsilon_s = [(x-d')/x] \cdot \varepsilon_{cu} \quad (3-91)$$

$$\varepsilon_s' = [(d-x)/x] \cdot \varepsilon_{cu} \quad (3-92)$$

Jika  $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$  dan  $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s$ , anggapan awal benar

Jika  $\varepsilon_s' < \varepsilon_y \leq \varepsilon_s$ , anggapan awal salah

Dengan menganggap  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$ , yang berarti tulangan baja tarik telah meluluh, akan timbul salah satu dari dua kondisi berikut ini:

- Kondisi I:  $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_y$  menunjukkan bahwa anggapan pada langkah awal betul dan tulangan baja tekan meluluh
- Kondisi II:  $\varepsilon_s' \leq \varepsilon_y$ , menunjukkan bahwa anggapan pada langkah awal tidak betul dan tulangan baja tekan belum luluh.

Kondisi I:

7. Periksa rasio tulangan,

$$\rho = A_{s1}/(b \cdot d) \quad (3-93)$$

$\rho_{min} < \rho \leq \rho_{maks}$ , memenuhi syarat

8. Hitunglah kapasitas momen teoritis  $M_{nak}$ ,

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \quad (3-94)$$

$$C_s = A_s \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c') \quad (3-95)$$

$$M_{nak} = C_c \cdot [d - (a/2)] + C_s \cdot (d - d') \quad (3-96)$$

$$\phi M_{nak} \geq M_u \quad \text{-tulangan aman -}$$

dengan:  $\phi = 0,8$

Kondisi II:

7. Diperlukan mencari letak garis netral, dengan mengacu pada Gambar 3.10 dan 3.11 menggunakan keseimbangan gaya-gaya horizontal, akan didapat nilai  $x$ .

$$T = C_c + C_s \quad (3-97)$$

$$A_s \cdot f_y = (0,85 \cdot f_c') \cdot b \cdot a + f_s' \cdot A_s' \quad (3-98)$$

sedangkan,

$$a = \beta_1 \cdot c \text{ dan } f_s' = \varepsilon_s' \cdot E_s = [(x-d')/x] \cdot 0,003 \cdot E_s$$

Dengan melakukan beberapa substitusi didapatkan:

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot x + 0,003 \cdot [(x-d')/x] \cdot E_s \cdot A_s' \quad (3-99)$$

Apabila persamaan tersebut dikalikan dengan  $x$ , akan didapat:

$$A_s \cdot f_y \cdot x = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot x^2 + x \cdot 0,003 \cdot E_s \cdot A_s' - d' \cdot 0,003 \cdot E_s \cdot A_s' \quad (3-100)$$

setelah dilakukan pengelompokan, didapatkan persamaan:

$$(0,85.f_c'.b.\beta_f).x^2 + (0,003.E_s.A_s' - A_s.f_y).x - d'(0,003)E_s.A_s' = 0 \quad (3-101)$$

dengan memasukkan nilai  $E_s = 200000$  MPa, persamaan menjadi:

$$(0,85.f_c'.b.\beta_f).x^2 + (600.A_s' - A_s.f_y).x - 600.d'.A_s' = 0 \quad (3-102)$$

didapatkan nilai  $x$  dari persamaan kuadrat.

8. Menghitung tegangan pada tulangan baja tekan,

$$f_s = [(x-d')/x]600 \quad (3-103)$$

9. Periksa rasio tulangan.

$$A_{s2}.f_y = A_s'.f_s' \quad (3-104)$$

$$A_{s1} = A_s - A_{s2} \quad (3-105)$$

$$\rho = A_{s1}/(b.d) \quad (3-106)$$

$\rho_{min} < \rho \leq \rho_{maks}$ , memenuhi syarat

10. Dapatkan  $a$  dengan menggunakan persamaan:  $a = \beta_1.x$

11. Hitunglah kapasitas momen teoritis  $M_{nak}$ ,

$$C_c = 0,85.f_c'.b.a \quad (3-107)$$

$$C_s = A_s'.f_s' \quad (3-108)$$

$$M_{nak} = C_c.[d - (a/2)] + C_s.(d - d') \quad (3-109)$$

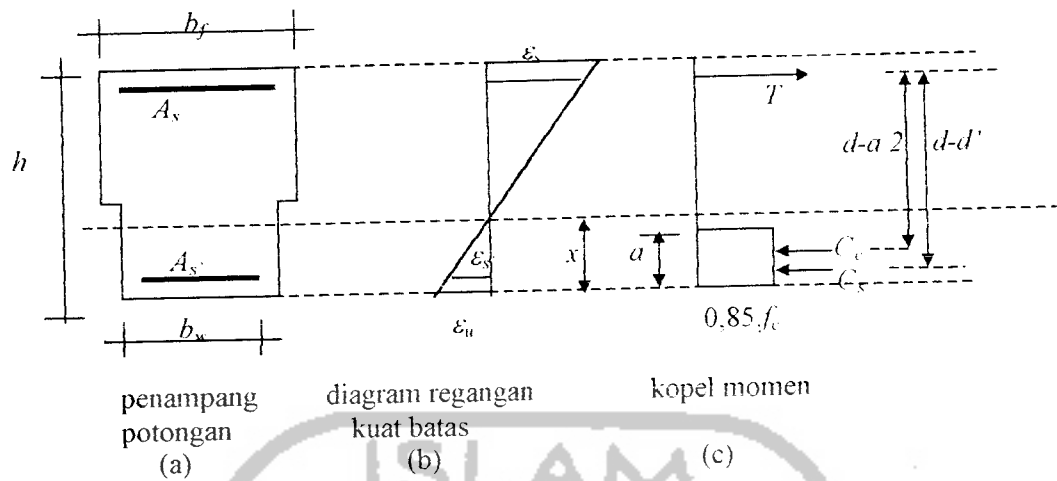
$$\phi M_{nak} \geq M_u \quad \text{-tulangan aman -}$$

dengan:  $\phi = 0,8$

Dari momen rencana balok didapat momen tumpuan negatif, momen tumpuan positif, dan momen lapangan. Dengan demikian masing-masing dianalisis berbeda sesuai letak penulangan masing-masing.

1. Analisis penulangan lentur tumpuan momen negatif

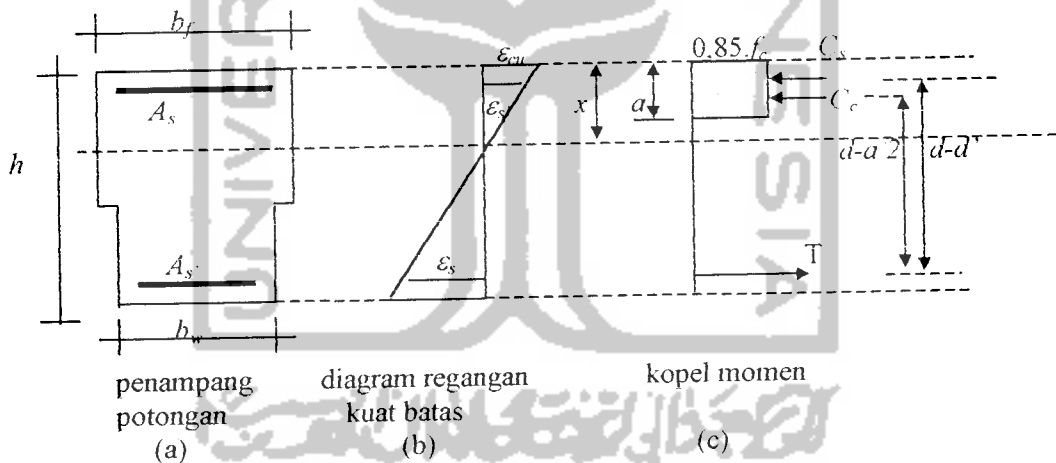
Pada momen tumpuan negatif maka  $A_s$  sebagai tulangan tarik berada di atas, dan  $A_s'$  sebagai tulangan tekan berada dibawah pada penampang balok, analisis tulangan rangkap sesuai Gambar 3.11 berikut ini.



**Gambar 3.12** Analisis balok bertulangan rangkap tumpuan momen negatif

## 2. Analisis penulangan lentur tumpuan momen positif dan momen lapangan

Pada momen tumpuan positif dan momen lapangan, maka  $A_s$  sebagai tulangan tarik berada di bawah, dan  $A_s'$  sebagai tulangan tekan berada di atas pada penampang balok, analisis tulangan rangkap sesuai Gambar 3.12 berikut ini.



**Gambar 3.13** Analisis balok bertulangan rangkap tumpuan momen positif dan momen lapangan

### b. Penulangan Geser Balok

Penulangan geser balok disesuaikan menurut perencanaan daktilitas penuh dan daktilitas terbatas.

#### 1. Penulangan geser balok daktilitas penuh

Penulangan geser balok dihitung dengan rumus sebagai berikut (Kusuma dan Andriono, 1993):



$$V_{u,b} \phi \leq V_c + V_s \quad (3-110)$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3-111)$$

$$V_s = (A_v \cdot f_y \cdot d) / S \quad (3-112)$$

dengan:

$V_{u,b}$  = gaya geser rencana balok

$\phi = 0,6$

$V_c$  = gaya geser yang ditahan oleh beton

$V_s$  = gaya geser yang ditahan tulangan geser

$f_c'$  = kuat tekan beton

$f_y$  = tegangan ijin leleh baja

$b_w$  = lebar badan penampang balok

$d$  = tinggi efektif balok

$S$  = jarak tulangan geser

- Penulangan geser pada daerah sendi plastis minimum  $2 \cdot h$  dari muka kolom ke tengah bentang.  $V_c = 0$

- Penulangan geser pada daerah diluar sendi plastis dari  $2h$  ke arah tengah bentang,

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3-113)$$

- Jarak sengkang maksimum pada lokasi sendi plastis (SK-SNI,1991)

-  $d/4$

- 8. diameter tul. pokok

- 24. diameter sengkang

- 200 mm

-  $1600 \cdot f_y \cdot A_{s,l} / [(A_{s,a} + A_{s,b}) \cdot f_y]$

- Jarak sengkang maksimum di luar sendi plastis:  $d/2$  (SK SNI,1991)

### 3.3.8 Penulangan Kolom

#### a. Analisis Penulangan lentur dan aksial kolom

Penulangan lentur dan aksial kolom dianalisis dengan menggunakan diagram interaksi kolom. Tulangan terdistribusi secara simetris dengan memperhatikan keserasian regangan. Misal: penampang dengan empat lapis tulangan (lihat Gambar 3.13) dengan gaya aksial tekan bekerja pada salah satu sumbu utamanya. Jarak

masing-masing tulangan terhadap serat beton yang tertekan  $d_i$  dapat ditentukan sebagai berikut (Wahyudi dan Rahim, 1997):

Untuk lapis pertama  $A_{s1} : d_1 = d'$

kedua  $A_{s2} : d_2 = d' + 1.(h - 2d')/3$

ketiga  $A_{s3} : d_3 = d' + 2.(h - 2d')/3$

keempat  $A_{s4} : d_4 = d' + 3.(h - 2d')/3$

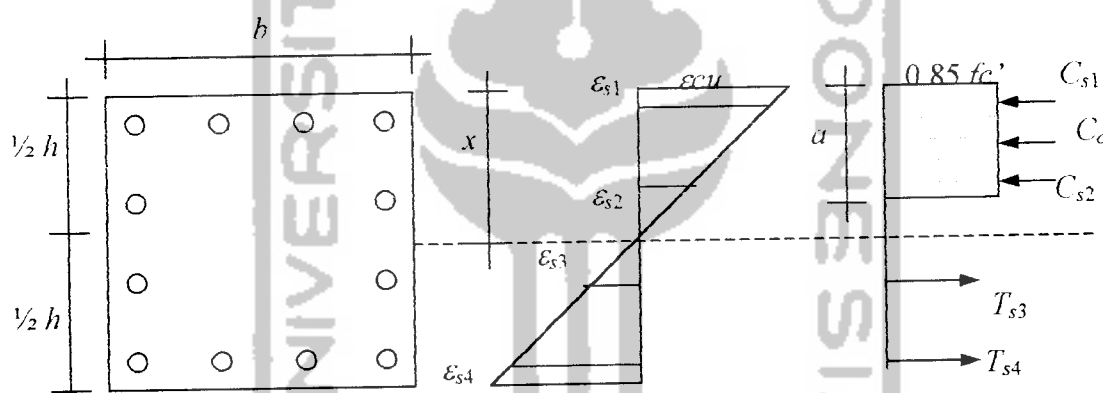
Dengan melihat bentuk persamaan tersebut, dapat dibuat rumus umum untuk jarak tulangan di sebagai:

$$d_i = d' + [(i - 1)(h - 2d')]/(N - 1) \quad (3-114)$$

dengan:

$i$  = nomor lapis tulangan

$N$  = banyaknya garis tulangan



**Gambar 3.14** Penampang dengan tulangan terdistribusi merata pada keempat sisinya

Besarnya regangan yang terjadi pada lapis tulangan ke- $i$ , dapat ditetapkan melalui perbandingan segitiga, dengan regangan maksimum pada beton adalah 0,003. Dengan demikian untuk tulangan ke- $i$

$$\varepsilon_{si} = 0,003 \cdot [(x - d_i)/x] \quad (3-115)$$

Sebagaimana sebelumnya  $x$  adalah jarak sumbu netral terhadap serat terluar. Dengan memperhatikan persamaan tersebut, dapat diketahui bahwa harga  $\varepsilon_{si}$  akan negatif untuk regangan tarik ataupun positif untuk regangan tekan.

Selanjutnya, tegangan pada lapis tulangan ke- $i$  dapat dirumuskan menjadi.

$$f_{si} = \varepsilon_{si} E_s \quad (3-116)$$

$$f_{si} = 0,003 \cdot [(x - d_i)/x] \cdot 200000 \quad (3-117)$$

Bila

$$\varepsilon_{si} \geq f_y/E_s, \text{ maka } f_{si} = f_y$$

$$f_y/E_s > \varepsilon_{si} > -f_y/E_s, \text{ maka } f_{si} = \varepsilon_{si} E_s$$

$$\varepsilon_{si} \leq -f_y/E_s, \text{ maka } f_{si} = f_y \quad (3-118)$$

Gaya pada tulangan ke-i, menjadi

$$P_i = f_{si} A_{si} \quad (3-119)$$

Dengan mengacu pada Gambar 3.13, dapat disusun persamaan keseimbangan:

$$P_n - C_c - \sum f_{si} A_{si} = 0 \quad (3-120)$$

$$P_n = 0,85f_c' a \cdot b - \sum f_{si} A_{si} \quad (3-121)$$

Momen terhadap pusat plastisnya adalah:

$$P_n e = C_c \cdot 1/2(h-a) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} (1/2 h - d_i) \quad (3-122)$$

Perlu diperhatikan bahwa bila:

$$d_i < a, \text{ maka harga } f_{si} = f_{si} - 0,85f_c'$$

$$d_i > a, \text{ maka harga } f_{si} = f_{si}$$

### b. Analisis Kolom Bidang Interaksi Biaksial (Bresler)

Kolom persegi atau empat persegi panjang dengan intensitas momen lentur yang bekerja tidak sama pada kedua sumbu utamanya, akan memerlukan jumlah pembesian yang tidak sama untuk masing-masing arah tersebut. Metoda pendekatan untuk menganalisis penampang semacam ini dikembangkan oleh Boris Bresler, sehingga disebut *Bresler Reciprocal Method*. (Wang dan Salmon, 1993)

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{no}} \quad (3-123)$$

dengan:

$P_n$  = kapasitas beban akibat lentur dua arah.

$P_{nx}$  = kapasitas beban uniaksial jika beban bekerja dengan eksentrisitas  $e_x$ , dan

$$e_y = 0$$

$P_{ny}$  = kapasitas beban uniaksial, jika beban bekerja dengan eksentrisitas,  $e_y$  dan

$$e_x = 0$$

$P_{no}$  = beban aksial murni dengan  $e_x = e_y = 0$

Penulangan dinyatakan aman jika memenuhi syarat:

$$P_u \leq \phi P_n$$

dengan

$P_u$  = beban aksial rencana terfaktor

$\phi = 0,65$  (faktor reduksi kekuatan menurut SK-SNI-1991)

Kekuatan uniaksial  $P_n$ ,  $P_{nx}$ ,  $P_{ny}$ , dan  $P_{no}$  dapat ditentukan menggunakan diagram interaksi kolom.

### c. Pengaruh Kelangsingan Kolom

Kelangsingan kolom berpengaruh kepada pembesaran kolom, syarat menurut SK-SNI-1991, kolom tidak langsing jika:

$k.l_u/r < 34 - 12M_{1b}/M_{2b}$ , untuk komponen struktur tekan yang ditahan terhadap goyangan kesamping

$k.l_u/r < 22$ , untuk komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan kesamping

dengan:

$k$  = faktor panjang efektif

$l_u$  = panjang bebans kolom tanpa penopang

$r = \sqrt{I_g/A_g}$  = jari-jari girasi

Faktor panjang efektif  $k$  merupakan fungsi dari faktor kekangan ujung  $\psi_A$  dan  $\psi_B$  untuk masing-masing titik ujung atas dan bawah, yang didefinisikan sebagai (Wang dan Salmon 1993)

$$\psi = (\sum EI_k/I_k) / (\sum EI_b/I_b) \quad (3-124)$$

Untuk  $EI_k$  kekakuan batang kolom boleh ditetapkan sebagai:

$$EI_k = (E_c I_g / 2,5) / (1 + \beta_d) \quad (3-125)$$

Untuk  $EI_b$  kekakuan batang balok boleh ditetapkan sebagai:

$$EI_b = (E_c I_g / 5) / (1 + \beta_d) \quad (3-126)$$

dengan:

$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$  = modulus elastisitas beton

$I_g$  = Inersia penampang beton

$\beta_d$  = rasio perbandingan momen beban mati terfaktor terhadap momen total terfaktor

Untuk menetapkan faktor panjang efektif kolom, maka dibedakan pada portal tidak bergoyang dan portal bergoyang.

Untuk portal tidak bergoyang, *British Code of Standard Practice*, 1972 menyarankan  $k$  digunakan harga terkecil dari persamaan berikut ini.

$$k = 0,7 + 0,05(\psi_A + \psi_B) \leq 1,0 \quad (3-127)$$

$$k = 0,85 + 0,05\psi_{\min} \leq 1,0 \quad (3-128)$$

Untuk portal bergoyang, menurut rumus *Furlong* harga  $k$  ditentukan sebagai berikut ini.

$$k = \frac{20 - \psi_{\text{rata-rata}}}{20} \sqrt{1 + \psi_{\text{rata-rata}}} \quad \text{jika } \psi_{\text{rata-rata}} < 2,0 \quad (3-129)$$

$$k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_{\text{rata-rata}}} \quad \text{jika } \psi_{\text{rata-rata}} \geq 2,0 \quad (3-130)$$

#### d. Metode pembesaran momen pada kolom langsing

Pada kolom langsing dengan ketentuan  $kl_u < 100$ , hitungan kekuatan kolom dilakukan dengan metode pembesaran momen. Perancangan dari kolom tersebut didasarkan atas pembesaran momen yang bekerja sedemikian sehingga kolom tersebut bisa direncanakan sebagai kolom pendek (Sudarmoko, 1995)

Pembesaran momen dihitung dengan rumus (SK-SNI, 1991):

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (3-131)$$

dengan:

$M_c$  = momen berfaktor yang digunakan untuk perencanaan komponen struktur tekan

$\delta_b$  = faktor pembesar untuk momen akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan berarti

$\delta_s$  = faktor pembesar untuk momen akibat beban yang menimbulkan goyangan

$M_{2b}$  = momen terfaktor akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan

$M_{2s}$  = momen terfaktor akibat beban yang menimbulkan goyangan

Faktor  $\delta_b$  dan  $\delta_s$  adalah pembesar momen yang secara empiris dapat ditentukan sebagai berikut:

Untuk menetapkan faktor panjang efektif kolom, maka dibedakan pada portal tidak bergoyang dan portal bergoyang.

Untuk portal tidak bergoyang, *British Code of Standard Practice*, 1972 menyarankan  $k$  digunakan harga terkecil dari persamaan berikut ini.

$$k = 0,7 + 0,05(\psi_A + \psi_B) \leq 1,0 \quad (3-127)$$

$$k = 0,85 + 0,05\psi_{min} \leq 1,0 \quad (3-128)$$

Untuk portal bergoyang, menurut rumus *Furlong* harga  $k$  ditentukan sebagai berikut ini.

$$k = \frac{20 - \psi_{rata-rata}}{20} \sqrt{1 + \psi_{rata-rata}} \quad \text{jika } \psi_{rata-rata} < 2,0 \quad (3-129)$$

$$k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_{rata-rata}} \quad \text{jika } \psi_{rata-rata} \geq 2,0 \quad (3-130)$$

#### d. Metode pembesaran momen pada kolom langsing

Pada kolom langsing dengan ketentuan  $kl_u < 100$ , hitungan kekuatan kolom dilakukan dengan metode pembesaran momen. Perancangan dari kolom tersebut didasarkan atas pembesaran momen yang bekerja sedemikian sehingga kolom tersebut bisa direncanakan sebagai kolom pendek (Sudarmoko, 1995)

Pembesaran momen dihitung dengan rumus (SK-SNI, 1991):

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (3-131)$$

dengan:

$M_c$  = momen berfaktor yang digunakan untuk perencanaan komponen struktur tekan

$\delta_b$  = faktor pembesar untuk momen akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan berarti

$\delta_s$  = faktor pembesar untuk momen akibat beban yang menimbulkan goyangan

$M_{2b}$  = momen terfaktor akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan

$M_{2s}$  = momen terfaktor akibat beban yang menimbulkan goyangan

Faktor  $\delta_b$  dan  $\delta_s$  adalah pembesar momen yang secara empiris dapat ditentukan sebagai berikut:

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi^2 P_c}} \geq 1,0 \quad (3-132)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \geq 1,0 \quad (3-133)$$

di mana  $P_c$  adalah beban tekuk Euler,

$$P_c = (\pi^2 EI) / (kl_u)^2 \quad (3-134)$$

dan  $P_u$  adalah beban rencana aksial terfaktor,  $\sum P_u$  dan  $\sum P_c$  adalah jumlah untuk semua kolom dalam satu tingkat,  $C_m$  adalah faktor koreksi seperti ditentukan berikut ini.

Untuk komponen struktur portal tidak bergoyang dan tanpa beban transversal pada dukungan,

$$C_m = 0,60 + 0,40(M_{1b}/M_{2b}) \geq 0,40 \quad (3-135)$$

#### e. Penulangan Geser Kolom

Penulangan geser kolom menurut SK-SNI-1991 dibagi dalam dua daerah yaitu dalam daerah  $l_o$  dan luar  $l_o$ . Daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis adalah sepanjang  $l_o$  dari muka kolom yang ditinjau dimana  $l_o$  tidak boleh kurang dari:

- $l_o \geq h$ , bila  $N_{u,k} \leq 0,3.A_g.f_c'$
- $l_o \geq 1,5.h$ , bila  $N_{u,k} > 0,3.A_g.f_c'$
- 1/6 bentang bersih kolom
- 450 mm

#### 1. Penulangan geser kolom dengan daktilitas penuh

- Penulangan geser dalam daerah  $l_o$

$$V_{u,k} / \phi \leq 0 + V_{s,k} \quad (3-136)$$

dengan

$V_{u,k}$  = gaya geser rencana kolom

$\phi = 0,6$

$V_{s,k} = (A_v.f_y.d) / S$

$A_v$  = luas penampang tulangan sengkang

$f_y$  = tegangan ijin leleh baja

(3-137)

$d$  = tinggi efektif kolom

$S$  = jarak tulangan geser

Tulangan geser kolom harus dipasang pada daerah  $l_0$  dengan jarak maksimum

(SK-SNI-1991):

- $\frac{1}{4}$  dimensi komponen struktur terkecil
- 8 kali diameter tulangan longitudinal
- 100 mm

- Penulangan geser luar daerah  $l_0$

$$V_{u,k}/\phi \leq V_c + V_{s,k} \quad (3-138)$$

dengan gaya geser yang ditahan beton:

$$V_c = \left( 1 + \frac{Nu}{14 A_g} \right) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w \cdot d \quad (3-139)$$

dengan:

$N_u$  = gaya aksial yang terjadinya pada kolom yang ditinjau

$A_g$  = luas penampang kolom

$b_w$  = lebar komponen kolom terkecil

2. Penulangan geser kolom dengan daktilitas terbatas

- Penulangan geser dalam daerah  $l_0$

$$V_{u,k}/\phi \leq \frac{1}{2} V_c + V_{s,k} \quad (3-140)$$

Tulangan geser kolom harus dipasang pada daerah  $l_0$  dengan jarak maksimum (SK-SNI-1991):

- $\frac{1}{2}$  dimensi komponen struktur terkecil
- 16 kali diameter tulangan longitudinal
- 200 mm

- Penulangan geser luar daerah  $l_0$

$$V_{u,k}/\phi \leq \frac{1}{2} V_c + V_{s,k} \quad (3-141)$$



## BAB IV PERENCANAAN ATAP

Perencanaan atap meliputi, perencanaan gording, perencanaan sagrod, dan perencanaan rangka baja atap, dengan metoda LRFD 2000. Perencanaan atap disajikan dalam Gambar 4.1.

### 4.1 Perencanaan Gording

#### 4.1.1 Pembebanan Gording

Pembebanan gording terdiri dari:

a. Beban Mati ( D )

- Penutup atap genteng, reng dan usuk bidang miring :  $0,5 \text{ kN/m}^2 \times 2,197 \text{ m} = 1,099 \text{ kN/m}$

- Berat gording sendiri C 6 x 10,5 :  $= 0,153 \text{ kN/m}$  +  
 $q_D = 1,252 \text{ kN/m}$

b. Beban hidup ( L )

- Beban pekerja pada atap :  $P_L = 1 \text{ kN}$

c. Beban Air Hujan ( H )

- Beban air hujan :  $q_H = ( 40 - 0,8 \cdot \alpha ) \text{ kg/m}^2 \times 2,197 \text{ m} = 26,364 \text{ kg/m}$   
 $= 0,264 \text{ kN/m}$

d. Beban Angin ( W )

- Tiup angin :  $q_{W, \text{tiup}} = ( 0,02 \cdot \alpha - 0,4 ) \times 60 \text{ kg/m}^2 \times 2,197 \text{ m} = 39,546 \text{ kg/m}$   
 $= 0,396 \text{ kN/m}$

- Hisap angin :  $q_{W, \text{hisap}} = - 0,4 \times 60 \text{ kg/m}^2 \times 2,197 \text{ m} = - 52,728 \text{ Kg/m}$   
 $= - 0,527 \text{ KN/m}$