

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Umum**

Dalam merencanakan bangunan tahan gempa, portal bangunan harus mempunyai kekakuan yang cukup, maka untuk menambah kekakuan pada Portal tersebut, Portal diberi pengekang agar simpangan yang terjadi dapat dikurangi.

Pada umumnya pengekang yang dipakai adalah dua diagonal yang saling menyilang karena diagonal akan berganti-ganti menahan gaya tarik dan desak tergantung pada arah beban horizontal, disini kami akan menggunakan tangga pada struktur sebagai pengekang. Oleh karena itu penambahan kekakuan pada portal diharapkan mampu mengurangi nilai respon struktur yang terjadi sehingga kebutuhan dalam desain dapat diminimalkan.

#### **3.2 Kekakuan Struktur**

Kekakuan adalah salah satu dinamik karakteristik struktur bangunan yang sangat penting disamping massa bangunan. Antara massa dan kekakuan struktur akan mempunyai hubungan yang unik yang umumnya disebut dengan karakteristik diri. Hubungan tersebut akan menentukan nilai frekuensi sudut dan periode getar struktur ( $T$ ). Kedua nilai ini merupakan parameter yang sangat penting dan akan mempengaruhi respon struktur.

### 3.3 Jenis – jenis Sistem Pengaku pada Struktur Portal

Jenis- jenis sistem pengaku yang telah dikembangkan bertujuan untuk memperkaku rangka struktur baik arah horizontal maupun arah vertikal. Jenis pengaku struktur baja yang umum digunakan untuk bangunan tinggi adalah kerangka dengan sistem kerangka terbuka ( *open frame* ), kerangka di perkaku secara konsentrik dan kerangka diperkaku eksentrik.

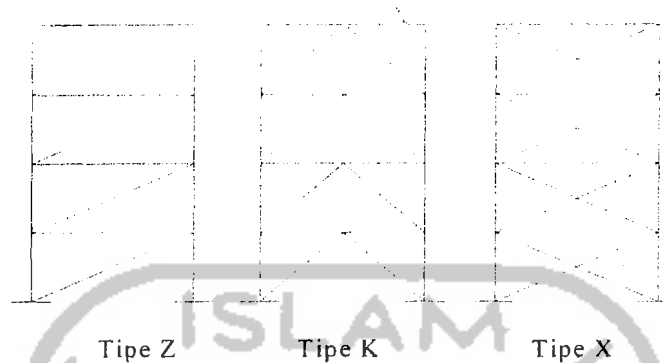
#### 3.3.1 Kerangka dengan sistem *open frame*

Sistem kerangka terbuka harus bersifat kaku, sehingga tetap kuat, stabil dan aman selama umur pemakaian. Kekuatan maupun kestabilan portal ini dalam menahan beban lateral sangat tergantung pada kemampuan dari masing-masing elemennya. Pada sistem ini sambungan titik buhul dengan masing-masing elemen harus kaku, sehingga kemampuan portal secara menyeluruh dalam menahan beban lateral yang bekerja akan mengalami peningkatan.

#### 3.3.2 Kerangka dengan sistem pengaku konsentrik

Sistem kerangka diperkaku konsentrik adalah kerangka struktur yang mempunyai sistem pengaku terletak pada diagonal setiap petak rangkanya. Rangka pengaku dengan batang-batang diagonal ini memiliki tiga tipe yaitu pengaku dengan tipe Z,X, dan K. Pada sistem pengaku tipe Z, batang-batang diagonal dapat berfungsi sebagai batang tarik ataupun batang tekan. Untuk pengaku tipe X, terdapat dua batang diagonal yang saling bersilangan yang juga berfungsi sebagai batang tarik atau tekan tergantung dari pembebanannya. Sedangkan pengaku tipe K, mempunyai keuntungan bagi balok portalnya karena balok akan memiliki tumpuan pada tengah bentangnya dan dapat membantu balok

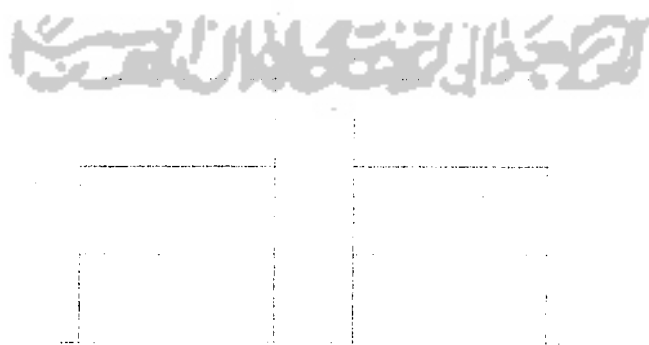
dalam menahan beban vertikal sehingga dapat mengurangi dimensi baloknya sendiri. Adapun untuk tipe Z, X, dan K dapat ditunjukkan pada gambar 3.1.



Gambar 3.1 Portal dengan sistem kerangka diperkaku tipe konsentrik

### 3.3.3 Kerangka dengan sistem pengaku eksentrik

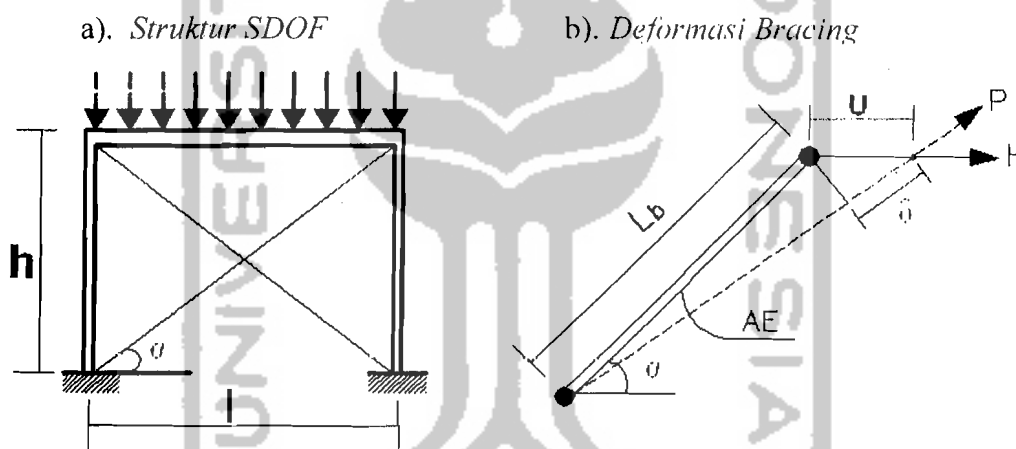
Sistem pengaku eksentrik adalah suatu kerangka pengaku yang secara diagonal tetapi satu atau dua ujung batang pengaku akan terletak pada suatu jarak tertentu ( terdapat eksentrisitas cukup pendek dari titik-titik pertemuan antara balok dan kolomnya. Adapun sistem kerangka diperkaku secara eksentrik dapat ditunjukkan pada gambar 3.2.



Gambar 3.2 Portal dengan sistem kerangka diperkaku tipe eksentrik

### 3.4 Kekakuan Elemen Bracing

Untuk mengurangi terjadinya simpangan horizontal yang berlebihan, suatu struktur kadang-kadang dipasang *bracing* terutama pada struktur baja. Dengan adanya system ini maka struktur akan menjadi kaku, karena bracing mempunyai kekakuan yang cukup besar. Walaupun sistem *bracing* dibuat secara bersilangan ( dua arah ) namun demikian sistem ini hanya akan bekerja dalam satu arah saja yaitu arah tarik. Hal ini terjadi karena pada arah desak struktur/elemen bracing akan mudah sekali tertekuk/backling. Untuk menurunkan rumusan kekakuan elemen bracing ini maka diambil model struktur seperti gambar 3.3.



Gambar 3.3 Struktur dengan Bracing

Menurut prinsip mekanika, pada suatu batang tarik akan diperoleh hubungan ,

$$P = \frac{AE}{L} \delta, \text{ dan } \delta = u \cos(\alpha) \quad (3.4-1)$$

Kemudian juga diperoleh hubungan ,

$$H = P \cos(\alpha) \quad (3.4-2)$$

Dengan memperhatikan persamaan 3.4-1 maka persamaan 3.4-2 akan menjadi ,

$$H = \frac{AE}{L} u \cos(\alpha) \cos(\alpha) \quad (3.4-3)$$

$$H = \frac{AE}{L} \cos^2(\alpha) u \quad (3.4-4)$$

Dengan demikian kekakuan *bracing* adalah,

$$K_b = \frac{H}{u} = \frac{AE}{L} \cos^2(\alpha) \quad (3.4-5)$$

### 3.5 Analisa Elastis dengan Metode Perpindahan Mariks

#### 1. Deformasi Aksial

Deformasi aksial dapat dilihat pada gambar di bawah ini :

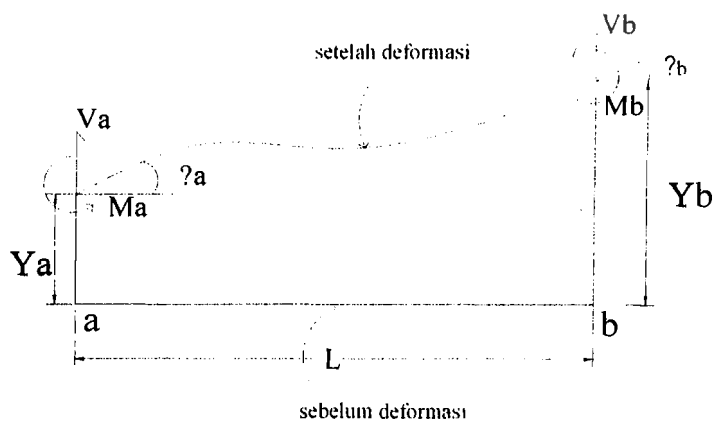


Gambar 3.12 Deformasi Aksial Batang

Persamaan dalam bentuk matriks sebagai berikut :

$$\begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{bmatrix} - j \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{bmatrix}; j = \frac{AE}{L}$$

#### 2. Deformasi Lentur



Persamaan "slope-deflection"

$$M_a = \frac{2EI}{L}(2\theta_a + \theta_b - 3\psi_{ab})$$

$$M_b = \frac{2EI}{L}(\theta_a + 2\theta_b - 3\psi_{ab}) \quad \text{pers (1)}$$

$$\text{dengan } \Psi_{ab} = \frac{1}{L}(Y_b - Y_a) \quad \text{pers (2)}$$

Syarat kesetimbangan

$$V_a = \frac{1}{L}(M_a + M_b) \quad V_b = -V_a \quad \text{pers (3)}$$

Dengan mengkombinasikan pers (1),(2) & (3) maka diperoleh

$$V_a = \alpha(12Y_a + 6L\theta_a - 12Y_b + 6L\theta_b)$$

$$M_a = \alpha(6LY_a + 4L^2\theta_a - 6LY_b + 2L^2\theta_b)$$

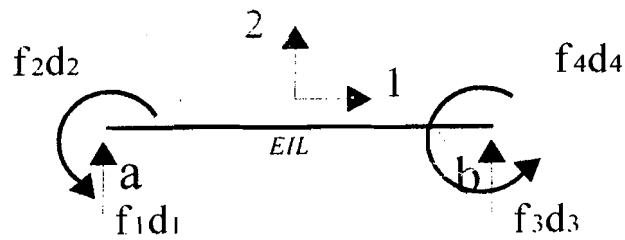
$$V_b = \alpha(-12Y_a - 6L\theta_a + 12Y_b - 6L\theta_b)$$

$$M_b = \alpha(6LY_a + 2L^2\theta_a - 6LY_b + 4L^2\theta_b); \text{ dengan } \alpha = \frac{EI}{L^3}$$

Persamaan dalam bentuk matriks adalah :

$$\begin{bmatrix} V_a \\ M_a \\ V_b \\ M_b \end{bmatrix} = \alpha \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Y_a \\ \theta_a \\ Y_b \\ \theta_b \end{bmatrix}$$

Untuk mempermudah perhitungan dengan metode matriks maka indeks pers 4 diganti dengan nomor urut :



Gambar 3.12 Deformasi Lentur

Persamaan dalam bentuk matriks adalah :

$$\begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \end{bmatrix} = \alpha \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \end{bmatrix}; \alpha = \frac{EI}{L^3}; f = k.d$$

Persamaan dasar Rangka Batang :

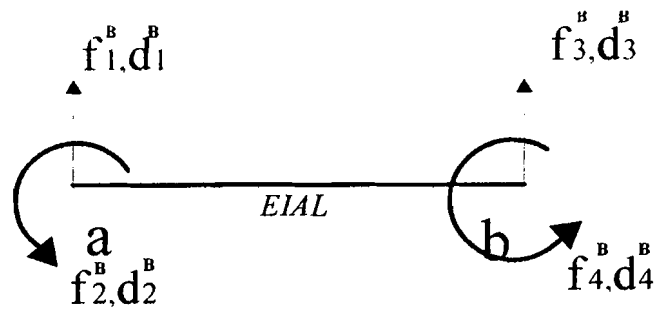
$$f = k.d$$



$$\begin{Bmatrix} f_1^R \\ f_2^R \end{Bmatrix} = \gamma \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{Bmatrix}; \gamma = \frac{AE}{L}$$

Persamaan dasar balok menerus :

$$f = k.d$$

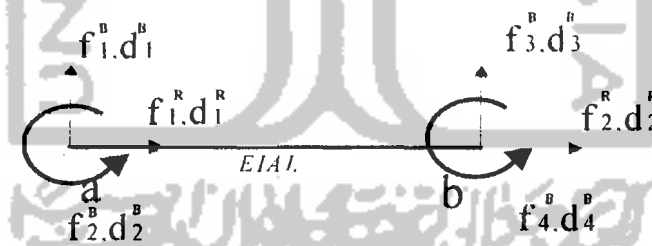


$$\begin{Bmatrix} f_1^B \\ f_2^B \\ f_3^B \\ f_4^B \end{Bmatrix} = \alpha \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d1^B \\ d2^B \\ d3^B \\ d4^B \end{Bmatrix}; \quad \alpha = \frac{EI}{L^3}$$

Gabungan Rangka Batang dan Balok menerus menghasilkan :

Persamaan Dasar Portal ("Frame") :

$$f = k.d$$

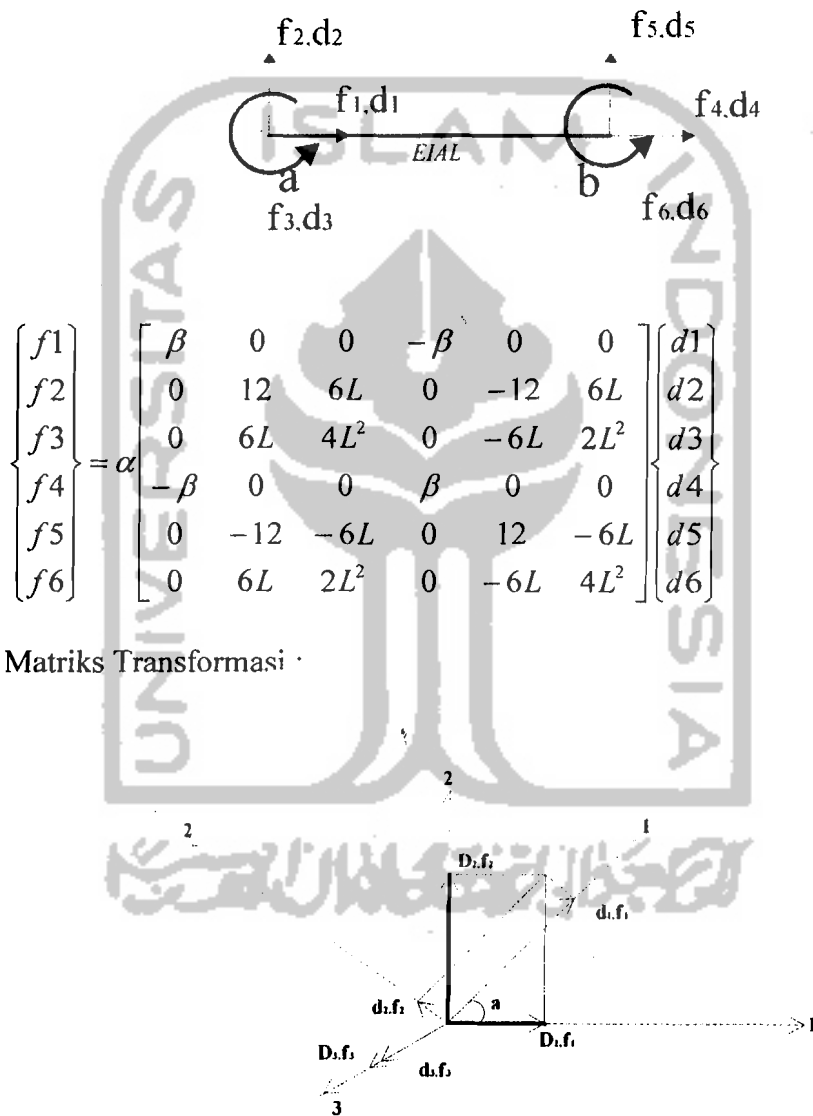


$$\begin{Bmatrix} f_1^R \\ f_1^B \\ f_2^B \\ f_2^R \\ f_3^B \\ f_4^B \end{Bmatrix} = \alpha \begin{bmatrix} \beta & 0 & 0 & -\beta & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6L & 0 & -12 & 6L \\ 0 & 6L & 4L^2 & 0 & -6L & 2L^2 \\ -\beta & 0 & 0 & \beta & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -6L & 0 & 12 & -6L \\ 0 & 6L & 2L^2 & 0 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d1^R \\ d1^B \\ d2^B \\ d2^R \\ d3^B \\ d4^B \end{Bmatrix}$$



$$\alpha = \frac{EI}{L^3} ; \beta = \frac{AL^2}{I} ; \gamma = \alpha \cdot \beta = \frac{EA}{L}$$

Untuk mempermudah perhitungan maka persamaan diatas diganti dengan notasi sebagai berikut :



Analog :

$$d1 = D_1 \cos \theta + D_2 \sin \theta$$

$$d2 = -D_1 \sin \theta + D_2 \cos \theta ; d3 = D3$$

$$\begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c & s & 0 \\ -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c & s & 0 \\ -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_4 \\ D_5 \\ D_6 \end{Bmatrix}$$

Matriks Kekakuan pada Sistem koordinat lokal :

$$k = \begin{bmatrix} k_{aa} & k_{ab} \\ k_{ba} & k_{bb} \end{bmatrix} = \alpha \begin{bmatrix} \beta & 0 & 0 & -\beta & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6L & 0 & -12 & 6L \\ 0 & 6L & 4L^2 & 0 & -6L & 2L^2 \\ -\beta & 0 & 0 & \beta & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -6L & 0 & 12 & -6L \\ 0 & 6L & 2L^2 & 0 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix}$$

Matriks Kekakuan pada Sistem koordinat Global :

$$k = \begin{bmatrix} k_{aa} & k_{ab} \\ k_{ba} & k_{bb} \end{bmatrix}$$

$$K_{aa} = \lambda^T k_{aa} \lambda$$

$$K_{ab} = \lambda^T k_{ab} \lambda$$

$$K_{ba} = \lambda^T k_{ba} \lambda$$

$$K_{bb} = \lambda^T k_{bb} \lambda$$

$$K_{aa} = \alpha \begin{bmatrix} c & -s & 0 \\ s & c & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \beta & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6L \\ 0 & 6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c & s & 0 \\ -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$= \alpha \begin{bmatrix} \beta c^2 + 12s^2 & cs(\beta - 12) & -6Ls \\ & \beta s^2 + 12c^2 & 6Lc \\ \text{simetri} & & 4L^2 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} g_1 & g_2 & g_4 & -g_1 & -g_2 & g_4 \\ g_2 & g_3 & g_5 & -g_2 & -g_3 & g_5 \\ g_4 & g_5 & g_6 & -g_4 & -g_5 & g_7 \\ -g_1 & -g_2 & g_4 & g_1 & g_2 & -g_4 \\ -g_2 & -g_3 & -g_5 & g_2 & g_3 & -g_5 \\ g_4 & g_5 & g_7 & -g_4 & -g_5 & g_6 \end{bmatrix}$$

dengan :  $g_1 = \alpha(\beta c^2 + 12s^2)$

$$g_2 = \alpha cs(\beta - 12)$$

$$g_3 = \alpha(\beta s^2 + 12c^2)$$

$$g_4 = -\alpha 6Ls$$

$$g_5 = \alpha 6Lc$$

$$g_6 = \alpha 4L^2$$

$$g_7 = \alpha 2L^2$$

$$\alpha = \frac{EI}{L_3} \quad \beta = \frac{AL^2}{I}$$

### 3.6 Beban Gempa Statik Ekuivalen

Besarnya gaya geser dasar akibat gempa menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung SNI 03-1726-2002 dapat dinyatakan dalam:

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (3.6-1)$$

V adalah gaya gempa / gaya geser dasar total.

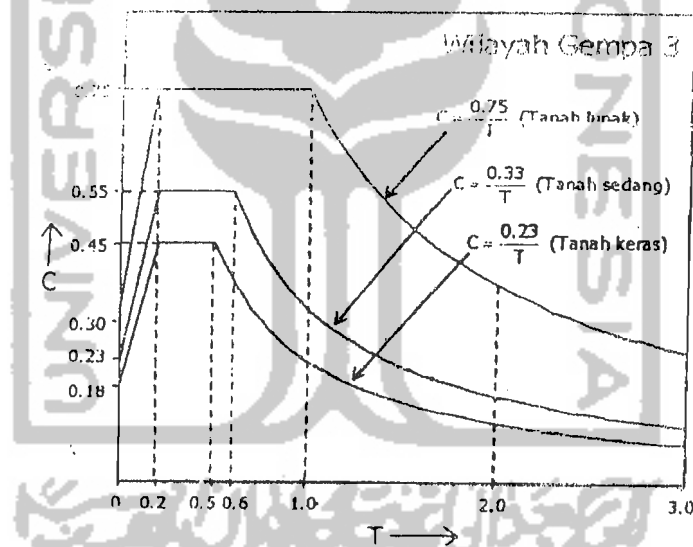
C adalah koefisien gempa dasar yang berlaku untuk wilayah tertentu dan untuk jenis tanah tertentu pula.

I adalah faktor keutamaan

R adalah faktor reduksi gempa

$W_t$  adalah berat total struktur kombinasi beban mati ditambah beban hidup yang direduksi.

Nilai koefisien gempa dasar (C) dipengaruhi oleh periode getar struktur (T). Cara mencari koefisien gempa dasar adalah dengan menggunakan grafik respon struktur seperti ditunjukkan pada gambar 3.7.



Gambar 3.7 Spektrum respon ( SNI-03-1726-2002 )

### 3.6.1 Waktu Getar Alami Struktur (T)

Periode getar alami struktur (T) untuk struktur portal baja tanpa pengaku dapat ditentukan dengan rumus :

$$T = 0,085 \cdot H^{3/4} \quad (3.6-2)$$

Periode getar alami struktur ( $T$ ) untuk struktur portal baja dengan pengaku dapat ditentukan dengan rumus :

$$T = 0,049 \cdot H^{0,75} = 1,006 \text{ detik} \quad (\text{Code Israel}) \quad (3.6-3)$$

dengan  $H$  = tinggi bangunan total (m).

$T$  = waktu getar alami (detik).

Setelah struktur gedung direncanakan, waktu getar alami struktur dapat dihitung dengan rumus *Rayleigh* :

$$T_R = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.6-4)$$

di mana  $W_i$  adalah bagian dari seluruh beban vertikal yang bekerja pada tingkat  $i$ ,  $F_i$  adalah beban gempa horizontal dalam arah yang ditinjau yang bekerja pada tingkat  $i$ ,  $d_i$  adalah simpangan horizontal pusat massa pada tingkat  $i$  akibat beban horizontal  $F_i$ , dan  $g$  adalah percepatan gravitasi.

### 3.6.2 Distribusi Gaya Geser Horizontal Akibat Gempa ( $F_i$ )

Distribusi gaya horizontal akibat beban gempa ( $F_i$ ) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur ( $H$ ) terhadap lebar struktur ( $B$ ) pada arah yang ditinjau. Distribusi untuk struktur bangunan yang memiliki nilai  $H/B < 3$ , maka gaya horizontal akibat beban gempa ( $F_i$ ) untuk masing-masing lantai dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.6-5)$$

### 3.6.3 Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD

Perencanaan struktur baja dengan metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) adalah Perencanaan dengan mengkombinasikan tegangan ultimit dan *serviceability* dengan probabilitas berdasarkan pendekatan keamanan.. Dalam metode ini, beban-beban yang terjadi dikalikan dengan suatu faktor (*overcapacity factor*) yang nilainya lebih dari 1, kemudian struktur didesain untuk memperoleh tegangan yang cukup dalam menahan beban terfaktor tersebut. Kapasitas nominal dari setiap elemen yang telah didesain dikalikan dengan suatu faktor yang nilainya kurang dari 1 (*undercapacity factor*). Filosofi Perencanaan dengan metode LRFD adalah sebagai berikut.

*Gaya yang dapat digunakan  $\geq \Sigma$  Gaya akibat beban terfaktor*

### 3.7 Kombinasi Pembebanan Dalam LRFD

Kombinasi pembebanan dari *American Institute of Steel Construction–Load and Resistance Factor Design 1993 (AISC–LRFD93)* yang digunakan dalam penelitian ini adalah :

$$1,4 D \tag{3.7-1a}$$

$$1,2 D + 1,6 L \tag{3.7-1b}$$

$$1,2 D \pm 1,0 E + 0,5 L \tag{3.7-1c}$$

### 3.8 Desain Struktur Daktil

Pada desain struktur daktil dipergunakan prinsip balok lemah dan kolom yang diperkuat (*strong column weak beam*), maksudnya balok dibuat lemah dari

pada kolom, agar apabila terjadi gaya gempa akan terbentuk sendi-sendi plastis pada baloknya. Balok akan runtuh terlebih dahulu dibanding kolomnya setelah balok itu bekerja menahan beban maksimum akibat gaya gempa. Hal ini berbeda dengan desain konvensional yang mempunyai prinsip bahwa sendi plastis dapat terjadi pada balok dan kolomnya. Sendi plastis pada kolom akan mengakibatkan kerusakan pada kolomnya sebelum balok bekerja secara maksimum, sehingga dapat mengakibatkan keruntuhan secara mendadak terhadap struktur karena kolom menerima gaya yang lebih besar dari pada balok (balok menerima gaya aksial sedangkan kolom menahan gaya akibat momen dan juga gaya aksial akibat beban yang bekerja di atasnya).

### 3.9 Perencanaan Balok

Balok merupakan elemen struktur yang direncanakan mampu menahan kombinasi momen lentur dan gaya geser. Besarnya momen lentur dan gaya geser rencana diambil dari hasil analisis struktur di titik sendi plastis.

#### 3.9.1 Lentur Balok

Dalam perencanaan elemen lentur yang lebih dikenal dengan balok, harus memenuhi persamaan sebagai berikut:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \quad (3.9-1)$$

$M_u$  adalah momen lentur terfaktor

$\phi$  adalah faktor reduksi = 0,9

$M_n$  adalah kuat lentur nominal penampang.

Perencanaan kuat lentur nominal penampang tergantung dari panjang bentang penampang tersebut terhadap kriteria batas panjang bentang yang telah ditentukan. Kuat lentur nominal dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

### 1. Bentang Pendek ( $L \leq L_p$ )

Kuat lentur nominal komponen struktur yang memenuhi  $L \leq L_p$  kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah :

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y \quad (3.9-2)$$

dimana:  $M_n$  = Momen nominal komponen struktur

$M_p$  = Momen pada sendi plastis

$L$  = bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan

$L_p$  = panjang penopang lateral maksimum

$F_y$  = tegangan leleh profil baja ( 36 Ksi)

$$L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{L}{\sqrt{F_y}} \quad (3.9-3)$$

$Z$  = modulus penampang plastis

### 2. Bentang Menengah ( $L_p < L < L_r$ )

Untuk komponen struktur yang memenuhi  $L_p < L < L_r$ , kuat nominal komponen terhadap momen lentur adalah

$$M_n = C_b \cdot \left[ M_p - (M_p - M_r) \frac{(L - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad (3.9-4)$$

Dimana:  $M_r$  = kekuatan momen batas tekuk

$$M_r = (F_y - F_r) \cdot S_x, \text{ dengan tegangan sisa } F_r = 10 \text{ ksi} \quad (3.9-5)$$

$L_r$  = panjang tanpa penopang lateral maksimum



$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_1^2}} \quad (3.9-6)$$

$$F_1 = F_y - F_r \quad (3.9-7)$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}}, \quad J = \text{konstanta torsional} \quad (3.9-8)$$

$$X_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2, \quad C_w = \text{konstanta warping} \quad (3.9-9)$$

$C_b$  = faktor pengali momen

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (3.9-10)$$

dengan  $M_{\max}$  adalah momen maksimum pada batang yang ditinjau,

$M_A, M_B, M_C$  berturut-turut adalah momen pada 1/4, 1/2, dan 3/4

bentang.

### 3. Bentang Panjang ( $L > L_r$ )

Untuk komponen struktur yang memenuhi  $L > L_r$ , kuat nominal komponen struktur terhadap lentur adalah

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (3.9-11)$$

$$\text{dimana } M_{cr} = \frac{C_b \cdot S_x \cdot X_1 \sqrt{2}}{L/r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2}{2 \cdot (L/r_y)^2}} \quad (3.9-12)$$

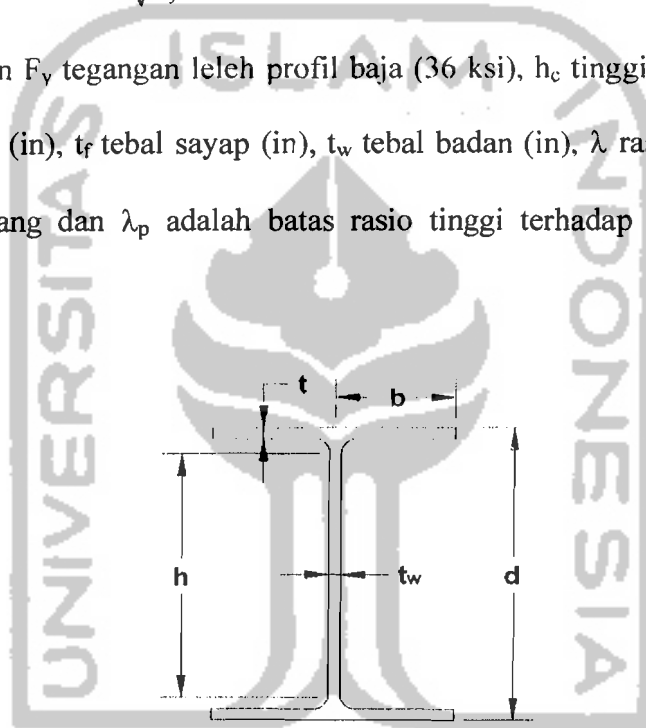
Batasan terhadap balok dan kolom dalam desain rangka baja di daerah rawan gempa mensyaratkan bahwa penampang haruslah “kompak” untuk mencegah tekuk lokal, baik tekuk lokal pada badan maupun tekuk lokal pada sayap.

Sehingga rasio tinggi terhadap tebal penampang ( $\lambda$ ) harus lebih kecil atau sama dengan batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil kompak ( $\lambda_p$ ),

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} \leq \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{F_y}} \quad \text{sayap} \quad (3.9-13a)$$

$$\lambda = \frac{h_c}{2 t_w} \leq \lambda_p = \frac{520}{\sqrt{F_y}} \quad \text{badan} \quad (3.9-13b)$$

Dengan  $F_y$  tegangan leleh profil baja (36 ksi),  $h_c$  tinggi bersih badan (in),  $b_f$  lebar sayap (in),  $t_f$  tebal sayap (in),  $t_w$  tebal badan (in),  $\lambda$  rasio tinggi terhadap tebal penampang dan  $\lambda_p$  adalah batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil kompak.



**Gambar 3.8** Penampang dan Variabel Profil I

Kuat lentur nominal penampang dihitung dengan rumus-rumus sebagai berikut :

Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan ( $L$ ).

### 3.9.2 Geser Balok

Gaya geser balok ditentukan oleh momen plastis ( $M_{pb}$ ) balok pada kedua ujung balok,

$$V_u = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \frac{2.M_{pb}}{L_c} \quad (3.9-15)$$

$$V_u = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu.V_E \quad (3.9-16)$$

dengan  $V_u$  = Gaya geser terfaktor

$V_D$  = Gaya geser akibat beban mati

$V_L$  = Gaya geser akibat beban hidup

$V_E$  = Gaya geser akibat beban gempa

$\mu$  = Faktor daktilitas tergantung dari jenis struktur

$M_{pb}$  = Kapasitas momen balok

$$M_{pb} = \beta \cdot M_p Z_x, \quad (3.9-17)$$

dengan  $\beta$  = *over strenght factor* sebesar 1,1

Dalam perencanaan gaya geser nominal balok terlebih dulu dicek rasio tinggi terhadap tebal badan. Hal ini disebabkan geser pada balok ditahan oleh badan.

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}} \quad (3.9-18)$$

Kapasitas nominal balok dalam menahan geser adalah

$$\phi V_n = \phi 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (3.9-19)$$

dimana  $\phi$  adalah faktor reduksi untuk geser yang nilainya 0,9

$A_w$  = luas badan elemen struktur (in<sup>2</sup>)

$$A_w = d \cdot t_w \quad (3.9-20)$$

Kapasitas geser penampang,

$$\frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1 \quad (3.9-21)$$

Untuk memenuhi prinsip *serviceability limit state*, maka balok harus dikontrol aman terhadap lendutan. Dimana AISC membatasi lendutan maksimum yang boleh terjadi pada balok sebesar :

Untuk balok yang mendukung beban lantai,

$$\frac{L}{360} \geq \Delta_{\text{pertengahan bentang}}, \quad (3.9-22a)$$

Untuk balok yang mendukung beban atap,

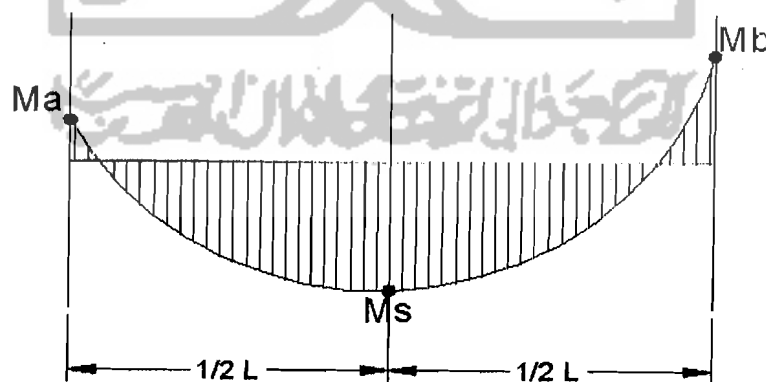
$$\frac{L}{240} \geq \Delta_{\text{pertengahan bentang}}, \quad (3.9-22b)$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dilihat dari program bantu analisis struktur maupun menggunakan rumus persamaan (3.5-22),

$$\Delta_{\text{pertengahan bentang}} = \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] \quad (3.9-23)$$

dengan  $L$  = panjang bentang balok

$M_a$ ,  $M_b$ ,  $M_s$  dapat dilihat pada gambar dibawah ini



**Gambar 3.9** Lokasi momen

### 3.10 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan suatu elemen struktur yang mengalami kombinasi beban aksial tekan, momen lentur dan geser. Nilai beban aksial dan nilai geser rencana pada kolom dapat langsung dibaca pada hasil output analisis struktur.

Untuk momen rencana pada kolom sebagai aplikasi dari konsep *strong column-weak beam* maka nilai momen ultimit diambil dari persamaan berikut ini. (Robert Englekirk,1993).

$$M_u = M_{pb} \cdot \left(\frac{L}{L'}\right) \cdot \left(\frac{h'}{2h}\right) \quad (3.10-1)$$

- dengan  $M_u$  = momen terfaktor
- $M_{pb}$  = momen plastis balok
- $L$  = bentang balok dari as ke as
- $L'$  = bentang bersih balok
- $h$  = tinggi kolom dari as ke as
- $h'$  = tinggi bersih kolom

#### 3.10.1 Gaya Aksial Rencana Kolom

Gaya aksial rencana kolom ( $P_u$ ), (Robert Englekirk,1993):

$$P_u = 1,2 \cdot P_D + 0,5 \cdot P_L + \Sigma \left( \frac{2 \cdot M_{pb}}{L} \right) \quad (3.10-2)$$

- dengan  $P_u$  = gaya aksial terfaktor (Kips)
- $P_D$  = gaya aksial akibat beban mati
- $P_L$  = gaya aksial akibat beban hidup

### 3.10.2 Gaya Geser Rencana Kolom

$$V_u = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu.V_E \quad (3.10-3)$$

dengan  $V_u$  = Geser terfaktor

$V_D$  = Geser akibat beban mati

$V_L$  = Geser akibat beban hidup

$V_E$  = Geser akibat beban gempa

### 3.10.3 Kuat Tekan Aksial kolom

Dalam merencanakan kuat tekan aksial pada kolom, tekuk lokal (*local buckling*) pada kolom harus dihindari, untuk menghindarinya perlu di cek kekompakan pada sayap maupun badan dengan persamaan (3.10-4a) dan (3.10-4b). sehingga rasio tinggi terhadap tebal penampang ( $\lambda$ ) harus lebih kecil atau sama dengan batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil kompak ( $\lambda_p$ ),

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} \leq \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{F_y}} \quad \text{sayap} \quad (3.10-4a)$$

$$\lambda = \frac{h_c}{2 t_w} \leq \lambda_p = \frac{520}{\sqrt{F_y}} \quad \text{badan} \quad (3.10-4b)$$

Setelah itu ditentukan nilai kondisi ujung (*end condition*) joint kolom, G dengan persamaan (3.6-4).

$$G = \frac{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_b} \quad (3.10-5)$$

dengan  $G$  = Nilai kondisi ujung/joint kolom

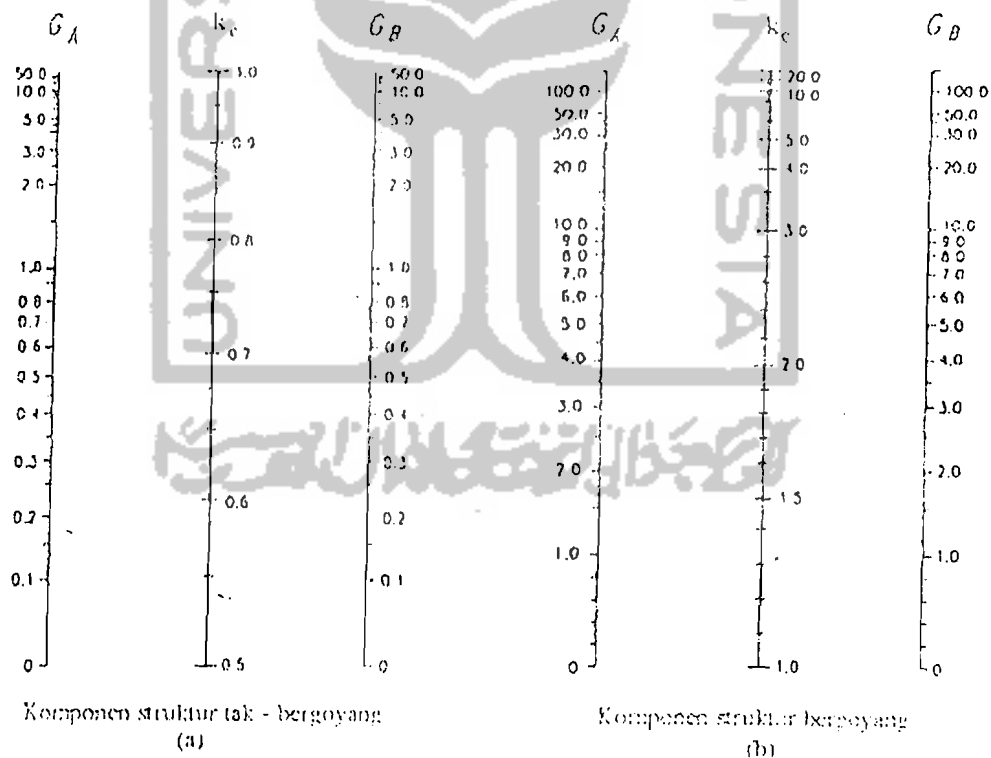
$I_c$  = Inersia penampang kolom (in<sup>4</sup>)

$L_c$  = Panjang elemen kolom (in)

$I_b$  = Inersia penampang balok (in<sup>4</sup>)

$L_b$  = Panjang elemen balok (in)

Kemudian koefisien panjang efektif  $K$  dari kolom didapatkan dengan menghubungkan nilai  $G$  ujung atas dan  $G$  ujung bawah elemen tekan pada nomogram gambar 3.10, dimana nomogram kondisi kolom bergoyang untuk (USF) dan nomogram kondisi kolom tidak bergoyang untuk (BSF). Selain itu terdapat ketentuan untuk kolom pondasi, dimana untuk dukungan jepit  $G = 1,0$  dan untuk dukungan sendi  $G = 10$ .



Gambar 3.10

(a) Nilai  $k$  untuk komponen struktur tak bergoyang, dan (b) untuk komponen struktur bergoyang. (Rancangan SNI)

Struktur kolom memperhitungkan pengaruh tekuk, dimana tekuk ini sangat dipengaruhi oleh kelangsingan dari penampang profil. Nilai parameter kelangsingan  $\lambda_c$  dihitung dengan persamaan (3.6-6).

$$\lambda_c = \frac{K.L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.10-6)$$

dengan  $\lambda_c$  = Nilai kelangsingan

K = koefisien panjang efektif

r = jari-jari girasi penampang (in)

Tegangan kritis profil  $F_{cr}$  ditentukan dengan memperhitungkan besarnya nilai parameter kelangsingan  $\lambda_c$ .

Jika nilai  $\lambda_c \leq 1,5$  maka

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \quad (3.10-7)$$

Jika nilai  $\lambda_c > 1,5$  maka

$$F_{cr} = \left[ \frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] \cdot F_y \quad (3.10-8)$$

Kapasitas penampang tekan dihitung dengan persamaan (3.6-8).

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \quad (3.10-9)$$

dengan  $A_g$  luas bruto penampang profil,  $P_n$  kuat tekan penampang profil dan  $\phi_c$  adalah faktor reduksi elemen tekan (0,85).



### 3.10.4 Kombinasi kolom

Perencanaan kolom didasarkan pada kombinasi beban gaya tekan dan momen lentur dimana nilai interaksi antara komponen aksial dengan momen lentur harus  $\leq 1,0$ . Persamaan interaksi yang digunakan berdasarkan nilai rasio beban aksial tekan  $P_u$  dengan kapasitas tekan penampang  $\phi_c P_n$ .

Jika  $\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,2$  maka

$$\frac{P_u}{2 \phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (3.10-10)$$

Jika  $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,2$  maka

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (3.10-11)$$

dengan  $M_{nx} = M_{ny} =$  momen nominal lentur penampang terhadap sb-x dan sb-y

$M_{ux} = M_{uy} =$  momen lentur terfaktor terhadap sb-x dan sb-y

### 3.10.5 Strong Column Weak Beam

Setelah profil kolom direncanakan, maka cek prinsip desain *strong column and weak beam* harus dilakukan dengan mencari rasio momen tahanan dari kolom dan balok. Rasio tersebut dapat dicari dengan menggunakan persamaan (3.10-12).

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1,0 \quad (3.10-12)$$

dengan besarnya  $M_{pc}$  dan  $M_{pb}$  adalah

$$\Sigma M_{pc} = \Sigma Z_{xc} \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (3.10-13)$$

$$\Sigma M_{pb} = \Sigma (1,1.Ry. M_p + M_v) \quad (3.10-14)$$

dengan  $Z_{xc}$  = modulus plastis kolom ( $\text{in}^3$ )

$f_{yc}$  = tegangan leleh (Ksi)

$P_{uc}$  = gaya aksial kolom (Kips)








$A_g$  = luas profil kolom ( $\text{in}^2$ )



### 3.11 Perencanaan Tangga

#### 3.11.1 Perencanaan Tangga Terhadap Aksial Tekan

Perencanaan tangga tidak berbeda dengan kolom. Yang membedakan adalah penentuan nilai panjang efektif ( $k$ ). Dalam penentuan nilai ( $k$ ) diasumsikan diujung-ujung tangga merupakan dukungan sendi. Sehingga nilai  $K$  adalah 1, penentuan nilai  $k$  ini dapat dilihat pada gambar 3.11

Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
Nilai $k_c$ teoritis	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Nilai $k_c$ yang dianjurkan untuk kolom yang mendekati kondisi ideal	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Kode ujung	 <ul style="list-style-type: none"> <li>Jepit</li> <li>Sendi</li> <li>Roll tanpa putaran sudut</li> <li>Ujung bebas</li> </ul>					

Gambar 3.11 Nilai  $k_c$  untuk kondisi kolom ideal.

### 3.12 Perencanaan Balok Anak

#### 3.12.1 Perhitungan Properti Elastis Penampang Komposit

$$E_c = 1750 \cdot \sqrt{F'_c} \quad (3.12-1)$$

Rasio modular

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.12-2)$$

Lebar efektif slab beton untuk balok interior merupakan nilai terkecil dari:

$$b_E \leq \frac{1}{4} \cdot L \quad (3.12-3)$$

$$b_E \leq 16 t_s + b_f \quad (3.12-4)$$

$$b_E \leq b_o \quad (3.12-5)$$

Lebar sayap beton ekuivalen,  $\frac{b_E}{n}$  (3.12-6)

Luas baja transformasi,

$$A_{tr} = (b_E/n \cdot t_s) + A_s \quad (3.12-7)$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$Y_a = \frac{\left( \left( \frac{b_E}{n} \cdot t_s \right) \cdot 0,5 t_s \right) + \left( A_s \cdot \left( 0,5 d_s + t_s \right) \right)}{\left( \frac{b_E}{n} \cdot t_s \right) + A_s} \quad (3.12-8)$$

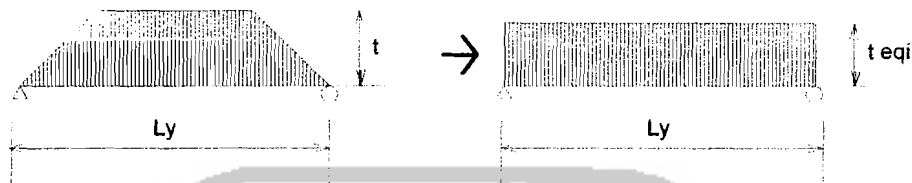
$$Y_b = d_s + t_s - Y_a \quad (3.12-9)$$

Momen inersia penampang komposit

$$I_{tr} = I_{x_s} + A_s \cdot Y_2^2 + I_{x_{cr}} + A_{cr} \cdot Y_1^2 \quad (3.12-10)$$

### 3.12.2 Pembebanan dan Gaya Dalam Penampang Komposit

Balok anak diasumsikan sebagai balok sederhana sehingga dukungan pada balok anak adalah sendi-rol.



Gambar 3.12 Distribusi beban pada balok anak

$L_x$  = sisi terpendek

$L_y$  = sisi terpanjang

$$t = 0,5 \cdot L_x \quad (3.12-11)$$

$$t_{eq} = t - \frac{4 \cdot t^3}{3 \cdot L_y^2} \quad (3.12-12)$$

$$Q_{D \text{ equiv}} = Q_D \cdot t_{eq} \quad (3.12-13)$$

$$Q_{L \text{ equiv}} = Q_L \cdot t_{eq} \quad (3.12-14)$$

$$Q_u = 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \quad (3.12-15)$$

Momen maksimum ultimit

$$M_u = \frac{1}{8} Q_u \cdot L^2 \quad (3.12-16)$$

Gaya geser ultimit

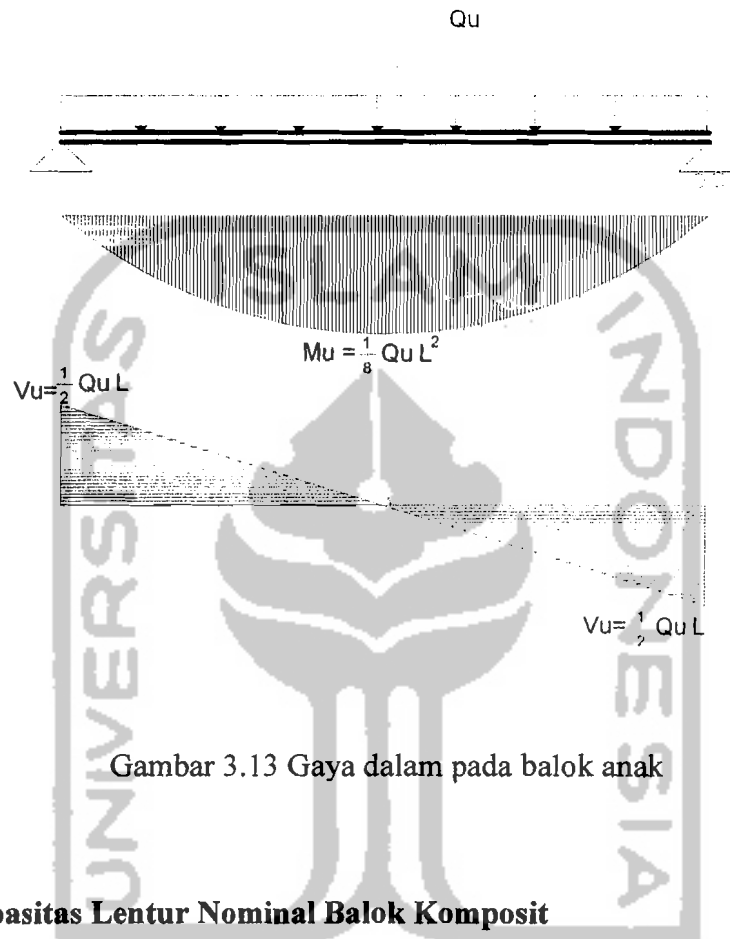
$$V_u = \frac{1}{2} Q_u \cdot L \quad (3.12-17)$$

Gaya geser akibat beban mati

$$V_D = \frac{1}{2} Q_D \cdot L \quad (3.12-18)$$

Gaya geser akibat beban hidup

$$V_L = \frac{1}{2} Q_L \cdot L \quad (3.12-19)$$



Gambar 3.13 Gaya dalam pada balok anak

### 3.12.3 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

Kontrol rasio tinggi terhadap tebal badan profil dicek dengan persamaan :

$$\lambda = \frac{h_c}{2 t_w} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (3.12-20)$$

Gaya desak beton,  $C = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a$  (3.12-21)

Gaya tarik penampang baja,  $T = A_s \cdot f_y$  (3.12-22)

Kesetimbangan gaya dalam  $C = T$

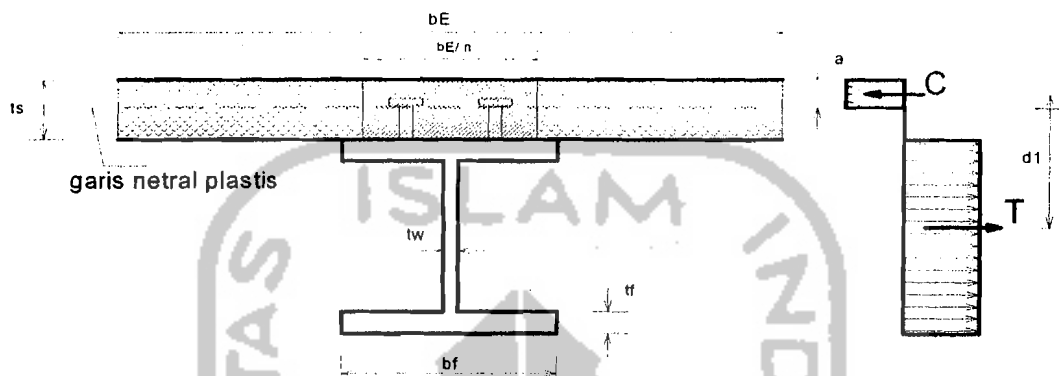
$$0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a = A_s \cdot f_y$$

Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan blok tegangan yang terjadi

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_E} \quad (3.12-23)$$

Kapasitas nominal balok komposit

Apabila  $a < t_s$ , maka garis netral plastis ada di beton

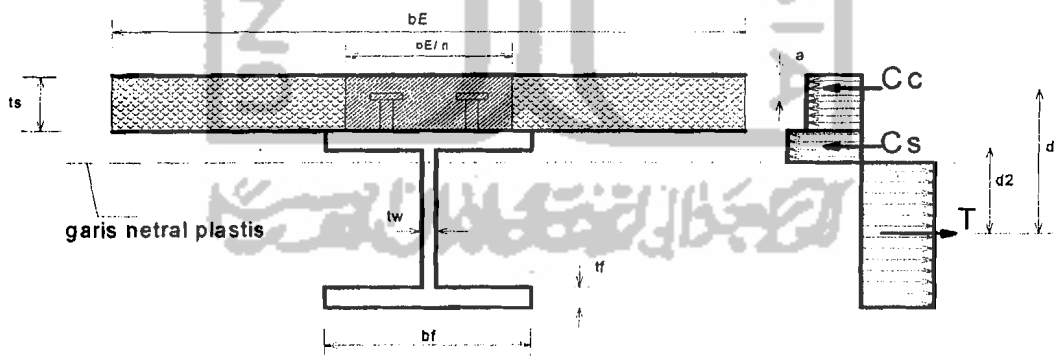


Gambar 3.14a Diagram tegangan plastis dengan gn plastis di beton

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1 \quad (3.12-24)$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad (3.12-25)$$

Apabila  $a > t_s$ , maka garis netral plastis ada di baja



Gambar 3. 14b Diagram tegangan plastis dengan garis netral plastis di baja

$$M_n = C_c \cdot d_1 + C_s \cdot d_2 \quad (3.12-26)$$

Cek dengan persamaan (3.12-25) yaitu  $\phi_b M_n \geq M_u$

### 3.12.4 Kontrol Terhadap Lendutan

Balok Komposit yang telah didesain harus dikontrol besarnya lendutan yang terjadi dengan persamaan (3.12-27)

Beban pada balok

$$Q = Q_D + Q_L \quad (3.12-27)$$

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \frac{Q \cdot L^4}{E_s \cdot I_{\text{Komp}}} \quad (3.12-28)$$

$$\delta_{\max} < \frac{L}{360} \quad (3.12-29)$$

### 3.12.5 Perencanaan Konektor Geser

Untuk menjamin kinerja penampang komposit menjadi sangat efektif, maka di antara profil baja dan beton (pelat) dipasang baut penghubung atau biasa disebut *shear connector*.

Gaya geser horizontal yang terjadi antara beton dan baja ( $V_n$ ) merupakan nilai terkecil dari persamaan (3.12-30a) dan (3.12-30b)

$$V_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_c \quad (3.12-30a)$$

$$V_n = A_s \cdot f_y \quad (3.12-30b)$$

dengan  $A_c = b_E \cdot t_s$

$A_c$  = Luas beton efektif

$b_E$  = lebar efektif

$t_s$  = tebal beton

$A_s$  = Luas baja



Kuat nominal satu penghubung geser jenis paku yang ditanam di dalam pelat beton massif adalah:

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (3.12-31)$$

dengan  $A_{sc}$  = Luas baut *shear connector*

$f_u$  = kekuatan baut

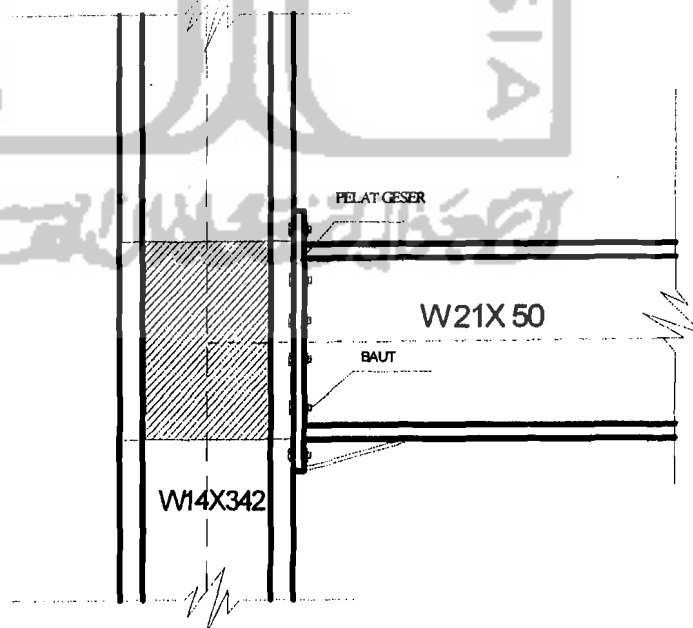
$E_c$  = Modulus elastisitas beton

Jumlah stud geser yang dibutuhkan:

$$n = \frac{V_n}{Q_n} \quad (3.12-32)$$

pengecekan kapasitas geser balok anak dapat dicari dengan persamaan (3.9-5) sampai (3.9-8).

### 3.13 Perencanaan Sambungan



Gambar 3.15 Sambungan yang digunakan

### 3.13.1 Sambungan Balok – Kolom

#### a. Sambungan menahan tarik/ desak.

Untuk menjamin mekanisme transfer beban dari balok ke kolom, sambungan harus mampu menahan gaya yang besar ketika terjadi gempa, terutama pada daerah dimana sendi plastis diharapkan terjadi. Momen plastis yang terjadi pada balok akan didistribusikan menjadi tegangan tarik dan tekan pada sayap balok sebesar :

$$T_u = \frac{M_f}{0,95d} \quad (3.13-1)$$

dimana  $T_u$  adalah kuat tarik/tekan terfaktor,  $M_f$  adalah momen plastis yang terjadi pada muka kolom.

Untuk menghindari kegagalan tumpu pada masing-masing elemen yang disambung, kuat tumpu elemen yang paling kritis (sayap balok/*flange plate*) harus lebih besar dari tegangan yang terjadi, yakni sebesar :

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t \geq V_f \quad (3.13-2)$$

dimana  $\phi$  = koefisien reduksi yang diambil sebesar 0,75

Cek blok geser pada bagian yang paling kritis dalam menahan beban :

$$\phi R_n \geq T_u \quad (3.13-3)$$

dimana  $\phi$  = koefisien reduksi yang diambil sebesar 0.75

$R_n$  = kuat nominal penyambung yang nilainya tergantung pada kondisi,

apabila  $F_u \cdot A_{nt} > 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns}$ ,

$$R_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} \quad (3.13-4a)$$

atau apabila  $F_u \cdot A_{nt} < 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns}$ ,

$$R_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (3.13-4b)$$

$A_{vg}$  = luas *bruto* yang mengalami pelelehan geser

$A_{tg}$  = luas *bruto* yang mengalami pelelehan tarik

$A_{ns}$  = luas *netto* yang mengalami retakan geser

$A_{nt}$  = luas *netto* yang mengalami retakan tarik

b. Sambungan yang menahan geser

Kekuatan satu baut dalam menahan beban :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (3.13-5)$$

dimana  $\phi$  = koefisien reduksi sebesar 0,75

$m$  = banyaknya bidang geser pada baut

$A_b$  = luas penampang lintang baut

Penyusunan letak baut pada plat digunakan untuk desain panjang plat geser yang dibutuhkan, dengan cara coba-coba tentukan tebal plat geser yang dibutuhkan, dimana plat geser harus dikontrol terhadap geser leleh pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g \geq V_f \quad (3.13-6)$$

dimana  $\phi$  = koefisien reduksi yang nilainya 0,9

Geser fraktur pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n \quad (3.13-7)$$

dimana  $\phi$  = koefisien reduksi sebesar 0,75

Kekutan las sambung antara plat geser ke sayap kolom ditentukan dengan, resistensi geser melalui leher las sebesar :

$$\phi R_{nw} = \phi.(0,6 . F_{Exx}).t_e \quad (3.13-8a)$$

Tapi tidak perlu lebih besar dari kekuatan fraktur geser dari logam dasar sebesar,

$$\phi R_{nw} = \phi.(0,6 . F_u).t_{pl} \quad (3.13-8b)$$

dimana  $F_{Exx}$  = kekuatan tarik elektroda las

$t_e$  = dimensi leher efektif

$t$  = tebal material dasar sepanjang las

### 3.14 Perencanaan Panel Zone

#### a. Perencanaan daerah tarik dan tekan

Untuk rangka baja yang menahan gaya dan deformasi berasal dari gempa yang besar (sistem rangka pemikul momen khusus-SRPMK), gaya yang terjadi pada *flens* balok akan ditransfer ke kolom sebesar,

$$P_{bf} = 1,8 . b_{fb} . t_{fb} . F_{yb} \quad (3.14-1)$$

Apabila nilai dari  $P_{bf} < \phi R_n$  maka dalam pelaksanaannya daerah tersebut tidak memerlukan pengaku (*stiffener*), dimana nilai  $\phi R_n$  ditentukan seperti persamaan di bawah ini :

#### 1. Pelelehan sayap lokal

$$\phi R_n = \phi . 6,25 . t_{fc}^2 . F_{yc} \quad (3.14-2a)$$

#### 2. Pelelehan badan lokal

$$\phi R_n = \phi.(5k + t_{fb}).F_{yc}.t_{wc} \quad (3.14-2b)$$

#### 3. Pelipatan pelat badan

$$\phi R_n = \phi.135.t_{wc}^2 \cdot \left[ 1 + 3 \left( \frac{t_{fb}}{d_c} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_{yc} . t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (3.14-2c)$$

## 4. Tekuk tekan pelat badan

$$\phi R_n = \frac{\phi \cdot 4100 \cdot t_{wc}^3 \sqrt{F_{vc}}}{d_c} \quad (3.14-2d)$$

dengan  $d_c$  = lebar badan kolom

$d'_c$  = lebar badan bersih kolom, tebal sayap dikurangi dengan *radius fillet*,

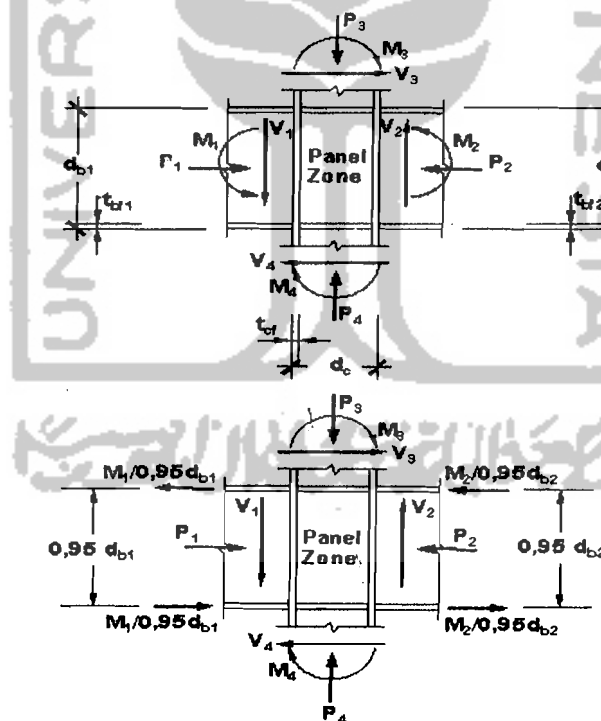
$t_{fc}$  = tebal sayap kolom

$t_{fb}$  = tebal sayap balok

$t_{wc}$  = tebal badan kolom

$b_{fb}$  = lebar sayap balok

## b. Perencanaan daerah geser



Gambar 3.16 Gaya Pada *Panel Zone*



Gaya geser pada *panel zone* adalah,  $V_u$  adalah:

$$V_u = \frac{M_1}{0,95d_{b1}} + \frac{M_2}{0,95d_{b2}} - V_c \quad (3.14-3)$$

dimana  $V_c$  = gaya geser yang terjadi pada kolom

$$V_c = \frac{M_1 \left( \frac{L_1}{L_{n1}} \right) + M_2 \left( \frac{L_2}{L_{n2}} \right)}{h} \quad (3.14-4)$$

Apabila hanya ada satu balok pada sayap kolom, maka persamaan (3.14-3) direduksi menjadi,

$$V_{up} = \frac{M_1}{0,95d_{b1}} - V_c \quad (3.14-5)$$

Penggunaan *double plate* atau pengaku diagonal diperlukan apabila :

$$\phi R_v < V_{up}$$

dengan  $\phi R_v$  apabila kestabilan dari frame diperhatikan, ditentukan menurut persamaan di bawah ini :

1. Untuk  $P_u \leq 0,75 P_y$

$$\phi R_v = \phi 0,6 F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (3.14-5a)$$

2. Untuk  $P_u > 0,75 P_y$

$$\phi R_v = \phi 0,6 F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left( 1,9 - \frac{1,2 P_u}{P_y} \right) \quad (3.14-5b)$$

dengan  $P_u$  = Gaya aksial kolom pada join yang bersangkutan

$$P_y = A \cdot F_y \quad (3.14-6)$$

Apabila diperlukan *double plate* dengan mengganti  $t_w$  pada persamaan (3.10-5a) atau (3.10-5b) dengan  $t_w+t_{dp}$ , dimana  $t_{dp}$  adalah tebal dari *double plate* maka tebal *double plate* dapat diketahui.

Apabila dalam perencanaan tidak diperlukan *double plate*, maka untuk menambah kapasitas geser yang besar pada *panel zone* selama terjadi beban gempa, diperlukan tebal plat minimum yang dapat diperoleh dari persamaan (3.10-7) sebagai berikut:

$$t_z = \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (3.14-7)$$

dimana  $t_z$  = tebal minimum *double plate*

$d_z$  = panjang *panel zone* antar plat sambung (*flange plate*)

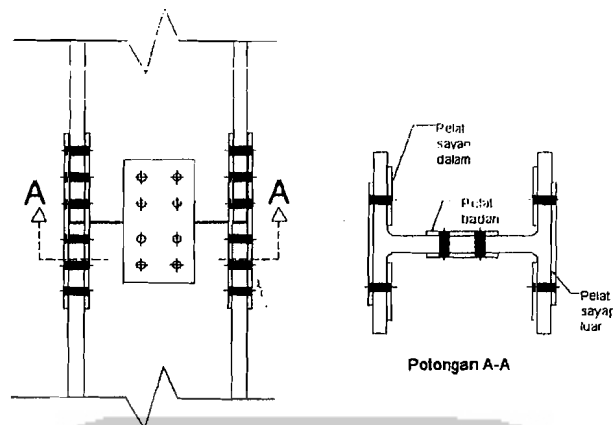
$w_z$  = lebar panel zone di antara sayap kolom.

### 3.15 Perencanaan Sambungan Balok ke Balok

Untuk perencanaan sambungan balok ke balok mempunyai prinsip yang sama dengan sambungan geser pada sambungan balok ke kolom. Sehingga dapat digunakan persamaan (3.13-1) sampai dengan (3.13-8).

### 3.16 Perencanaan Sambungan Kolom

Sambungan kolom dilakukan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia dan perbedaan profil yang dipakai. Dalam perencanaanya sambungan dibagi menjadi dua, yaitu sambungan sayap dan sambungan badan.



Gambar 3.17 Sambungan Kolom

Sambungan sayap merupakan sambungan yang berada pada sayap kolom.

Gaya pada sayap kolom diperoleh melalui persamaan (3.16-1)

$$T_{uf} = \frac{M_{u,k}}{0,95d} \quad (3.16-1)$$

Dimana  $T_{uf}$  gaya pada tiap sayap kolom,  $M_{u,k}$  adalah momen kolom, dan  $d$  merupakan tinggi profil kolom.

Jumlah baut minimum yang diperlukan pada sambungan diperoleh melalui persamaan (3.12-2).

$$n = \frac{T_{uf}}{\phi R_n} \quad (3.16-2)$$

Setelah jumlah baut diketahui, maka langkah selanjutnya adalah mendesain pelat sambung. Luas tampang dan tebal pelat sambung dapat dicari melalui persamaan (3.12-3) dan (3.12-4).

$$A_g = \frac{T_{uf}}{2,0,9.F_y} \quad (3.16-3)$$

$$t_{min} = \frac{A_g}{lebar\ pelat} \quad (3.16-4)$$

Kemudian kontrol kekuatan pelat sambung dengan persamaan (3.16-5).



$$\phi R_n = \phi \cdot F_u \cdot A_{nt} \quad (3.16-5)$$

Kuat tumpu pelat sambung dapat digunakan persamaan (3.13-3).

Sambungan badan merupakan sambungan yang berada pada badan kolom.

Gaya pada badan kolom diperoleh melalui persamaan (3.16-6).

$$P_{uw} = \frac{P_u \cdot k \cdot A_w}{A} \quad (3.16-6)$$

Disain jumlah baut dan pelat sambung sama dengan sambungan pada sayap, sehingga persamaan (3.16-2) sampai (3.16-4) dapat digunakan.

### 3.17 Perencanaan Sambungan Antara Balok Dengan Profil Miring Pada Tangga

Distribusi gaya pada profil miring berdasarkan luas sayap dan badan dapat dihitung menurut persamaan (3.17-1) dan (3.17-2).

Gaya pada sayap,

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot (b_f \cdot t_f)}{A} \quad (3.17-1)$$

Gaya pada badan,

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} \quad (3.17-2)$$

Prosedur disain sambungan bracing dapat dibagi menjadi enam tahapan, yaitu :

- 1). Disain sambungan sayap-brace-ke-pelat sambung (*brace-flange-to-gusset*).

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser pada sayap dapat dihitung dengan persamaan (3.17-3).

$$n_{\min} = \frac{P_{uf}}{\phi R_n} \quad (3.17-3)$$

Kuat tumpu sayap profil miring pada tangga dapat dihitung dengan persamaan (3.14-2).

2). Disain pelat sambung

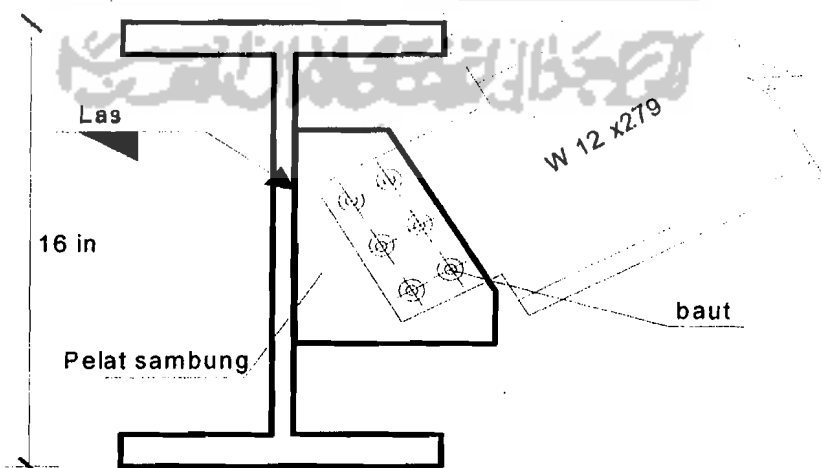
Kuat tumpu rencana tiap lubang baut dihitung dengan persamaan (3.14-2).

Pengecekan geser blok akibat transfer gaya dari badan dan gaya total dicari dengan persamaan (3.14-4a) atau (3.14-4b).

Kontrol kuat tarik leleh pada daerah pertemuan *brace* dengan pelat sambung dapat dicari menurut persamaan (3.17-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_y \cdot A_w \quad (3.17-4)$$

3). Distribusi gaya profil tangga ke balok.



Gambar 3.18 Rencana Sambungan Antar Balok Induk - Profil miring Tangga

Kalkulasi gaya pada pelat sambung dapat dicari dengan persamaan (3.17-5) sampai (3.17-9).

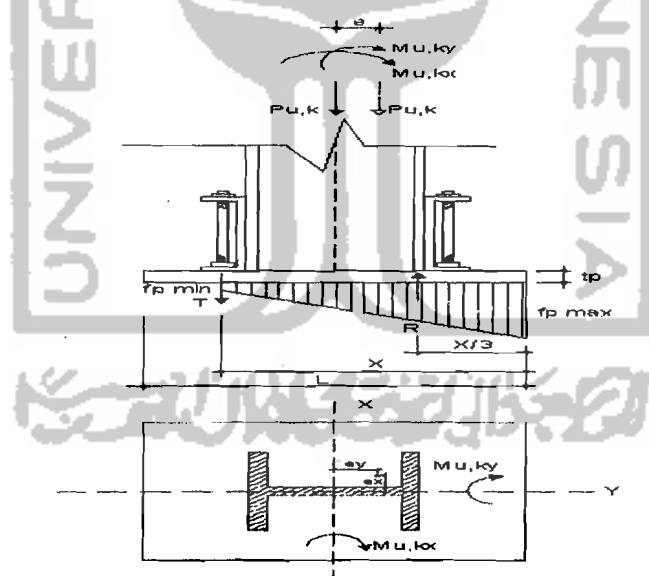
$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (3.17-5)$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-balok

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u \quad (3.17-6)$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u \quad (3.17-7)$$

### 3.18 Perencanaan Pelat Dasar Kolom



Gambar 3.19 Analisis pelat dasar kolom

Eksentrisitas akibat momen :

$$e_y = \frac{M_{u,k_x}}{P_{u,k}} \quad (3.18-1)$$

$$e_x = \frac{Mu_k}{Pu_k} \quad (3.18-2)$$

Akibat eksentrisitas terjadi pembesaran gaya aksial, maka diberi sayap tambahan. Jika  $e > \frac{1}{2} d_c$ , diasumsikan resultan reaksi distribusi segitiga ( R ) bekerja pada pusat flens, sehingga

$$P_u = R + P_{u,k} + T$$

kesetimbangan momen pada pusat flens :

$$P_{u,k} \left( e_y - \frac{d_c}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + P_{u,k} \cdot e_x = T \left( d_c + \frac{100}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \quad (3.18-3)$$

Jika  $e < \frac{1}{2} d_c$ , diasumsikan resultan reaksi distribusi segitiga ( R ) bekerja pada pusat flens, sehingga

$$P_u = R = T$$

kesetimbangan momen pada pusat gaya aksial T :

$$P_{u,k} \left( \frac{d_c}{2} + \frac{100}{2} + e_y \right) + P_{u,k} \cdot e_x = R \left( d_c - \frac{t_f}{2} + \frac{100}{2} \right) \quad (3.18-4)$$

Cek kapasitas sayap kolom

$$\phi \left( \frac{1}{2} F_p \cdot X \cdot B \right) = P_u \quad (3.18-5)$$

dengan  $F_p$  adalah tegangan tekan beton yang nilainya sebesar  $0,85 \cdot f_c'$

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d_f}{2} \quad (3.18-6)$$

$$n = \frac{B - 0,80 \cdot b_f}{2} \quad (3.18-7)$$

cek kapasitas penumpu (pedestal)

$$\phi P_p \geq P_u \quad (3.18-8)$$

$$\phi P_p = \phi_e \cdot F_p \cdot A \quad (3.18-9)$$

Tegangan pada ujung pelat,

$$f_p = \frac{Pu}{B.L} \pm \frac{Mu, kx}{\frac{1}{6}.BL^2} \pm \frac{Mu, ky}{\frac{1}{6}.B^2L} \leq F_p \quad (3.18-10)$$

Batas pelepasan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = \phi M_p = \phi_b . Z . F_y = 0,9 . (B . t_p^2/4) . F_y \geq M_u$$

Tebal pelat yang diperlukan dihitung dengan persamaan :

$$t_p = \sqrt{\frac{4.M_u}{0,9.B.F_y}} \quad (3.18-11)$$

Gaya tarik pada angkur

$$T = \frac{Mu, k}{d} \quad (3.18-12)$$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} \quad (3.18-13)$$

Dengan  $\phi T_n$  adalah kapasitas tarik satu angkur.