

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Pendahuluan**

Perencanaan terdiri dari perencanaan atap berdasarkan Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung dengan metode LRFD 2000, dan perencanaan struktur beton bertulang dengan daktilitas penuh dan daktilitas terbatas menurut Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SK SNI T-15-1991-03.

Struktur rangka atap direncanakan untuk menghasilkan suatu struktur yang stabil, cukup kuat, mampu-layan, awet, ekonomis dan mudah dilaksanakan. Suatu struktur dikatakan stabil bila ia tidak mudah terguling atau tergeser, selama umur bangunan yang direncanakan. Suatu struktur dikatakan cukup kuat dan mampu-layan bila kemungkinan terjadi kegagalan-struktur dan kehilangan kemampuan layan selama umur bangunan yang direncanakan adalah kecil dan dalam batas yang direncanakan.

Perencanaan struktur beton bertulang dengan konsep daktilitas menetapkan suatu taraf perencanaan terhadap beban gempa yang menjamin struktur agar tidak rusak karena gempa kecil atau sedang, tetapi saat dilanda gempa kuat yang jarang terjadi struktur tersebut mampu berperilaku daktil dengan memancarkan energi gempa dan sekaligus membatasi beban gempa yang masuk kedalam struktur.

### 3.2 Beban-Beban Bekerja

Perencanaan suatu struktur untuk keadaan-keadaan stabil batas, kekuatan batas, dan kemampuan-layan batas harus memperhitungkan pengaruh-pengaruh dari aksi-aksi sebagai akibat dari beban-beban berikut ini menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung:

1. Beban mati ( $W_D$ ) ialah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap.
2. Beban hidup ( $W_L$ ) ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung termasuk beban-beban yang berasal dari barang-barang yang berpindah-pindah. Khusus untuk atap beban hidup dapat termasuk beban yang berasal dari air hujan ( $W_R$ ).
3. Beban angin ( $W_W$ ) ialah semua beban yang bekerja pada gedung yang disebabkan oleh selisih dari tekanan udara, yang nilainya dikalikan dengan koefisien angin ( $c$ ). Untuk perencanaan dalam tugas akhir ini menggunakan atap segitiga majemuk dengan kriteria sebagai berikut:
  - Untuk bidang-bidang atap dipihak angin ( $c_1$ ),
 
$$\alpha < 65^\circ \quad (0,2 \alpha - 0,4) \quad (3.1a)$$
  - Untuk semua bidang atap dibelakang angin ( $c_2$ ),
 
$$\text{untuk semua } \alpha \quad -0,4 \quad (3.1b)$$

dengan  $c_1$  adalah koefisien angin tiup,  $c_2$  adalah koefisien angin hisap,  $\alpha$  adalah sudut kemiringan atap
4. Beban gempa ialah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa.

### 3.3 Dasar Perencanaan.

Perencanaan bangunan ini menggunakan metode kekuatan batas dan beban kerja berfaktor sehingga diperoleh suatu beban pada batas akhir keruntuhan menurut SK SNI T-15-1991-03.

Faktor beban ditentukan sebagai berikut:

$$U = 1,2D + 1,6L \quad (3.2a)$$

$$U = 0,75(1,2D + 1,6L + 1,6W) \quad (3.2b)$$

$$U = 0,9D + 1,3W \quad (3.2c)$$

$$U = 1,05(D + L_R \pm E) \quad (3.2d)$$

$$U = 0,9(D \pm E) \quad (3.2e)$$

dengan U adalah kuat perlu,  $L_R$  adalah beban hidup tereduksi, D adalah beban mati, E adalah beban gempa, L adalah beban hidup, W adalah beban angin.

Dalam menggunakan kapasitas rencana suatu komponen struktur, kapasitas minimum direduksi dengan faktor reduksi seperti pada tabel berikut:

**Tabel 3.3** Ketentuan faktor reduksi

Mekanisme	Faktor Reduksi ( $\phi$ )
Lentur tanpa beban aksial	0,80
Geser dan puntir	0,60
Tarik aksial, tanpa dan dengan lentur	0,80
Tarik aksial, tanpa dan dengan lentur (sengkang)	0,65
Tekan aksial, tanpa dan dengan lentur (spiral)	0,70
Tumpuan pada beton	0,70

### 3.4 Perencanaan Rangka Atap

#### 3.4.1 Komponen Struktur Lentur

Perencanaan komponen lentur menggunakan analisis elastis, dengan menganggap bahwa setiap komponen struktur tetap dalam keadaan elastis pada setiap kondisi beban terfaktor (LRFD 2000).

Untuk komponen struktur tak bergoyang tanpa gaya aksial atau dengan gaya aksial tarik, momen lentur terfaktor ( $M_u$ ) dihitung sebagai berikut:

$$M_u = M_{ntu} \quad (3.3)$$

dengan  $M_{ntu}$  adalah momen lentur terfaktor yang diakibatkan oleh beban-beban yang tidak menimbulkan goyangan.

##### a Lentur Terhadap Sumbu Kuat Utama

Suatu komponen struktur yang memikul lentur terhadap sumbu kuat (sumbu-x) harus memenuhi,

$$M_{ux} \leq \phi_b M_n \quad (3.4)$$

dengan  $M_{ux}$  adalah momen terfaktor arah sumbu x,  $\phi_b$  adalah faktor reduksi kekuatan untuk komponen struktur lentur = 0,90,  $M_n$  adalah kuat nominal momen lentur penampang terhadap sumbu-x, yang nilainya,

$$M_n = f_y \cdot S_x \quad (3.5)$$

dengan  $S_x$  adalah modulus penampang elastis arah sumbu-x,  $f_y$  adalah tegangan leleh baja..

##### b Lentur Terhadap Sumbu Lemah

Suatu komponen struktur yang memikul lentur terhadap sumbu lemahnya (sumbu-y) harus memenuhi,

$$M_{uy} \leq \phi M_n \quad (3.6)$$

dengan  $M_{uy}$  adalah momen terfaktor arah sumbu y,  $M_n$  adalah kuat nominal momen lentur penampang terhadap sumbu-y, yang nilainya,

$$M_n = f_y \cdot S_y \quad (3.7)$$

dengan  $S_y$  adalah modulus penampang elastis arah sumbu-y.

### c Batas Kelendutan

Batas lendutan untuk keadaan kemampuan-layan arah sumbu kuat ditentukan dari persamaan:

$$\delta_x = \frac{5}{384} W_{uy} \cdot \frac{L_y^4}{EI_y} \leq \frac{L_y}{360} \quad (3.8)$$

dengan  $\delta_x$  adalah lendutan yang terjadi tegak lurus sumbu x,  $I_y$  adalah momen inersia sumbu y,  $L_y$  adalah panjang bentang arah sumbu y,  $W_{uy}$  adalah beban terfaktor arahsumbu y.

Batas lendutan untuk keadaan kemampuan-layan arah sumbu lemah ditentukan dari persamaan:

$$\delta_y = \frac{5}{384} W_{ux} \cdot \frac{L_x^4}{EI_x} \leq \frac{L_x}{360} \quad (3.9)$$

dengan  $\delta_y$  adalah lendutan yang terjadi tegak lurus sumbu y,  $I_x$  adalah momen inersia sumbu y,  $W_{ux}$  adalah beban terfaktor arahsumbu x,  $L_x$  = panjang bentang arah sumbu x,  $E$  = modulus elastis baja (200.000 MPa).

### 3.4.2 Komponen Struktur Tekan

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

– **Menentukan Nn perlu**

Kuat nominal penampang suatu struktur didapat dari persamaan:

$$N_n \geq \frac{N_u}{\phi} \quad (3.10)$$

dengan  $N_n$  adalah kuat nominal penampang struktur,  $\phi$  adalah faktor reduksi kekuatan,  $N_u$  adalah gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor

– **Estimasi jarak kopel minimum**

$$L_1 = \frac{L}{n} \quad (3.11)$$

dengan  $n$  adalah asumsi pembagian daerah pada panjang penampang,  $L_1$  adalah panjang bentang yang dibatasi oleh dua penghubung.

– **Menentukan jari-jari minimum**

Untuk elemen-elemen struktur yang direncanakan terhadap gaya tekan, angka perbandingan kelangsingan dibatasi sebesar 200, maka didapat persamaan,

$$i_{\min} = \frac{L_1}{200} \quad (3.12a)$$

dengan  $i_{\min}$  adalah jari-jari girasi penampang minimum.

Dengan demikian jari-jari girasi penampang yang akan digunakan dalam perencanaan harus mengikuti ketentuan berikut,

$$i_{\text{perlu}} \geq i_{\min} \quad (3.12b)$$

dengan  $i_{\text{perlu}}$  adalah jari-jari girasi penampang yang dibutuhkan.

– **Kontrol kestabilan elemen batang tunggal**

$$\lambda_1 = \frac{k \cdot L_1}{i_{\text{perlu}}} < 50 \quad (3.13)$$

dengan  $\lambda_1$  adalah faktor kestabilan batang,  $k$  adalah faktor panjang tekuk.

– **Jari-jari inersia (kelembaman) batang ganda**

Jari-jari inersia batang ganda arah sumbu-x ( $I_x$ ) didapat dari persamaan,

$$I_x = 2 \times I_{xi} \quad (3.14a)$$

dengan  $I_{xi}$  adalah inersia penampang ganda arah sumbu x untuk satu profil.

Dari persamaan 3.14a, dapat ditentukan jari-jari girasi penampang ganda ( $i_x$ ) melalui persamaan,

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} \quad (3.14b)$$

dengan  $A_g$  adalah luas penampang ganda yang didapat dari persamaan,

$$A_g = 2 \times A_i \quad (3.14c)$$

dengan  $A_i$  adalah luas satu penampang.

Jari-jari inersia batang ganda arah sumbu-y ( $I_y$ ) didapat dari persamaan:

$$I_y = 2 \cdot [I_{yi} + A_i (e_x + 0,5.t)^2] \quad (3.14d)$$

dengan  $I_{yi}$  adalah inersia satu penampang arah sumbu y,  $e_x$  adalah eksentrisitas penampang, t adalah tebal penampang.

Dari persamaan 3.14d, dapat diketahui,

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} \quad (3.14e)$$

dengan  $i_y$  adalah jari-jari penampang ganda sumbu y.

– **Kontrol batas kelangsingan dan batas kekompakan profil**

Kelangsingan sayap untuk profil siku ganda dengan pelat kopel pada penyokong, ditentukan dengan persamaan berikut (tabel 7.5-1 LRFD 2000):

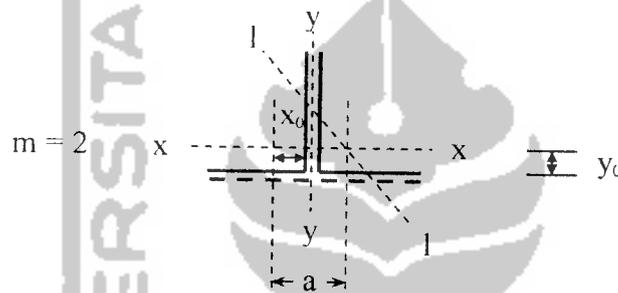
$$\lambda_r = \frac{b}{t} < \lambda_r = \frac{200}{\sqrt{f_y}} \quad (3.15)$$

dengan  $\lambda_f$  adalah faktor kelangsingan sayap,  $\lambda_r$  adalah batas maksimum untuk penampang tak-kompak,  $b$  adalah lebar penampang.

Apabila  $\lambda_f > \lambda_r$ , maka harus direncanakan dengan analisis yang dapat diterima.

#### – Komponen struktur prismatis

Komponen tersusun yang terdiri dari beberapa elemen yang dihubungkan pada tempat-tempat tertentu, kekuatannya harus dihitung terhadap sumbu bahan ( $x-x$ ) dan sumbu bebas bahan ( $y-y$ ), seperti ditunjukkan pada gambar 3.1:



**Gambar 3.1** komponen struktur tersusun

Keterangan:  $l-l$  adalah sumbu minimum dari elemen komponen struktur

$a$  adalah jarak antara dua pusat titik berat elemen struktur

$x_0$  adalah koordinat pusat geser terhadap titik berat sumbu  $y$

$y_0$  adalah koordinat pusat geser terhadap titik berat sumbu  $x$

$m$  adalah konstanta dari modifikasi penampang tersusun

#### – Kelangsingan arah sumbu bahan (sumbu $x-x$ )

$$\lambda_x = \frac{kL_x}{i_x} \quad (3.16)$$

#### – Kontrol kestabilan batang ganda

$$\frac{\lambda_x}{\lambda_1} > 1,2 \quad (3.17)$$

- **Kelangsingan arah sumbu bebas bahan (sumbu y-y)**

$$\lambda_y = \frac{kL_y}{i_y} \quad (3.18)$$

- **Kelangsingan ideal**

Untuk menjamin stabilitas komponen struktur yang tidak mempunyai sumbu bahan harus dihitung dengan persamaan,

$$\lambda_{iy} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2}\lambda_1^2} > 1,2\lambda_1 \quad (3.19)$$

dengan  $\lambda_{iy}$  adalah kelangsingan ideal arah sumbu y.

Selanjutnya koefisien- koefisien tekuk struktur dapat ditentukan melalui persamaan-persamaan berikut:

**bila tekuk terjadi pada sumbu bahan,**

$$\lambda_{ex} = \frac{\lambda_x}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.20)$$

untuk:

$$\lambda_c \leq 0,25 \quad ; \quad \omega = 1 \quad (3.20a)$$

$$0,25 < \lambda_c < 1,2 \quad ; \quad \omega = \frac{1,43}{(1,6 - 0,67\lambda_c)} \quad (3.20b)$$

$$\lambda_c \geq 1,2 \quad ; \quad \omega = 1,25 \cdot \lambda_c^2 \quad (3.20c)$$

dengan:  $\lambda_{ex}$  adalah parameter kelangsingan kolom, dan  $\omega_x$  adalah koefisien tekuk sumbu x.

**bila tekuk terjadi pada sumbu bebas bahan,**

$$\lambda_{ey} = \frac{\lambda_{iy}}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} ; \quad (3.21)$$

dengan  $\lambda_{cy}$  adalah parameter kelangsingan kolom, dan  $\omega_y$  adalah koefisien tekuk sumbu y yang nilai diambil dari Persamaan 3.20a sampai 3.20c.

– **Kapasitas gaya tekan**

Kuat tekan nominal diambil sebagai nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$\phi N_{nx} = \phi A_g \cdot \frac{f_y}{\omega_x} > N_u \quad (3.22a)$$

$$\phi N_{ny} = \phi A_g \cdot \frac{f_y}{\omega_y} > N_u \quad (3.22b)$$

dengan  $\phi N_{nx}$  adalah kuat tekan nominal dikali faktor reduksi arah sumbu x,  $\phi N_{ny}$  adalah kuat tekan nominal dikali faktor reduksi arah sumbu y.

– **Kuat tekan akibat tekuk lentur-torsi**

Kuat tekan rencana akibat tekuk lentur-torsi ditentukan dengan tahapan-tahapan berikut:

Modulus geser penampang dapat dicari dengan persamaan,

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.23a)$$

atau nilainya dapat diambil sebesar 80.000 MPa, dengan G adalah modulus geser dan  $\nu$  adalah angka poisson (0,3).

Konstanta puntir torsi (J) didapat dengan persamaan:

$$J = 2 \cdot \sum \frac{1}{3} b \cdot t^3 \quad (3.23b)$$

Koordinat pusat geser terhadap titik berat penampang ditentukan dengan persamaan (lihat gambar 3.1),

$$y_0 = e_y - \frac{t}{2} \quad (3.23c)$$

$$x_0 = e_x - \frac{t}{2} \quad (3.23d)$$

Jari-jari girasi polar terhadap pusat geser ( $r_0$ ) ditentukan dengan persamaan:

$$r_0^2 = \frac{I_x + I_y}{A} + x_0^2 + y_0^2 \quad (3.23e)$$

Kemudian didapat harga-harga berikut,

$$f_{crz} = \frac{GJ}{Ar_0^2} \quad (3.23f)$$

$$H = 1 - \left( \frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2} \right) \quad (3.23g)$$

dengan  $f_{crz}$  adalah tegangan kritis untuk tekuk lentur, dan H adalah sebuah nilai yang didapat dari Persamaan 3.23g.

Tegangan kritis untuk tekuk lentur terhadap sumbu y ( $f_{cry}$ ) ditentukan dengan persamaan berikut, dengan  $\omega_y$  didapat dari Persamaan 3.21.

$$f_{cry} = \frac{f_y}{\omega_y} \quad (3.23h)$$

Tegangan akibat tekuk lentur torsi ditentukan dengan persamaan berikut,

$$f_{clt} = \left( \frac{f_{cry} + f_{crz}}{2H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot f_{cry} \cdot f_{crz} \cdot H}{(f_{cry} + f_{crz})^2}} \right] \quad (3.23i)$$

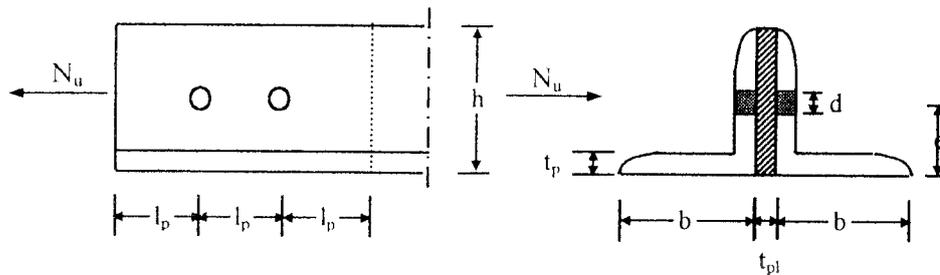
dengan  $f_{clt}$  adalah tegangan akibat tekuk lentur torsi.

Kuat tekan akibat tekuk lentur-torsi ( $N_{nit}$ ) dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

$$\phi N_{nit} = \phi_t \cdot A_g \cdot f_{clt} > N_u \quad (3.23j)$$

Kuat tekan yang dipakai dalam perencanaan diambil dari nilai yang terkecil antara Persamaan 3.22a, 3.22b dan 3.23j.

### 3.4.3 Komponen Struktur Tarik



**Gambar 3.2 Penampang Tarik dengan Plat sambung**

Urutan perhitungan btang tarik sama dengan batang desak, sampai pada perhitungan kestabilan batang ganda, lalu dilanjutkan dengan langkah-langkah berikut:

– **Luas penampang netto**

Luas penampang netto ( $A_n$ ) ditentukan dengan persamaan,

$$A_n = A_g - n.d.t \quad (3.24)$$

dengan  $d$  adalah diameter tulangan baut, dan  $n$  adalah jumlah lubang dalam garis potongan penampang.

– **Luas penampang efektif (tarik murni)**

Luas penampang efektif ( $A_e$ ) komponen struktur yang mengalami gaya tarik ditentukan melalui persamaan,

$$A_e = U.A_n = \left(1 - \frac{\bar{x}}{L}\right).A_n \quad (3.25)$$

dengan  $U$  adalah faktor reduksi,  $\bar{x}$  adalah eksentrisitas sambungan antara titik berat komponen yang disambung dengan bidang sambung yang nilainya  $\leq 0,9$ , dan  $L$  adalah panjang sambungan dalam arah gaya tarik

– **Luas bidang geser (geser murni)**

$$A_{ns} = 2 \cdot (2 \cdot l_p) \cdot t \quad (3.26)$$

dengan:

$A_{ns}$  = luas bidang geser penampang

$l_p$  = jarak antara sumbu lubang pada arah sejajar sumbu komponen struktur

– **Luas bidang kombinasi geser + tarik pada blok ujung**

Luas netto daerah yang mengalami gaya tarik dihitung dengan persamaan,

$$A_{nt} = \left[ (l_p - d) - \frac{1}{2} \cdot d \right] t \quad (3.27a)$$

dengan  $A_{nt}$  adalah luasan netto daerah yang mengalami gaya tarik.

Luas bruto daerah yang mengalami gaya tarik dihitung dengan persamaan,

$$A_{gt} = (l_p - d) \cdot t \quad (3.27b)$$

dengan  $A_{gt}$  adalah luasan bruto daerah yang mengalami gaya tarik.

Luas netto daerah yang mengalami gaya geser dihitung dengan persamaan,

$$A_{nv} = (2 \cdot l_p - d \cdot t_{dl}) \cdot t \quad (3.27c)$$

dengan  $A_{nv}$  adalah luasan netto daerah yang mengalami gaya geser,  $t_{dl}$  adalah faktor pembesaran diameter lubang.

Luas bruto daerah yang mengalami gaya geser dihitung dengan persamaan,

$$A_{gv} = 2 \cdot l_p \cdot t \quad (3.27d)$$

dengan  $A_{gv}$  adalah luasan bruto daerah yang mengalami gaya geser.

Dalam suatu potongan jumlah luas lubang tidak boleh melebihi 15% luas penampang utuh.

– **Kontrol kapasitas penampang**

**a Kriteria leleh (tarik murni)**

- Leleh:  $\phi_t N_n = \phi_t \cdot f_y \cdot A_g$  (3.28a)

- Fraktur:  $\phi_t N_n = \phi_t \cdot f_u \cdot A_e$  (3.28b)

Dengan  $f_u$  adalah kuat ijin baut,  $\phi$  adalah faktor reduksi kekuatan.

**b Kriteria fraktur (geser murni)**

$$\phi_t N_n = \phi_t \cdot (0,6 \cdot f_u) \cdot A_{nv} \quad (3.29)$$

**c Kombinasi geser + tarik blok ujung**

- Geser fraktur:  $N_n = 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv}$  (3.30)

- tarik fraktur:  $N_n = f_u \cdot A_{nt}$  (3.31)

– **Kapasitas satu penampang:**

**a Kriteria pelelehan geser-retakan tarik**

$$\phi_t \cdot N = \phi_t \left( 0,6 \cdot f_y \cdot A_{gs} + f_u \cdot A_{nt} \right) \geq \frac{1}{2} N_u \quad (3.32)$$

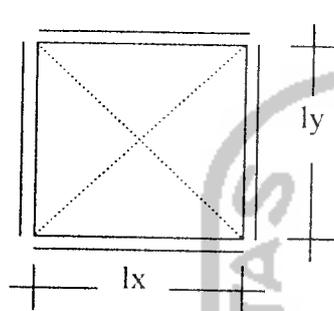
**b Kriteria retakan geser-pelelehan tarik**

$$\phi_t \cdot N = \phi_t \left( f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} \right) \geq \frac{1}{2} N_u \quad (3.33)$$

### 3.5 Perencanaan Pelat Lantai

Pelat dua arah yang ditumpu keempat tepinya adalah struktur statis tak tentu. Untuk mempermudah analisis dan perencanaan digunakan tabel momen per meter lebar dalam jalur tengah pada pelat dua arah akibat beban terbagi merata dengan

penyaluran beban berdasarkan ‘metode amplop’, dengan anggapan bahwa retak pelat lantai terjadi pada sudut 45°. Skema salah satu bentuk penyaluran beban dengan keempat sisi terletak menerus pada tumpuan (**Gideon Kusuma, Tabel.14**), seperti gambar 3.3:



$$M_{lx} = 0,001.W_u.L^2.x \quad (3.34a)$$

$$M_{ly} = 0,001.W_u.L^2.x \quad (3.34b)$$

$$M_{tx} = -0,001.W_u.L^2.x \quad (3.34c)$$

$$M_{ty} = 0,001.W_u.L^2.x \quad (3.34d)$$

**gambar 3.3 Skema penyaluran beban**

dengan  $M_{lx}$  adalah momen lapangan arah sumbu x,  $M_{ly}$  adalah momen lapangan arah sumbu y,  $M_{tx}$  adalah momen tumpuan arah sumbu x,  $M_{ty}$  adalah momen tumpuan arah sumbu y, x adalah konstanta perbandingan antara  $l_y$  dan  $l_x$  untuk masing-masing jenis momen,  $l_x$  adalah panjang pelat arah sumbu x,  $l_y$  adalah panjang pelat arah sumbu y.

### 3.5.1 Penulangan Pelat Lantai

- Ketebalan minimum pelat lantai dihitung dengan persamaan,

$$h_{\min} = \frac{1}{24}l_n \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad (3.35)$$

dengan  $h_{\min}$  adalah tinggi minimum,  $l_n$  adalah panjang bentang netto balok

- Tinggi efektif pelat dihitung dengan persamaan,

$$d_x = h - P_b - \frac{1}{2}\phi_p \quad (3.36a)$$

$$d_y = h - P_b - \phi_{px} - \frac{1}{2}\phi_p \quad (3.36b)$$

dengan  $d_x$  adalah tinggi efektif pelat arah sumbu-x,  $d_y$  adalah tinggi efektif pelat arah sumbu-y,  $P_b$  adalah tebal selimut pelat,  $\phi_{px}$  adalah diameter tulangan arah sumbu-x,  $\phi_p$  adalah diameter tulangan.

- Rasio penulangan dihitung dengan persamaan-persamaan,

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.37)$$

dengan  $\rho_{\min}$  adalah rasio penulangan minimum,

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.38)$$

dengan  $\rho_b$  adalah rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan seimbang,  $\beta_1$  adalah faktor reduksi kekuatan yang nilainya,

$$0,85 \quad \text{untuk } f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$$

$$0,85 - 0,008 \cdot (f_c' - 30) \quad \text{untuk } f_c' > 30 \text{ Mpa}$$

tidak boleh kurang dari 0,65,

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b \quad (3.39)$$

dengan  $\rho_{\max}$  adalah rasio tulangan maksimum.

- Luas tulangan perlu dihitung melalui persamaan-persamaan berikut:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad (3.40)$$

dengan  $R_n$  adalah koefisien tahanan,

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad (3.41)$$

dengan  $m$  adalah faktor perbandingan antara kuat ijin baja dan kuat ijin beton tereduksi,

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right); \quad \rho_{\text{min}} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{max}} \quad (3.42)$$

dengan  $\rho_{\text{perlu}}$  adalah rasio tulangan yang dipakai dalam perencanaan.

- Tulangan pokok terpasang

Luasan tulangan tarik dihitung dengan persamaan,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.43)$$

Luasan tulangan tekan dihitung dengan persamaan,

$$A'_s = \rho' \cdot b \cdot d_s \quad (3.44)$$

- Luasan tulangan bagi dihitung dengan persamaan,

$$A_{s \text{ bagi}} = 0,0014 \cdot b \cdot d \quad (3.45)$$

### 3.6 Redistribusi Momen

Masalah-masalah yang timbul dalam perencanaan sebuah struktur seperti, tidak berimbangnya momen lentur tumpuan dan lapangan dapat menyebabkan tinggi balok tidak dimanfaatkan secara optimal untuk mendapatkan kuat lentur yang diperlukan. Momen tumpuan yang terlalu besar dan adanya perbedaan momen tumpuan dikiri dan kanan kolom interior dapat mengakibatkan diperlukannya tulangan lentur pada balok secara berlebihan dari yang sebenarnya dibutuhkan. Hal ini mengingat bahwa balok sebenarnya dapat meredistribusi momen melalui aksi inelastis. Tulangan lentur yang berlebihan membawa konsekuensi pada pembesaran momen rencana kolom dan pondasi.

Selain itu perlu pula diperhatikan pembatasan besar momen yang boleh diredistribusi, sebab redistribusi momen yang terlalu jauh berbeda dari hasil

analisa struktur dapat mengakibatkan retak yang berlebihan saat struktur dilanda gempa kecil dan sedang. SK SNI T-15-1991-03 menyatakan nilai maksimum redistribusi momen adalah sebesar,

$$30 \left( 1 - \frac{4}{3} \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right) \% ; \quad \rho - \rho' < 0.5\rho_b \quad (3.46)$$

dengan  $\rho$  adalah rasio tulangan tarik,  $\rho'$  adalah rasio tulangan tekan,  $\rho_b$  adalah rasio tulangan tarik dalam keadaan seimbang (*balance*)

### 3.7 Pengenalan Konsep Daktilitas

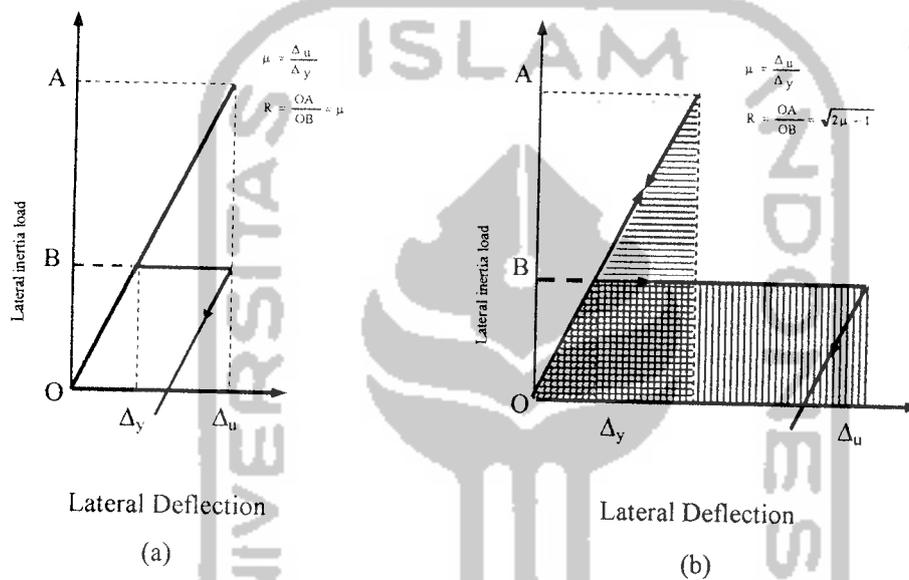
Struktur yang elastis mempunyai kemampuan mengembalikan seluruh energi potensial pada masing-masing siklus menjadi energi kinetik, sedangkan struktur yang elastoplastis hanya sebagian energi potensial yang dikembalikan. Oleh karena itu kebutuhan energi potensial pada struktur yang elastoplastis untuk masing-masing siklus tidak sebesar pada struktur yang elastis, dan simpangan maksimum pada struktur yang elastoplastis tidak lebih besar dari struktur elastis. Sejumlah analisis dinamik menunjukkan bahwa simpangan maksimum yang dicapai pada struktur elastis dan elastoplastis diperkirakan sama (Gambar 3.2.a).

Ukuran daktilitas suatu struktur adalah faktor daktilitas simpangan  $\mu$ , yang didefinisikan sebagai rasio antara simpangan ultimit  $\Delta_u$  dengan simpangan ketika luluh pertama dicapai  $\Delta_y$  (Park Paulay, 1975). Definisi di atas juga dapat dikatakan bahwa daktilitas simpangan setara dengan rasio antara beban elastis dengan beban non elastis atau beban disain (*Design Load*), rasio ini disebut faktor reduksi beban  $R$  (Gambar 3.2.a), yang nilainya adalah

$$R = \frac{1}{\mu} \quad (3.47)$$

Sedangkan menurut konsep energi sama (Gambar 3.4.b), menyatakan bahwa energi potensial yang tersimpan oleh sistem elastis pada simpangan maksimum adalah sama dengan yang tersimpan oleh sistem elastoplastis, sehingga nilai R adalah:

$$R = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (3.48)$$



**Gambar 3.4** Asumsi respon dari struktur elastik dan elastoplastik. (a) Respon dengan defleksi sama. (b) Respon dengan energi potensial sama.

### 3.8 Tingkat Daktilitas

Pada perencanaan tingkat daktilitas terbatas menurut Istimawan,1994 adalah beton bertulang diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian pendetailan khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastik terhadap beban siklis yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas ( $\mu=2$ ,  $K_{min}=2$ ).

$$V = 2.C.I.W_t \quad (3.49)$$

Sedangkan tingkat daktilitas penuh memungkinkan struktur memberikan respon inelastik terhadap beban siklis yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme terbentuknya sendi-sendi plastis dengan kapasitas perencanaan energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan ( $\mu=4, K_{min}=1$ )

$$V = C.I.W_t \quad (3.50)$$

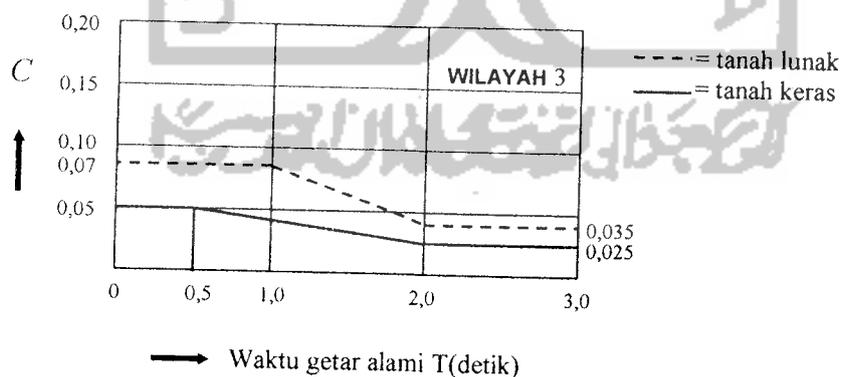
### 3.9 Gaya Geser Dasar

Analisis gaya-gaya dalam struktur dengan pembebanan gempa menurut PPKGURDG 1987 dihitung dengan persamaan,

$$V_b = C.I.K.W_t \quad (3.51)$$

dengan  $V_b$  adalah gaya gempa dasar,  $C$  adalah koefisien gempa dasar,  $I$  adalah faktor keutamaan struktur = 1,5 (bangunan sekolah),  $K$  adalah faktor jenis struktur,  $W_t$  adalah berat kombinasi beban mati dan beban hidup yang direduksi.

Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 3 ditentukan dengan menggunakan waktu getar alami struktur seperti pada gambar berikut:



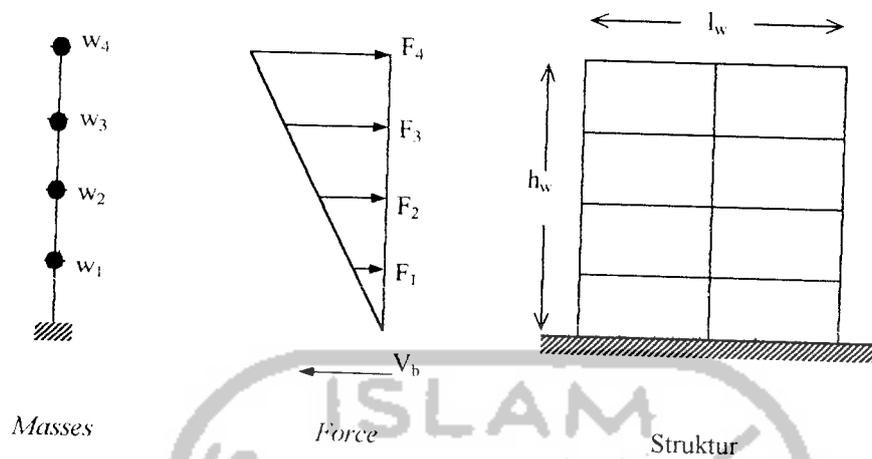
**Gambar 3.5 Koefisien gempa dasar (C)**

Waktu getar alami  $T$  untuk portal beton ditentukan dengan persamaan,

$$T = 0,06H^{\frac{1}{3}}$$

dengan:  $H$  adalah tinggi struktur

(3.52)



**Gambar 3.6** Pembebanan Gempa menurut PPKGURDG 1987

$$F_x = \frac{W_x h_x}{\sum W_x h_x} \times V_b \quad ; \text{ untuk } \frac{h_w}{l_w} < 3,0 \quad (3.53a)$$

$$F_x = 0,9 \frac{W_x h_x}{\sum W_x h_x} \times V_b + (0,1 V_b \text{ dipuncak}) \quad ; \text{ untuk } \frac{h_w}{l_w} \geq 3,0 \quad (3.53b)$$

Uraian di atas memberikan gambaran bahwa tingkat daktilitas terbatas memberikan kekuatan geser dua kali lebih besar dibandingkan tingkat daktilitas penuh, dengan kepastian bahwa kekuatan lentur akan tercapai lebih dahulu daripada tegangan geser dan sebaliknya, dengan demikian perencanaan dengan tingkat daktilitas terbatas akan lebih banyak menggunakan tulangan longitudinal daripada tulangan transversal. Kemudian kenaikan nilai daktilitas sebanding dengan penurunan gaya geser rancang.

Dengan demikian dapat dinyatakan bahwa kapasitas momen rencana ( $M_R$ ) yang digunakan sama dengan momen ideal ( $M_n$ ) dikalikan faktor reduksi.

$$M_R = \phi M_n \quad (3.54)$$

### 3.9 Perencanaan Struktur Rangka

#### 3.9.1 Perencanaan Struktur Rangka dengan Daktilitas Penuh

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

Menurut Gideon HK,1993, kuat lentur perlu balok portal yang dinyatakan dengan  $M_{u,b}$  harus ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan tanpa atau dengan beban gempa berpedoman pada SK SNI T-15-1991-03, sebagai berikut :

$$M_{u,b} = 1,2M_{D,b} + 1,6M_{L,bR} \quad (3.55)$$

$$M_{u,b} = 1,05(M_{D,b} + M_{E,bR} + M_{E,b}) \quad (3.56)$$

$$M_{u,b} = 0,9M_{D,b} + M_{E,b} \quad (3.57)$$

dengan  $M_{D,b}$  adalah momen lentur balok portal akibat beban mati tak terfaktor,  $M_{L,b}$  adalah momen lentur balok portal akibat beban hidup tak terfaktor dengan memperhitungkan reduksinya sehubungan dengan peluang terjadinya pada lantai tingkat yang ditinjau, sesuai dengan "Tata Cara Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987",  $M_{E,b}$  adalah momen lentur balok portal akibat beban gempa tak terfaktor.

Perencanaan kuat lentur nominal balok harus dihitung dengan persamaan,

$$\phi M_{nak,b} \geq M_{ub} \quad (3.58)$$

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

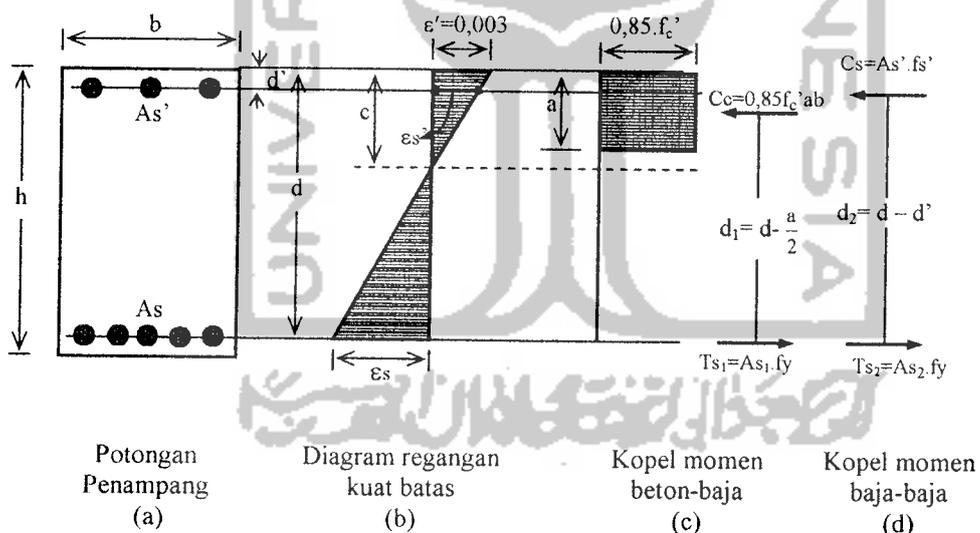
Khusus untuk portal dengan daktilitas penuh perlu dihitung kapasitas lentur sendi plastis balok yang besarnya ditentukan sebagai berikut :

$$M_{kap,b} = \phi_0 M_{nak,b} \quad (3.59a)$$

$$M'_{kap,b} = \phi_0 M'_{kap,b} \quad (3.59b)$$

dengan  $M_{kap,b}$  adalah kapasitas lentur aktual balok pada pusat pertemuan balok kolom dengan memperhitungkan luas tulangan tarik terpasang,  $M'_{kap,b}$  adalah kapasitas lentur aktual balok pada pusat pertemuan balok kolom dengan memperhitungkan luas tulangan tekan terpasang,  $M_{nak,b}$  adalah kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan tarik terpasang,  $M'_{nak,b}$  adalah kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan tekan,  $\phi_0$  adalah faktor penambahan kekuatan sebesar 1,25 untuk  $f_y < 400$  MPa dan 1,4 untuk  $f_y > 400$  Mpa.

Kuat lentur nominal balok ditentukan dengan persamaan-persamaan berikut:



**Gambar 3.7 Analisis balok bertulangan rangkap**

Kuat gaya tekan balok dihitung dengan persamaan,

$$C_c = 0,85.f'_c.a.b \quad (3.59c)$$

dengan  $a$  adalah tinggi blok tegangan tekan beton dan  $b$  adalah lebar penampang

beton,  $f'_c$  adalah kuat tekan beton.

Dengan menganggap tulangan baja tekan sudah meluluh ( $f_s' = f_y$ ), dapat ditentukan kuat tekan baja dengan persamaan,

$$C_s = A_s' (f_y - 0,85.f_c') \quad (3.59d)$$

dengan  $A_s'$  adalah luasan tulangan baja tekan,  $f_y$  adalah kuat leleh baja.

Dengan menganggap tulangan baja tarik sudah meluluh ( $f_s = f_y$ ), dapat ditentukan kuat tarik baja melalui persamaan-persamaan berikut:

$$T = A_s.f_y \quad (3.59e)$$

dengan  $A_s$  adalah luasan total baja tulangan yang nilainya  $A_s = A_{s1} + A_{s2}$  (gambar 3.9.1.c dan d).

Keseimbangan gaya-gaya yang terjadi dibuat dalam persamaan berikut:

$$\begin{aligned} T_1 + T_2 &= C_c + C_s && \text{atau;} \\ T &= C_c + C_s \end{aligned} \quad (3.59f)$$

Tinggi blok tegangan tekan persegi ekuivalen dihitung dengan persamaan:

$$a = \frac{A_s.f_y - A_s' (f_y - 0,85.f_c')}{0,85.f_c'.b} \quad (3.59g)$$

Kuat momen lentur nominal balok ditentukan dari kopel momen antara desak beton dengan baja tarik dan kopel momen antara baja desak dengan baja tarik,

$$M_{nak,b} = C_c.d_1 + C_s.d_2 \quad \text{atau;} \quad (3.59h)$$

$$M_{nak,b} = A_{s1}.f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s'.f_y.(d - d') \quad (3.59i)$$

dengan  $d_1$  adalah kopel momen antara desak beton dengan baja tarik dan  $d_2$  adalah kopel momen antara baja desak dengan baja tarik

### b. Perencanaan Balok Portal terhadap Beban Geser

Perencanaan kuat geser balok harus memenuhi ketentuan berikut,

$$\phi V_n \geq V_{u,b} \quad (3.60a)$$

dengan  $\phi V_n$  adalah kapasitas geser rencana balok.

Dengan konsep desain kapasitas, kuat geser balok portal dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok portal tersebut dengan ketentuan berikut,

$$V_{u,b} = 0,7 \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{l_n} + 1,05V_g \quad (3.60b)$$

dengan  $V_u$  adalah kuat geser terfaktor pada penampang yang ditinjau,  $M_{kap}$  adalah momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom,  $M'_{kap}$  adalah momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada ujung balok atau bidang muka kolom yang lain.

namun tidak perlu lebih besar dari,

$$V_{u,b} = 1,0 \left( V_{D,b} + V_{I,b} + \frac{4}{K} V_{E,b} \right) \quad (3.60c)$$

dengan  $V_{D,b}$  adalah gaya geser balok akibat beban mati,  $V_{I,b}$  adalah gaya geser balok akibat beban hidup,  $V_{E,b}$  adalah gaya geser balok akibat beban gempa,  $K$  adalah faktor jenis struktur ( $K \geq 1,0$ ).

Gaya geser maksimum dihitung dengan ketentuan berikut,

$$V_{u,max} = \frac{V_{u,b}}{\phi} \quad (3.60d)$$

Gaya geser pada penampang kritis, sejauh  $d$  dari garis tengah kolom dihitung dengan ketentuan berikut,

$$V_u = \frac{l_n - d}{l_n} \cdot V_{u,\max} \quad (3.60e)$$

dengan  $l_n$  adalah bentang bersih balok dan  $d$  adalah tinggi efektif penampang.

Kuat geser beton untuk komponen yang mengalami geser dan lentur,

$$\phi V_c = 0,6 \cdot \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.60f)$$

dengan  $b_w$  adalah lebar penampang balok.

Kuat geser nominal ( $V_n$ ) dihitung dengan ketentuan,

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.60g)$$

dengan  $b_w$  adalah lebar balok,  $V_s$  adalah kuat geser yang disediakan sengkang.

Kriteria perencanaan tulangan geser:

1.  $V_u \leq \frac{1}{2} \phi V_c$ ; maka tidak perlu tulangan geser, (3.60h)

akan tetapi didalam perencanaan digunakan tulangan geser jarak maksimum.

2.  $\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ ; maka diperlukan tulangan geser minimum (3.60i)

Luas tulangan geser minimum (sengkang vertikal) ditentukan dari,

$$A_v = \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y} \quad \text{atau} \quad s = \frac{3 \cdot A_v \cdot f_y}{b_w} \quad (3.60j)$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (3.60k)$$

dengan  $A_v$  adalah luasan total tulangan geser,  $s$  adalah jarak pusat kepusat tulangan geser kearah sejajar tulangan longitudinal.

3.  $\phi V_c \leq V_u \leq \phi \left( V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right)$ ; (3.60l)

maka diperlukan tulangan geser untuk menahan gaya geser kelebihan,

$$V_{s,perlu} = V_u - \phi V_c \quad (3.60m)$$

dengan spasi,

$$s \leq \frac{d}{2} \quad \text{atau} \quad s \leq 600 \text{ mm} \quad (3.60n)$$

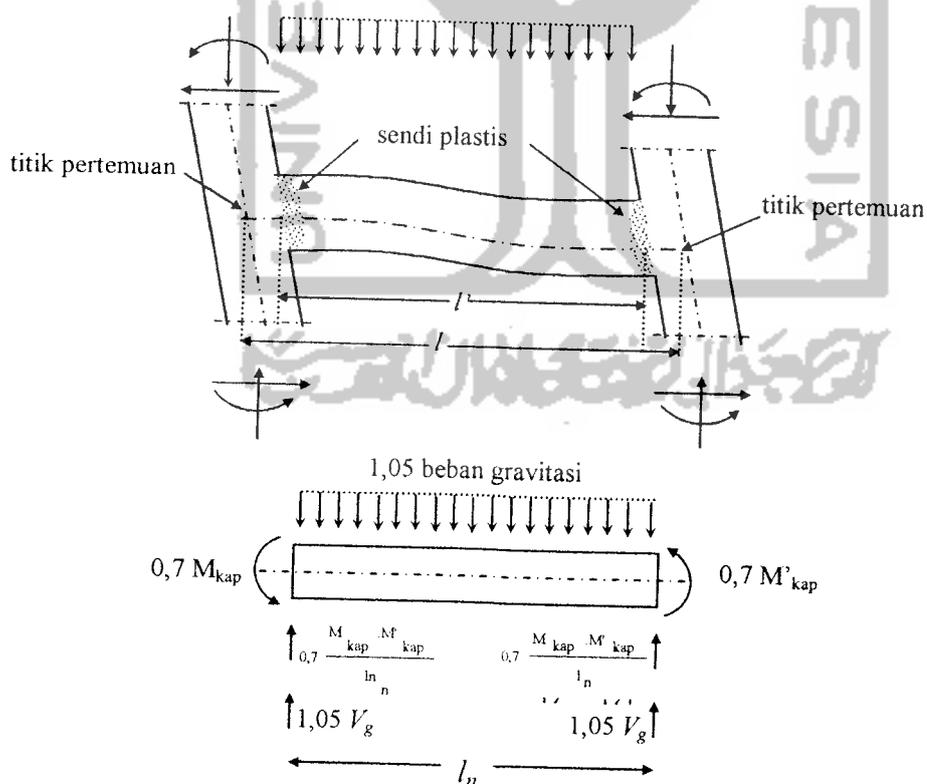
$$4. \quad \phi \left( V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right) \leq V_u \leq \phi \left( V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right); \quad (3.60o)$$

maka diperlukan tulangan geser untuk menahan gaya geser kelebihan,

$$s \leq \frac{d}{4} \quad \text{atau} \quad s \leq 300 \text{ mm} \quad (3.60p)$$

$$5. \quad V_u > \phi \left( V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right); \quad (3.60q)$$

pada kejadian ini penampang balok harus diperbesar.



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

**c. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Lentur dan Aksial**

Perencanaan kuat lentur kolom menurut Gideon K, harus memenuhi,

$$\phi M_n \geq M_{u,k} \quad (3.61)$$

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 ujung balok yang bertemu dengan kolom dengan ketenyuan,

$$\sum M_{u,k} = \frac{h}{h_n} 0,7 \cdot \phi_o \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \sum M_{kap,b} \quad (3.62a)$$

atau:

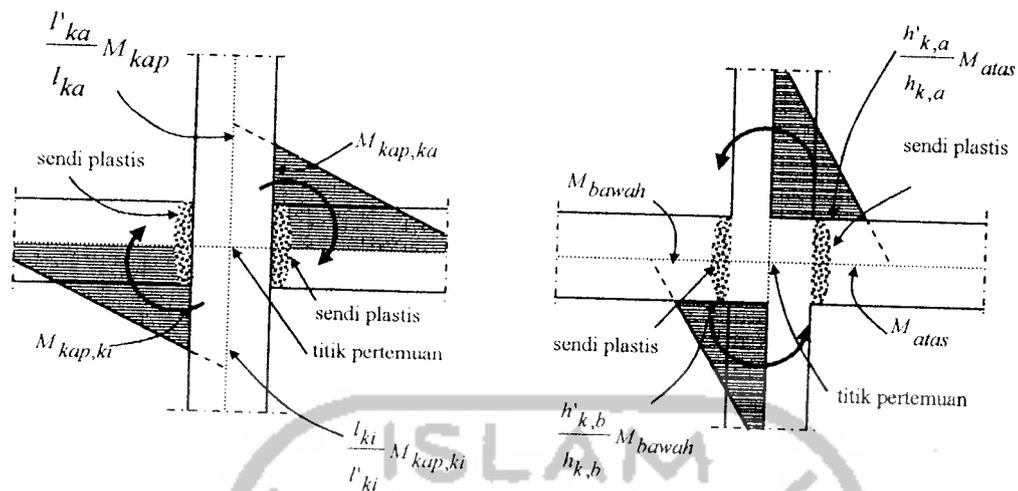
$$M_{u,k} = \frac{h}{h_n} 0,7 \cdot \phi_o \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \left( \frac{I_{ki}}{I_{nki}} M_{kap,ki} + \frac{I_{ka}}{I_{nka}} M_{kap,ka} \right) \quad (3.62b)$$

$$\alpha_k = \frac{k_{ka} + k_b}{k_a + k_b} \quad (3.62c)$$

dengan  $M_{kap,ki}$  adalah momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri bidang muka kolom,  $M_{kap,ka}$  adalah momen kapasitas lentur balok di sebelah kanan bidang muka kolom,  $\omega_d$  adalah faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan ( $\omega_d = 1,3$ ),  $\alpha_k$  adalah faktor distribusi momen kolom portal sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah,  $k$  adalah kekakuan relatif kolom, namun dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari,

$$M_{u,k} = 1,05 \left( M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4}{K} M_{E,k} \right) \quad (3.63)$$

dengan  $M_{D,k}$  adalah momen kolom akibat beban mati,  $M_{L,k}$  adalah momen kolom akibat beban hidup,  $M_{E,k}$  adalah momen kolom akibat beban gempa,  $K$  adalah faktor jenis struktur ( $K \geq 1,0$ ).



**Gambar 3.9 Pertemuan Balok Kolom dengan Sendi Plastis pada ujung-ujungnya**

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

$$N_{u,k} = \frac{0,7R_n \sum M_{kap,b}}{l_b} + 1,05N_{g,k} \quad (3.64a)$$

dengan  $N_{g,k}$  adalah gaya aksial kolom akibat beban gravitasi,  $R_n$  adalah faktor reduksi yang ditentukan sebesar,

1,0	untuk $1 < n < 4$
1,1 - 0,025 . n	untuk $4 < n < 20$
0,6	untuk $n > 20$

dan  $n$  adalah jumlah lantai di atas kolom yang ditinjau,  $l_b$  adalah bentang balok dari pusat ke pusat kolom

tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari,

$$N_{u,k} = 1,05 \left( N_{g,k} + \frac{4}{K} N_{E,k} \right) \quad (3.64b)$$

dengan  $N_{E,k}$  adalah gaya aksial kolom akibat beban gempa.

Perencanaan kuat tekan kolom perlu memperhatikan faktor kelangsingan kolom yang nilainya ditentukan dari,

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (3.65a)$$

dengan  $r$  adalah jari-jari putaran komponen struktur tekan,  $I$  adalah inersia penampang dan  $A$  adalah luas penampang total,

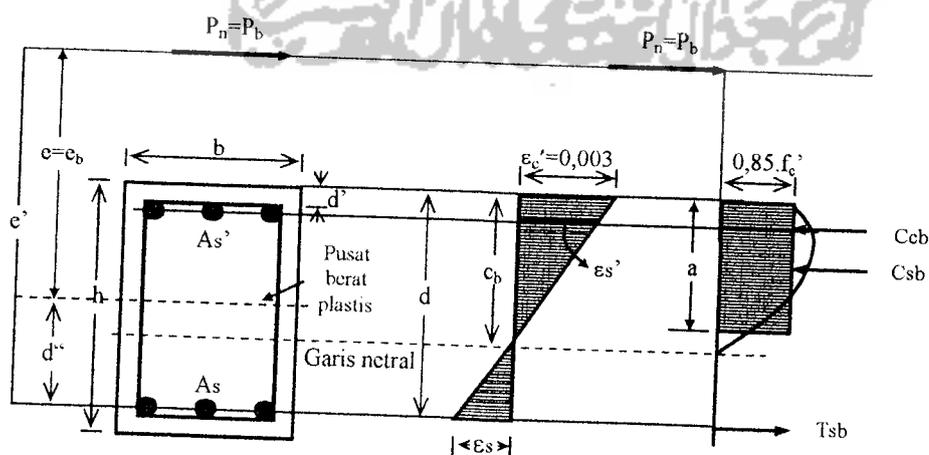
kelangsingan dapat diabaikan bila,

$$\frac{k \cdot l_u}{r} < 34 - 12 \left( \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \quad (3.65b)$$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} < 22 \quad (3.65c)$$

dengan  $l_u$  adalah panjang komponen struktur tekan yang tidak ditopang,  $k$  adalah faktor panjang efektif tahanan ujung ( $k=1,0$ ),  $M_{1b}$  dan  $M_{2b}$  adalah momen-momen ujung berfaktor,  $M_{1b} > M_{2b}$ .

Perencanaan struktur kolom yang menahan gaya aksial dan momen dengan tinjauan terhadap kondisi seimbang, untuk luas tulangan 1%  $A_g$  dihitung menurut ketentuan- ketentuan berikut (Istimawan Dipohusodo):



Gambar 3.10 Keadaan keseimbangan tegangan kolom persegi

Luasan penampang bruto ( $A_g$ ) ditentukan dari,

$$A_g = b \cdot h \quad (3.65d)$$

Luasan baja tulangan total ditentukan dari,

$$A_{st} = 0,01 \cdot b \cdot h \quad (3.65e)$$

Tinggi efektif penampang ditentukan dari,

$$d = h - d' \quad (3.65f)$$

Jarak serat tekan terluar ke garis netral pada kondisi seimbang ( $c_b$ ) ditentukan dari,

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} \quad (3.65g)$$

Tinggi blok tekan ekuivalen pada kondisi seimbang ( $a_b$ ) ditentukan dari:

$$a_b = \beta \cdot c_b \quad (3.65h)$$

dengan  $\beta$  adalah faktor reduksi tinggi blok tegangan tekan ekuivalen beton (0,85).

Kuat desak baja tulangan ditentukan dari,

$$f'_s = E_s \cdot \left[ \epsilon'_c \cdot \left( \frac{c_b - d'}{c_b} \right) \right] \quad (3.65i)$$

bila  $f'_s > f_y$ , maka digunakan  $f_y$ , dengan anggapan bahwa baja desak telah luluh, dengan  $\epsilon'_c$  adalah regangan beton.

Kuat tarik baja tulangan ditentukan dari,

$$f_s = E_s \cdot \left[ \epsilon'_c \cdot \left( \frac{d - c_b}{c_b} \right) \right] \quad (3.65j)$$

bila  $f_s > f_y$ , maka digunakan  $f_y$ , dengan anggapan bahwa baja tarik telah luluh.

Gaya tekan beton pada kondisi seimbang ditentukan dari,

$$C_{cb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b \quad (3.65k)$$

Gaya tekan baja pada kondisi seimbang ditentukan dari,

$$C_{sb} = A'_s \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad (3.65l)$$

dengan  $A'_s$  adalah luasan baja tulangan tekan.

Gaya tarik baja pada kondisi seimbang ditentukan dari,

$$T_{sb} = A_s f_y \quad (3.65m)$$

dengan  $A_s$  adalah luasan baja tulangan tarik.

Kuat beban aksial nominal pada kondisi seimbang ditentukan dari,

$$P_{nb} = \phi(C_{cb} + C_{sb} - T_{sb}) \quad (3.65n)$$

Kuat momen nominal pada kondisi seimbang ditentukan dari,

$$M_{nb} = \phi \left[ C_{cb} \cdot \left( \frac{h - a_b}{2} \right) + C_{sb} \cdot \left( \frac{h}{2} - d' \right) + T_{sb} \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) \right] \quad (3.65o)$$

dengan eksentrisitas gaya pada kondisi seimbang,

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \quad (3.65p)$$

Tinjauan kolom terhadap kondisi patah desak untuk luas tulangan 1%. Ag diambil harga  $c > c_b$ , dengan urutan pengerjaan seperti pada kondisi seimbang.

Begitu pula untuk tinjauan terhadap kondisi patah tarik untuk luas tulangan 1%. Ag diambil harga  $c < c_b$ , dengan urutan pengerjaan seperti pada kondisi seimbang.

Perencanaan kolom untuk kondisi pembebanan tanpa eksentrisitas (aksial murni) ditentukan dengan,

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \quad (3.65q)$$

$$P_{no} = \phi P_o \quad (3.65r)$$

Perencanaan kolom untuk kondisi lentur tanpa beban aksial (lentur murni) ditentukan dengan menggunakan anggapan berikut:

Dengan menganggap tulangan tekan belum luluh, maka nilai  $c$  dicari dari,

$$0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + \frac{x - d'}{x} 600 \cdot A'_s - A_s \cdot f_y = 0$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c^2 \cdot b + (c - d') 600 \cdot A'_s - A_s \cdot f_y = 0$$

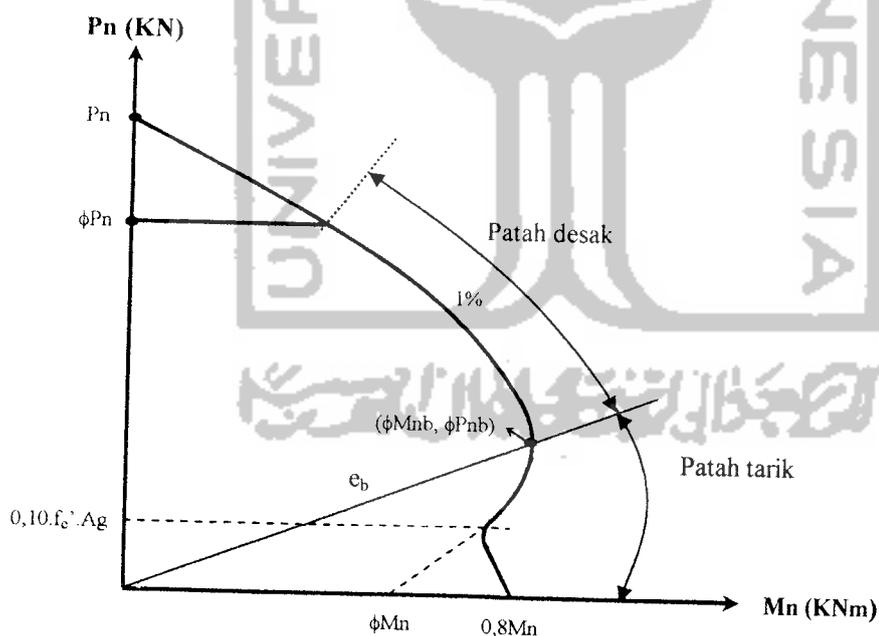
$$0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c^2 \cdot b + (600 \cdot A'_s - A_s \cdot f_y) c - 600 \cdot A'_s \cdot d' = 0 \quad (3.65s)$$

didapat harga:  $c$ , sehingga  $a = 0,85 \cdot c$

$$M_o = \left[ 0,85 \cdot f'_c \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \right] \quad (3.65t)$$

$$M_{no} = \phi M_o \quad (3.65u)$$

kemudian hasil-hasil perhitungan diplotkan kedalam diagram interaksi  $P_n$ - $M_n$  sebagai berikut:



**Gambar 3.11** Diagram interaksi  $P_n$ - $M_n$  untuk luas tulangan 1%

Selanjutnya dilakukan perhitungan yang sama terhadap kondisi seimbang, patah desak dan patah tarik untuk luas tulangan 2%-6%  $A_g$ .

Kontrol kapasitas kolom terhadap keruntuhan tarik dengan keseimbangan momen diperhitungkan terhadap titik berat tulangan tarik, dengan demikian eksentrisitas diperhitungkan sebagai:

$$e' = \left[ e + \left( d - \frac{h}{2} \right) \right] \quad (3.65v)$$

dengan  $e'$  adalah eksentrisitas gaya terhadap titik berat tulangan tarik, selanjutnya didapat hubungan sebagai berikut:

$$\left( 1 - \frac{e'}{d} \right) = \frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} \quad (3.65w)$$

Kapasitas kolom terhadap keruntuhan tarik ditentukan dari,

$$P_n = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d \cdot \left[ \left( 1 - \frac{e'}{d} \right) + \sqrt{\left( 1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho \cdot \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] > P_u \quad (3.65x)$$

Kontrol kapasitas kolom terhadap keruntuhan tekan ditentukan dengan cara,

$$P_o = \frac{A'_s \cdot f_y}{\frac{e}{(d - d')} + 0,05} + \frac{b \cdot h \cdot f'_c}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18} \quad (3.65y)$$

$$P_{no} = \phi \cdot P_o > P_u \quad (3.65z)$$

dengan  $P_o$  adalah kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas nol.

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

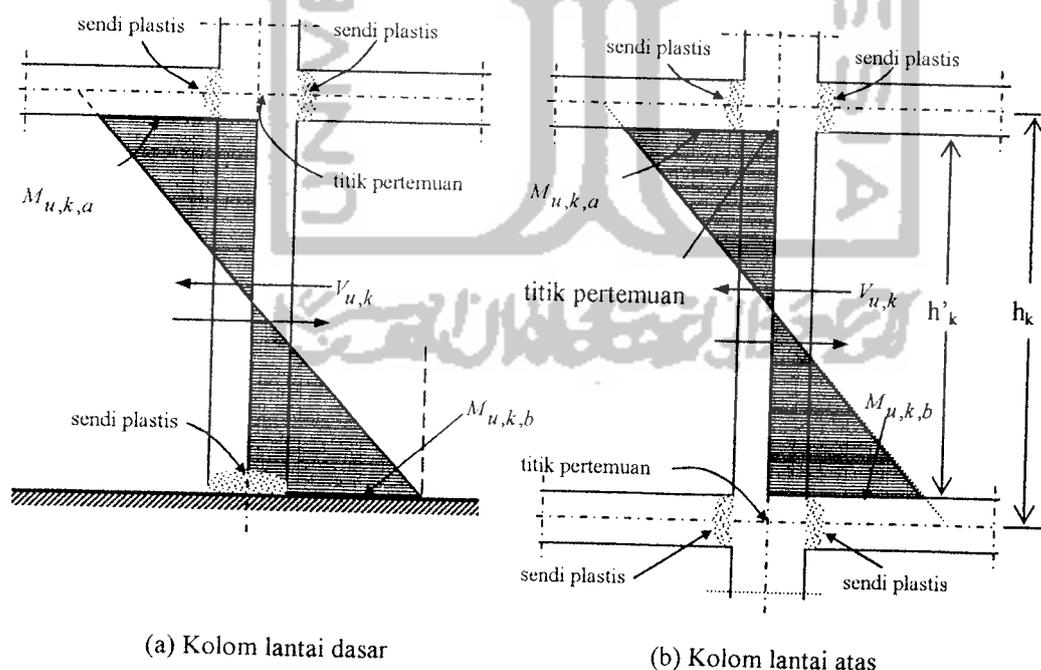
Kuat geser kolom portal dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom tersebut menurut Gideon K, dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k \text{ atas}} + M_{u,k \text{ bawah}}}{h'_k} \quad (3.66a)$$

dan dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \left( M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4}{K} V_{E,k} \right) \quad (3.66b)$$

dengan  $M_{u,k \text{ atas}}$  adalah momen rencana kolom pada ujung atas dihitung pada muka balok,  $M_{u,k \text{ bawah}}$  adalah momen rencana kolom pada ujung bawah dihitung pada muka balok,  $M_{\text{kap,k bawah}}$  adalah kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai yang nilainya sama dengan  $\phi_0 M_{\text{nak,k bawah}}$ ,  $M_{\text{nak,k bawah}}$  adalah kuat lentur nominal aktual ujung dasar kolom lantai dasar (berdasarkan luas tulangan aktual yang terpasang),  $h'_k$  adalah tinggi bersih kolom,  $V_{D,k}$  adalah gaya geser kolom akibat beban mati,  $V_{L,k}$  adalah gaya geser kolom akibat beban hidup,  $V_{E,k}$  adalah gaya geser kolom akibat beban gempa.



**Gambar 3.12 Kolom Lantai Dasar dan Kolom Lantai Atas**

Kuat geser yang disumbangkan beton untuk struktur yang dibebani tekan aksial diberikan dengan ketentuan,

$$V_c = 2 \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \left( \frac{l}{6} \sqrt{f'_c} \right) b_w d \quad (3.66c)$$

Spasi tulangan transversal kolom menurut SK SNI-15-1991-03 ayat 3.14.4 butir 4, yaitu:

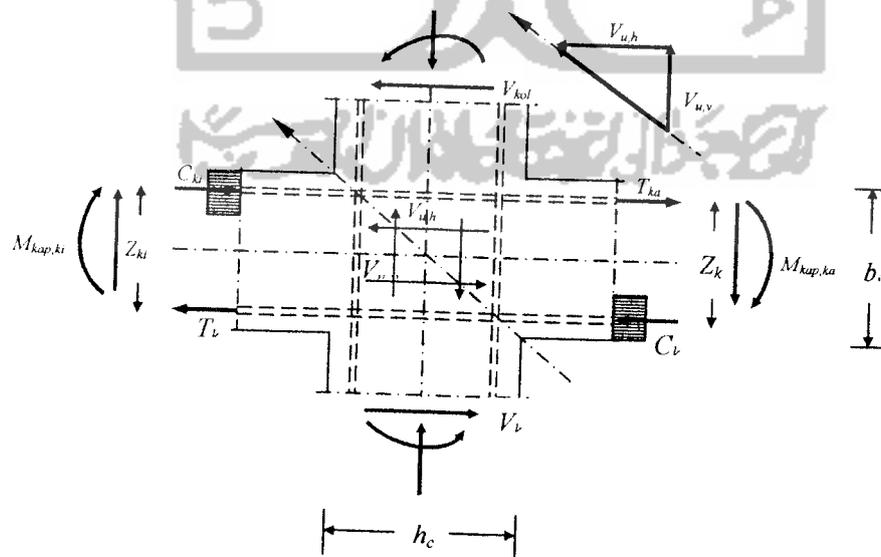
a.  $\leq$  seperempat dari dimensi komponen struktur terkecil (3.66d)

b.  $\leq$  delapan kali diameter tulangan memanjang (3.66e)

c.  $\leq 100$  mm (3.66f)

**e. Perencanaan Panel Pertemuan Balok Kolom**

Panel pertemuan balok kolom portal diproporsikan untuk dapat 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 (**Gideon K.**), seperti gambar berikut:



**Gambar 3.14** Panel pertemuan balok dan kolom portal

Gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada join rangka ditentukan dengan ketentuan sebagai berikut:

Gaya geser horizontal kolom pada join ( $V_{kol}$ ) ditentukan dari,

$$V_{kol} = \frac{0,7 \left( \frac{I_{ki}}{I'_{ki}} M_{kap,ki} + \frac{I_{ka}}{I'_{ka}} M_{kap,ka} \right)}{\frac{1}{2} (h_{k,a} + h_{k,b})} \quad (3.67a)$$

dengan  $I_{ki}$  adalah panjang bentang balok sebelah kiri join,  $I'_{ki}$  adalah panjang bentang netto balok sebelah kiri join,  $I_{ka}$  adalah panjang bentang balok sebelah kanan join,  $I'_{ka}$  adalah panjang bentang netto balok sebelah kanan join,  $h_{ka}$  adalah tinggi kolom atas,  $h_{kb}$  adalah tinggi kolom bawah.

Tegangan geser horizontal nominal ( $V_{jh}$ ) dalam join adalah,

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \quad (3.67b)$$

dengan  $C_{ki}$  adalah gaya desak beton dalam inti join,  $T_{ki}$  adalah gaya tarik baja dalam inti join yang nilainya ditentukan sebagai berikut:

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,7 \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \quad (3.67c)$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0,7 \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \quad (3.67d)$$

dengan  $Z$  adalah kopel momen antara gaya desak beton dan gaya tarik baja dalam inti beton disebelah kiri dan kanan join.

Kontrol tegangan geser horizontal minimal ditentukan dari,

$$V_{j,h} = \frac{V_{j,h}}{b_j \cdot h_c} \quad (3.67e)$$

dengan  $b_j$  adalah tinggi balok dan  $h_c$  adalah tinggi potongan penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau,

dengan nilai  $V_{jh}$  tidak boleh melebihi ketentuan berikut:

$$V_{jh} \leq 1,5\sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)} \quad (3.67f)$$

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

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

- 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 :

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \left\{ \sqrt{\left( \frac{N_{n,k}}{A_g} - 0,1f'_c \right)} \right\} b_j h_c \quad (3.67g)$$

- Balok diberi gaya prategang yang melewati join, maka :

$$V_{ch} = 0,7P_{cs} \quad (3.67h)$$

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

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

$$V_{ch} = 0,5 \left( \frac{A_s'}{A_s} \right) V_{jh} \left( 1 + \frac{N_{n,k}}{0,4A_g f'_c} \right) \quad (3.67i)$$

dimana rasio  $\frac{A_s'}{A_s} \leq 1$ .

Bila tegangan tekan rata-rata minimum pada penampang bruto kolom di atas join kurang dari  $0,1f_c'$  ( $\rho_c < 0,1f_c'$ ) maka:

$$V_{sh} = V_{jh} - \frac{2}{3} \sqrt{\left( \frac{N_{u,k}}{A_g} \right)} - (0,1f_c')b_{jh} \quad (3.67j)$$

Pada join rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis

$$V_{sh} = V_{jh} - 0,5 \frac{A_s'}{A_s} V_{jh} \left( 1 + \frac{N_{u,k}}{0,4A_g f_c'} \right) \quad (3.67k)$$

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

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_y} \quad (3.67l)$$

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

$$V_{jv} = V_{jh} \frac{h_c}{b_j} \quad (3.67m)$$

Tulangan join geser vertikal didapat dari

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \quad (3.67n)$$

menjadi:

$$V_{cv} = A_{sc}' \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left( 0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g f_c'} \right) \quad (3.67o)$$

dengan  $A_{sc}'$  adalah luas tulangan longitudinal tekan,  $A_{sc}$  adalah luas tulangan longitudinal tarik

Luas tulangan join vertikal ditentukan dari

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y} \quad (3.67p)$$

### 3.8.2 Perencanaan Struktur Rangka dengan Daktilitas Terbatas

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

Kuat lentur perlu balok portal yang dinyatakan dengan  $M_{u,b}$  dihitung dengan cara yang sama untuk balok portal dengan daktilitas penuh.

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

Gaya geser rencana balok portal dengan daktilitas terbatas menurut Gideon K, harus dihitung menurut persamaan berikut :

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

dengan  $V_{D,b}$  adalah gaya geser balok akibat beban mati takterfaktor,  $V_{L,b}$  adalah gaya geser balok akibat beban hidup takterfaktor,  $V_{E,b}$  adalah gaya geser balok akibat beban gempa takterfaktor, K adalah faktor jenis struktur ( $K \geq 2,0$ )

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

Kuat lentur kolom portal dengan daktilitas terbatas menurut Gideon K, harus memenuhi:

$$M_{u,k} = 1,05 \left( M_{D,k} + M_{L,k} \pm \omega_d N_{E,k} \right) \quad (3.69)$$

dengan  $M_{D,k}$  adalah momen kolom akibat beban mati takterfaktor,  $M_{L,k}$  adalah momen kolom akibat beban hidup takterfaktor,  $M_{E,k}$  adalah momen kolom akibat beban gempa takterfaktor,  $\omega_d$  adalah faktor pembesar dinamis = 1,3.

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

$$N_{u,k} = 1,05 \left( N_{D,k} + N_{L,k} \pm \omega_d N_{E,k} \right) \quad (3.70)$$



dengan  $N_{D,k}$  adalah gaya aksial kolom akibat beban mati takterfaktor,  $N_{L,k}$  adalah gaya aksial kolom akibat beban hidup takterfaktor,  $N_{E,k}$  adalah gaya aksial kolom akibat beban gempa takterfaktor,  $\omega_d$  adalah faktor pembesaran dinamis (1,3).

#### d. Perencanaan Kolom Terhadap Beban Geser

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

$$V_{u,k} = 1,05(V_{D,k} + V_{L,k} \pm \omega_d V_{E,k}) \quad (3.71)$$

dengan  $V_{D,k}$  adalah gaya geser kolom akibat beban mati takterfaktor,  $V_{L,k}$  adalah gaya geser kolom akibat beban hidup takterfaktor,  $V_{E,k}$  adalah gaya geser kolom akibat beban gempa takterfaktor,  $\omega_d$  adalah faktor pembesaran dinamis.