

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Gaya Geser Dasar.

Besarnya gaya geser dasar akibat gempa menurut rancangan SNI Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung (2000), yaitu :

$$V = ((C_1 \cdot I)/R) \cdot W_1 \quad (3.1-1)$$

dengan :

V = gaya geser dasar horizontal total akibat gempa

C_1 = koefisien gempa dasar.

I = faktor keutamaan

R = faktor reduksi gempa (SRPMK = 8,5).

W_1 = berat total bangunan kombinasi beban mati ditambah beban Hidup yang direduksi.

A. Waktu Getar Alami Struktur (T)

Pemakaian struktur gedung yang terlalu fleksibel seyogyanya harus dicegah, hal itu dilakukan dengan membatasi nilai waktu getar fundamentalnya. Ada 4 alasan untuk membatasi waktu getar fundamental suatu struktur gedung, yaitu :

- Untuk mencegah Pengaruh P-Delta yang berlebihan.

- Untuk mencegah simpangan antar-tingkat yang berlebihan pada taraf pembebanan gempa yang menyebabkan pelelehan pertama, yaitu untuk menjamin kenyamanan penghunian dan membatasi kemungkinan terjadinya kerusakan struktur akibat pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, maupun kerusakan non-struktur.
- Untuk mencegah simpangan antar-tingkat yang berlebihan pada taraf pembebanan gempa maksimum, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang menelan korban jiwa manusia
- Untuk mencegah kekuatan (kapasitas) struktur terpasang yang terlalu rendah, mengingat struktur gedung dengan waktu getar fundamental yang panjang menyerap beban gempa yang rendah (terlihat dari spectrum repons C-T), sehingga gaya internal yang terjadi di dalam unsur-unsur struktur menghasilkan kekuatan terpasang yang rendah.

Untuk Struktur baja, periode getar struktur dihitung dengan rumus $T=0,085 \cdot H^{0,4}$, dengan H adalah tinggi total bangunan.

B. Koefisien Gempa Dasar (C).

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Koefisien ini dimaksud untuk struktur dengan daktilitas penuh. Dalam peraturan Indonesia, untuk struktur dengan T antara 1 detik dan 2 detik, besarnya C sangat tergantung dari T struktur. Oleh karena itu, pengambilan T (waktu getar alami struktur) yang tepat menjadi sangat penting.



Gambar 3.1 Koefisien Gempa Dasar (C) untuk Wil. Gempa 3
(menurut SNI PPTGIUG 2000)

C. Faktor Keutamaan (I).

Faktor Keutamaan adalah suatu koefisien yang diadakan untuk memperpanjang waktu ulang dari kerusakan struktur bagi struktur-struktur yang relatif lebih utama untuk mengamankan penanaman modal yang relatif lebih besar pada gedung-gedung tersebut. Struktur-struktur demikian adalah gedung-gedung monumental (yang direncanakan untuk masa hidup yang jauh lebih panjang dari pada masa hidup yang biasa dianggap bagi gedung-gedung pada umumnya) atau gedung-gedung yang diperuntukkan penyediaan fasilitas-fasilitas yang harus tetap berfungsi setelah suatu gempa terjadi, juga gedung-gedung yang bila rusak berat dalam suatu gempa akan menimbulkan bahaya besar bagi masyarakat luas (seperti fasilitas-fasilitas distribusi bahan gas atau minyak bumi) harus direncanakan dengan nilai faktor keutamaan yang tinggi. Walaupun pemakaian nilai faktor keutamaan yang lebih tinggi akan mengurangi bahaya terhadap kerusakan struktur, akan

tetapi perhatian para perencana tetap harus dipusatkan pada pendetailan unsur-unsur sekunder dalam gedung-gedung tersebut, sebab kerusakan unsur-unsur itu justru yang dapat menghalang-halangi fungsi gedung tersebut setelah suatu gempa terjadi. Gedung-gedung demikian tetap harus direncanakan untuk dapat berperilaku secara daktail, sebab beban gempa rencana mungkin saja dapat dilampaui.

D. Faktor Reduksi Gempa (R).

Faktor reduksi gempa merupakan rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail. Faktor reduksi gempa bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut.

E. Koefisien Reduksi Beban Hidup.

Pada perencanaan sistem struktur penahan beban horizontal dari suatu gedung, beban hidup pada gedung itu ikut menentukan besarnya beban gempa yang harus dipikul oleh sistem struktur tersebut. Dalam hal ini, untuk memperhitungkan peluang terjadinya beban hidup yang berubah-ubah, maka menentukan beban gempa dengan cara mengalikan beban hidup terbagi rata dengan suatu koefisien reduksi yang nilainya bergantung pada penggunaan gedung yang ditinjau.

F. Distribusi Gaya Horizontal Akibat Beban Gempa (F_i).

Distribusi gaya geser horizontal total akibat gempa (F_i) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur (H) terhadap lebar struktur (B) pada arah yang ditinjau.

Adapun distribusinya adalah sebagai berikut :

1. Struktur bangunan yang memiliki $H/B < 3$, maka gaya horizontal akibat beban gempa (F_i) untuk masing-masing lantai dapat dihitung menurut persamaan berikut ini :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot F \quad (3.1-2)$$

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

$$F_i = 0,1F + \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9F \quad (3.1-3)$$

Untuk lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9F \quad (3.1-4)$$

Keterangan:

F_i = gaya geser horizontal akibat gempa lantai ke- i

h_i = tinggi lantai ke- t terhadap lantai dasar

W_i = berat lantai ke- i

V = gaya geser dasar total akibat gempa

H = tinggi total bangunan

B = lebar total bangunan.

3.2 Kombinasi Pembebanan Dalam LRFD

Kombinasi pembebanan dari *American Institute of Steel Construction Load and Resistance Factor Design 1993 (AISC-LRFD 93)* yang digunakan dalam penelitian ini adalah :

$$1,4D \quad (3.2-1a)$$

$$1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_a \text{ atau } H) \quad (3.2-1b)$$

$$1,2 D + 1,6 (L_a \text{ atau } H) + (0,5L \text{ atau } 0,8W) \quad (3.2-1c)$$

$$1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (L_a \text{ atau } H) \quad (3.2-1d)$$

$$1,2 D + 1,0 E + 0,5 L \quad (3.2-1e)$$

$$0,9 D + 1,0 E \quad (3.2-1f)$$

Dengan D adalah beban mati, L adalah beban hidup, L_a adalah beban hidup diatas atap selama perawatan atau selama penggunaan, H adalah beban hujan, W adalah beban angin, E adalah beban gempa

3.3 Perencanaan Lentur dan Geser Balok

Balok merupakan elemen struktur yang direncanakan mampu menahan kombinasi momen lentur dan gaya geser.

3.3.1 Elemen Lentur

Komponen Struktur yang memikul lentur harus memenuhi persamaan :

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.3-1)$$

Keterangan :

M_u = adalah momen lentur terfaktor

ϕ = adalah faktor reduksi yang nilainya 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 penampang dihitung dengan rumus-rumus sbb :

a. Untuk penampang kompak

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

1. Bentang pendek

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

$$M_n = M_p = Z \cdot F_y \quad (3.3-2)$$

Dimana : M_n = momen nominal komponen struktur

M_p = momen pada sendi plastis

L = bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan

2. Bentang menengah

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

$$M_n = C_b \left[M_p + (M_r - M_p) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad (3.3-3)$$

Dimana : M_r = kekuatan momen batas tekuk

$$M_r = S_x (F_y - F_r), \text{ dengan tegangan sisa } F_r = 10 \text{ Ksi} \quad (3.3-4)$$

L_p = panjang penopang lateral maksimum

$$L_p = 300 \frac{r_y}{\sqrt{F_y (\text{Ksi})}} \quad (3.3-5)$$

$$F_1 = F_y - F_r \quad (3.3-6)$$

L_r = panjang tanpa penopang lateral maksimum

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_1^2}} \quad (3.3-7)$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{E G J A}{2}}, \quad J = \text{konstanta punter torsi}$$

$$X_2 = \frac{I_w}{I_y} \left(\frac{S}{G J} \right)^2 \cdot 4, \quad I_w = \text{konstanta punter lengkung}$$

Nilai X_1 dan X_2 bisa dilihat di table AISC-LRFD.

C_b = faktor pengali momen

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} < 2,3 \quad (3.3-8)$$

Dengan M_{\max} adalah momen maksimum pada batang yang ditinjau, M_A , M_B , M_C adalah momen pada $1/4$, tengah dan $3/4$ bentang

3. Bentang panjang

Untuk komponen struktur yang memenuhi $L_r \leq L$, kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah :

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (3.3-9)$$

M_{cr} adalah momen kritis, untuk profil I ;

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot S_x \cdot A_1 \cdot \sqrt{2}}{(L/r_x)} \sqrt{1 + \frac{A_1^2 \cdot A_2}{2 \cdot (L/r_y)^2}} \quad (3.3-10)$$

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, diperlukan kapasitas penampang yang lebih besar dibanding dalam perencanaan elastis, tetapi hal ini juga dibatasi oleh kestabilan elemen tersebut agar tercapai daktilitas yang tinggi. Kestabilan elemen termasuk tekuk lokal sayap (*FLB*) dan tekuk lokal badan (*WLB*).

Kriteria penampang kompak adalah bila $\frac{bf}{2tf} \leq \frac{65}{\sqrt{f_y \text{ (Ksi)}}}$ dan $\frac{hc}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{f_y \text{ (Ksi)}}}$

b. Untuk penampang tidak kompak

Untuk penampang tidak kompak, kuat lentur nominal penampang ditentukan sebagai berikut :

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \quad (3.3-11)$$

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

$$V_U = 1,2 V_D + 0,5 V_L + \frac{2 \cdot M_{pb}}{L} \quad (3.3-12)$$

$$V_U = 1,2 V_D + 0,5 V_L + \mu V_E \quad (3.3-13)$$

dimana :

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.

M_{pb} = Momen plastis balok.

$$= Z \cdot f_y$$

L_c = Bentang bersih balok

L = Bentang balok dari as ke as

h = Tinggi kolom dari as ke as

h_c = Tinggi bersih kolom

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

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{f_y (Ksi)}} \quad (3.3-13a)$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{f_y (Ksi)}}$$

(3.3-13b)

Kapasitas nominal balok dalam menahan geser adalah

$$\phi V_n = \phi \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (3.3-14)$$

dimana ϕ adalah faktor reduksi untuk geser yang nilainya 0,9

$$A_w = d \cdot t_w \quad (3.3-15)$$

A_w = luas badan elemen struktur.

Kapasitas geser penampang,

$$\frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,0 \quad (3.3-16)$$

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

Untuk balok yang mendukung beban lantai,

$$\frac{I}{360} \geq \Delta_{\text{Perengahan bentang}} \quad (3.3-17)$$

Untuk balok yang mendukung beban atap,

$$\frac{I}{240} \geq \Delta_{\text{Perengahan bentang}} \quad (3.3-18)$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dilihat dari program Bantu analisis struktur maupun menggunakan rumus persamaan (3.24) :

$$\Delta_{\text{perengan bentang}} = \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] \quad (3.3-19)$$

dengan L = panjang bentang balok

M_a , M_b , M_s merupakan momen akibat beban gravitasi, yang dapat dilihat pada gambar dibawah ini :

3.4 Perencanaan Kolom

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

3.4.1 Gaya Aksial Rencana Kolom

Dalam perencanaan baja tahan gempa maka harus direncanakan dengan konsep "*strong column weak beam*", maka digunakan rumus berikut ini. (Robert Englekirk, 1993).

Gaya aksial kolom rencana (P_u) untuk kolom eksterior

$$P_u = 1,2 P_{D} + 0,5 P_L + \sum \left(\frac{2M_{pb}}{L_c} \right) \quad (3.4-1)$$

Gaya aksial kolom rencana (P_u) untuk kolom interior

$$P_u = 1,2 P_{D} + 0,5 P_L \quad (3.4-2)$$

Momen rencana kolom (M_u) untuk kolom eksterior

$$M_u = M_{pb} \left(\frac{L_c}{L} \right) \left(\frac{h_c}{h} \right) \quad (3.4-3)$$

Momen rencana kolom (M_u) untuk kolom interior

$$M_u = 2 M_{pb} \left(\frac{L_c}{L} \right) \left(\frac{h_c}{h} \right) \quad (3.4-4)$$

dimana :

P_D = gaya aksial akibat beban mati

P_L = gaya aksial akibat beban hidup

P_E = gaya aksial akibat beban gempa

3.4.2 Gaya Geser Rencana Kolom

$$V_u = 1,2 V_D + 0,5 V_L + \mu V_E \quad (3.4-5)$$

dengan V_u = Geser terfaktor

V_D = Geser akibat beban mati

V_L = Geser akibat beban hidup

V_E = Geser akibat beban gempa

3.4.3 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 (3.4-6a) dan (3.4-6b), sehingga rasio tinggi terhadap tebal penampang (λ) harus lebih kecil atau sama dengan batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil kompak (λ_p),

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} \leq \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y \text{ (Ksi)}}} \quad \text{sayap} \quad (3.4-6a)$$

$$\lambda = \frac{h_w}{2 t_w} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y \text{ (Ksi)}}} \quad \text{badan} \quad (3.4-6b)$$

Setelah itu ditentukan nilai kondisi ujung (*end condition*) joint kolom dengan persamaan

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_b}{L_b} \right)} \quad (3.4-7)$$

dengan G adalah nilai kondisi ujung/joint kolom, I adalah inersia penampang.

Kemudian koefisien panjang efektif K dari kolom didapatkan dengan menghubungkan nilai G ujung atas dan G ujung bawah elemen tekan pada nomogram, dimana nomogram yang digunakan adalah pada kondisi kolom bergoyang selain itu terdapat ketentuan untuk kolom pondasi, dimana mempunyai nilai pendekatan dukungan jepit $G = 1,0$ dan untuk dukungan sendi G



Gambar 3.2

- (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 λ_c dihitung dengan persamaan (3.6-6).

$$\lambda_c = \frac{K.L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.4-8)$$

dengan λ_c = Nilai kelangsingan

K = koefisien panjang efektif

r = jari-jari girasi penampang

Tegangan kritis profil F_{cr} ditentukan dengan memperhitungkan besarnya nilai parameter kelangsingan λ_c .

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

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \quad (3.4-9)$$

Jika nilai $\lambda_c > 1,5$ maka

$$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] \cdot F_y \quad (3.4-10)$$

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

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \quad (3.4-11)$$

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

3.4.4 Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom didasarkan pada kombinasi beban 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

$$\frac{P_u}{2 \phi_c P_n} + \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1,0 \quad (3.4-12)$$

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

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1.0 \quad (3.4-13)$$

dengan M_n = momen nominal lentur penampang

M_u = momen lentur terfaktor

3.5 Perencanaan Kolom Komposit

Kolom komposit oleh LRFD-11 didefinisikan sebagai “Kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling (rolled) atau built-up dan dicor di dalam beton structural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton structural.” Luas penampang baja paling tidak harus 4% dari luas total penampang lintang total, jika tidak kolom tersebut harus dirancang sebagai kolom beton bertulang biasa. Untuk dapat digolongkan sebagai kolom komposit, pembatasan dari LRFD 12.1 haruslah dipenuhi :

1. Luas baja, $A_s \geq 0,44 A_g$
2. Untuk beton :
 - a. Batang tulang longitudinal harus digunakan; batang yang memikul beban harus kontinu pada level perangkaan (bila ada balok atau slab yang merangka ke kolom); batang longitudinal lainnya yang hanya digunakan untuk mengekang beton dapat dipotong pada level rangka tersebut.
 - b. Sengkang lateral harus digunakan; jarak antar sengkang tidak boleh lebih dari 2/3 dimensi kolom lateral terkecil.
 - c. Luas sengkang lateral dan tulangan longitudinal masing-masing harus lebih dari $0,007 \text{ in}^2/\text{in}$ dari jarak antar tulangan.
 - d. Tebal bersih beton penutup sekurang-kurangnya harus 1,5 inch.

3. Kekuatan beton $f'c$:
 - a. Beton berat normal : $3 \text{ ksi} \leq f'c \leq 8 \text{ ksi}$
 - b. Beton ringan structural : $f'c \geq 4 \text{ ksi}$
4. Tegangan leleh maksimum baja yang digunakan dalam perhitungan kekuatan adalah 55 ksi untuk baja structural maupun untuk batang tulangan.
5. Ketebalan dinding minimum t untuk pipa atau tabung berisi beton :
 - a. Untuk tiap lebar permukaan b dalam penampang segi empat

$$t \geq b \sqrt{\frac{F_y}{3E}} \quad (3.5-1)$$

- c. Diameter luar D dalam penampang lingkaran

$$t \geq D \sqrt{\frac{F_y}{8E}} \quad (3.5-2)$$

3.5.1 Kekuatan Nominal

Kekuatan nominal P_n dari suatu kolom komposit adalah dihitung dengan menggunakan provisi kekuatan kolom regular dari LRFD-E2, tetapi tegangan leleh F_y diubah menjadi tegangan leleh modifikasi F_{my} , modulus elastisitas E menjadi E_m , dan jari-jari girasi r menjadi jari-jari modifikasi r_m . Persamaan modifikasi menjadi :

1. Untuk pipa atau tabung dicor beton :

$$F_{my} = F_y + 1.F_{yt} \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + 0,85.f'c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \quad (3.5-3)$$

$$E_m = E + 0,4.E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \quad (3.5-4)$$

$$r_m = r_s \quad (3.5-5)$$

2 Untuk baja structural dicor beton :

$$F_{my} = F_y + 0,7 F_{yr} \left(\frac{A_c}{A_s} \right) + 0,6 f'c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \quad (3.5-6)$$

$$E_m = E + 0,2 E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \quad (3.5-7)$$

$$r_m = r_s \geq 0,3 d_{komur} \quad (3.5-8)$$

dimana :

A_c = luas beton

A_r = luas batang tulangan longitudinal

A_s = luas bruto profil baja, pipa atau tabung

E_c = modulus elastisitas beton

F_y = tegangan leleh minimum profil baja, pipa atau tabung

F_{yr} = tegangan leleh minimum batang tulangan longitudinal

$f'c$ = kuat tekan beton dalam 28 hari

r_s = jari-jari girasi profil baja, pipa atau tabung

d_{komur} = dimensi keseluruhan penampang komposit dalam bidang lentur

Kuat nominal kolom komposit, $\phi_c P_{nc}$ berdasarkan modifikasi tersebut menjadi :

$$\phi_c P_{nc} = 0,85 A_s \cdot F_{cr} \quad (3.5-9)$$

dimana :

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c}) F_{my} \quad ; \text{ jika } \lambda_c \leq 1,5 \quad (3.5-10)$$

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c} \right) F_{my} \quad ; \text{ jika } \lambda_c > 1,5 \quad (3.5-11)$$

$$\text{dengan : } \lambda_c = \frac{Kl}{r_m \pi \sqrt{E_m}} \quad (3.5-12)$$

3.6 Analisis Struktur Balok-Kolom Komposit

Suatu batang atau elemen struktur yang dibebani gaya aksial / tekan dan momen lentur, LRFD mensyaratkan haruslah dikontrol terhadap interaksi gaya aksial-momen dengan rumus :

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

$$\frac{P_u}{2 \phi_c P_n} + \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1,0 \quad (3.6-1)$$

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

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1,0 \quad (3.6-2)$$

dengan M_n = momen nominal lentur penampang

M_u = momen lentur terfaktor

LRFD H1. menyatakan untuk balok-kolom komposit, kuat nominal kolom dapat diselesaikan dengan mengikuti penyelesaian kolom komposit dengan beberapa modifikasi sedangkan kuat momen nominal lentur berdasarkan distribusi tegangan platris (LRFD. C-13.1)

ϕP_n , diselesaikan dengan mengikuti persyaratan kolom komposit (Bab II.2.5) dengan modifikasi sebagai berikut :

Jika $\frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0,3$ maka $\phi_b M_{nc} = \phi_b M_{nb}$ (3.6-3)

Jika $\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,3$ maka $\phi_b M_{nc}$ diperoleh dari interpolasi linier pada garis lurus B dan C dimana koordinat B & C sebagai berikut :

$$C = \left[0,85M_{nc} : \frac{P_u}{\phi P_n} - 0,3 \right] \quad (3.6-4)$$

$$B = \left[\phi_b M_{nb} : \frac{P_u}{\phi P_n} = 0 \right] \quad (3.6-5)$$

$$M_{nc} = Z \cdot F_y + \frac{1}{3}(h - 2cr) A_w F_y + \left(\frac{h}{2} - \frac{A_w F_y}{1,7 \cdot f'c \cdot b} \right) A_w F_y \text{ kips-in} \quad (3.6-6)$$

$$\phi_b M_{nb} = 0,9 \cdot Z \cdot F_y \text{ kips-in} \quad (3.6-7)$$

Untuk momen desain (M_U) kontrol terhadap pembesaran momen pada ujung kolom dapat dilakukan dengan menggunakan LRFD H1-3 berikut ini :

$$M_U = B_1 \cdot M_m + B_2 \cdot M_{it} \quad (3.6-8)$$

dimana :

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1,0 \quad (3.6-9)$$

$$P_c = (A_g \cdot F_{my}) / \lambda^2 \quad (3.6-10)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1 / M_2) \quad (3.6-11)$$