

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Portal adalah suatu rangka struktur yang didesain agar mampu menahan beban-beban yang bekerja, baik beban mati, beban hidup, maupun beban gempa. Untuk mengurangi simpangan lateral struktur akibat gempa, biasanya pada struktur digunakan sistem pengaku untuk meningkatkan kekakuan portal sehingga simpangan yang disebabkan oleh beban gempa maupun beban horisontal lain dapat diminimalkan.

3.2 Beban Gempa Statik Ekuivalen dan Dinamis Riwayat Waktu

3.2.1 Beban Gempa Statik Ekuivalen

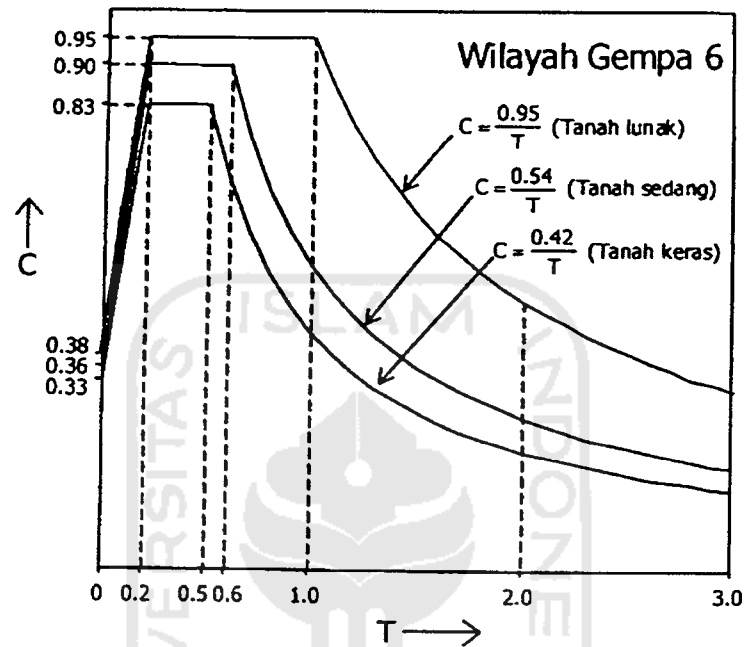
Besarnya gaya geser dasar akibat gempa menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung SNI 03-1726-2000 dapat dinyatakan dalam:

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (3.2-1)$$

dengan C_1 adalah faktor respons gempa, I adalah faktor keutamaan gedung, R adalah faktor reduksi gempa, V adalah gaya geser dasar nominal statik ekuivalen, W_t adalah berat total struktur.

Nilai C_1 diperoleh dari spektrum respons gempa rencana menurut gambar 3.1 yang besarnya dipengaruhi waktu getar alami fundamental T , frekuensi terjadinya

gerakan tanah pada tiap wilayah gempa dan kondisi tanah setempat. Pada penelitian ini, bangunan yang direncanakan berada pada wilayah gempa VI. Faktor respons gempa (C) dapat diperoleh dari Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Faktor Respons Gempa Pada Wilayah Gempa VI

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

$$T = 0,085 \cdot H^{3/4} \text{ (m)} \quad \text{(SNI-1726-1989)} \quad (3.2-2)$$

dengan T adalah waktu getar alami fundamental, H tinggi total struktur

Sedangkan persamaan T untuk struktur portal baja dengan pengaku (*braced frame*), belum ada peraturan mengenai perhitungan waktu getar struktur portal baja dengan pengaku, Sehingga diambil peraturan dari luar negeri. Menurut *International Handbook of Earthquake Engineering 1994 (Codes, Programs and Examples)* waktu getar alami fundamental menurut beberapa negara adalah :

$$T = 0,08 \cdot \frac{H(m)}{\sqrt{L(m)}} \cdot \sqrt{\frac{H(m)}{L(m) + H(m)}} \quad (\text{Code Perancis}) \quad (3.2-3)$$

$$T = 0,049 \cdot H^{3/4}(m) \quad (\text{Code Israel}) \quad (3.2-4)$$

$$T = \frac{H_n(ft)}{20\sqrt{D(ft)}} \quad (\text{Code Puerto Rico}) \quad (3.2-5)$$

$$T = 0,85 \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{L(m)}{H(m)}}} \times 0,1 \frac{H(m)}{\sqrt{L(m)}} \quad (\text{Code Spanyol}) \quad (3.2-6)$$

dimana : H = tinggi total bangunan (m)

L = Lebar bangunan searah dengan arah gempa (m)

H_n = Tinggi total bangunan (code Puerto Rico - ft)

D = Lebar bangunan searah dengan arah gempa (code Puerto Rico – ft)

3.2.2 Distribusi Gaya Horisontal Akibat Beban 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. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut :

1. 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 :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.2-7)$$

2. Struktur bangunan gedung yang memiliki nilai H/B ≥ 3, maka 90% beban didistribusikan berupa gaya horisontal akibat gempa (F_i) untuk masing-masing

lantai dihitung dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atau atap yang dihitung melalui persamaan berikut :

$$F_i = 0,1 \cdot V + \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9 V \quad (3.2-8)$$

Untuk lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} \times 0,9 V \quad (3.2-9)$$

dengan F_i gaya horizontal akibat gempa tingkat ke- i , F_i gaya horizontal akibat beban gempa, h_i tinggi lantai ke- i , V gaya geser dasar, W_i berat lantai ke- i .

3.2.3 Beban Dinamis Riwayat Waktu

Sesuatu yang sesungguhnya terjadi saat gempa bumi adalah getaran/goncangan tanah. Getaran tanah akibat gempa ditunjukkan oleh adanya simpangan, kecepatan, dan percepatan tanah. Untuk memperhitungkan pengaruh kondisi tanah (*site effect*) maka disarankan ada beberapa nilai amplifikasi yang bergantung pada jenis tanah. Dengan mempertimbangkan lokasi bangunan baja yang ditinjau, maka percepatan tanah akibat gempa dapat ditentukan. Durasi gempa dapat diambil variasi mulai dari durasi pendek dengan kandungan frekuensi tinggi (misalnya gempa koyna), durasi panjang dengan kandungan frekuensi menengah (misalnya gempa El-Centro 1940), dan yang mempunyai kandungan frekuensi rendah (misalnya gempa Parkfield). Dengan ditentukannya rekaman gempa sebagai beban dinamik, maka analisis struktur dengan beban dinamik dapat dilakukan.

3.3 Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD

Perencanaan struktur baja dengan metode LRFD adalah perencanaan dengan mengkombinasikan tegangan ultimit dan *serviceability* dengan probabilitas berdasarkan pendekatan keamanan.

Perencanaan dengan metode LRFD ini sebenarnya sama dengan perencanaan dengan metode plastis, yaitu dengan mempertimbangkan tegangan ultimit. 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.

$$\text{Supply Kekuatan} \geq \sum \text{Kebutuhan Kekuatan}$$

3.4 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 :

$$1,4 D \quad (3.4-1a)$$

$$1,2 D + 1,6 L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.4-1b)$$

$$1,2 D + 1,6 (La \text{ atau } H) + (0,5.L \text{ atau } 0,8W) \quad (3.4-1c)$$

$$1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.4-1d)$$

$$1,2 D \pm 1,0 E + 0,5 L \quad (3.4-1e)$$

dimana : D = bebam mati

L = beban hidup

L_a = beban hidup di atas atap selama perawatan atau penggunaan

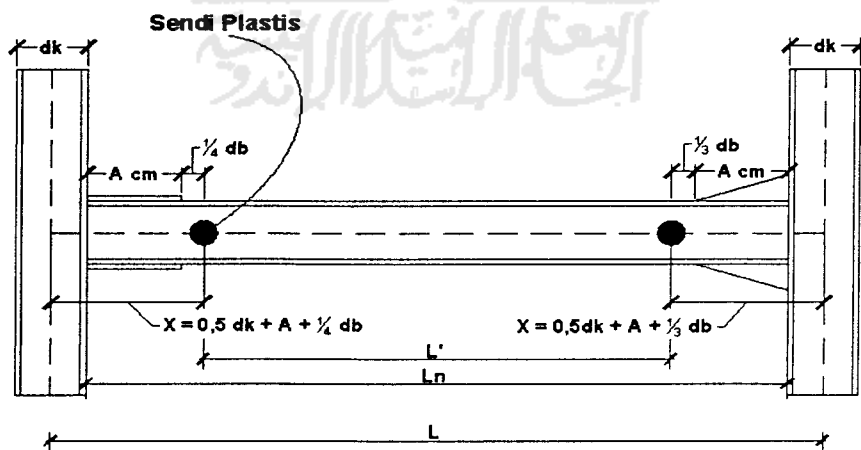
H = beban air hujan

W = beban angin

E = beban gempa

3.5 Perencanaan Lentur dan Geser Balok

Balok merupakan elemen struktur yang direncanakan mampu menahan kombinasi momen lentur dan gaya geser. Desain kapasitas yang merencanakan sendi plastis sejauh mungkin dari kolom akan diterapkan dalam disain. Apabila pada sambungan balok-kolom menggunakan perkuatan (*haunches* atau *cover plates*), sendi plastis dapat diasumsikan sejauh $d_b/3$ dari ujung *haunches* apabila perkuatan menggunakan *hanches* atau $d_b/4$ dari ujung *cover plates* apabila perkuatan menggunakan *cover plates*. Detail cara perencanaan sendi plastis dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 3.2 Asumsi Lokasi Sendi Plastis (Bruneau dkk, 1998)

Untuk penyederhanaan dalam proses analisis struktur, properti elemen struktur dianggap seragam sepanjang elemen. Penggunaan perkuatan berupa *haunches* atau *cover plates* hanya digunakan pada perencanaan balok.

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 (*flange local buckling – FLB*) dan tekuk lokal badan (*web local buckling – WLB*)

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} \leq \lambda_p = \frac{52}{\sqrt{F_y (\text{ksi})}} \quad (\text{FLB}) \quad (3.5-1a)$$

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_p = \frac{520}{\sqrt{F_y (\text{ksi})}} \quad (\text{WLB}) \quad (3.5-1b)$$

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), λ rasio tinggi terhadap tebal penampang dan λ_p adalah batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil plastis.

Suatu balok yang menahan lentur harus memenuhi persamaan :

$$\frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \quad (3.5-2)$$

Dengan 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 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 :

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y \quad (3.5-3)$$

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

$$L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{F_y \text{ (ksi)}}} \quad (3.5-4)$$

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

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad (3.5-5)$$

Dimana: M_r = kekuatan momen batas tekuk

$$M_r = (F_y - F_r) \cdot S_x, \text{ dengan tegangan sisa } F_r = 10 \text{ ksi} \quad (3.5-6)$$

L_r = panjang tanpa penopang lateral maksimum

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_1^2}} \quad (3.5-7)$$

$$F_1 = F_y - F_r \quad (3.5-8)$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}}, \quad J = \text{konstanta torsional} \quad (3.5-9)$$

$$X_2 = \frac{4.C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G.J} \right)^2, \quad C_w = \text{konstanta warping} \quad (3.5-10)$$

C_b = faktor pengali momen

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (3.5-11)$$

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

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (3.5-12)$$

dimana
$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot S_x \cdot X_1 \sqrt{2}}{L/r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2}{2 \cdot (L/r_y)^2}} \quad (3.5-13)$$

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

$$V_u = 1,2 \cdot V_D + 0,5 \cdot V_L + \frac{2 \cdot M_{pb}}{L'} \quad (3.5-14)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari,

$$V_u = 1,2 \cdot V_D + 0,5 \cdot V_L + \mu \cdot V_E \quad (3.5-15)$$

dimana μ = Faktor daktilitas yang nilainya tergantung dari jenis struktur

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} = Kapasitas momen balok,

$$M_{pb} = \beta \cdot M_p, \text{ dengan } \textit{over strenght factor} \beta = 1,1 \quad (3.5-16)$$

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

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y} \text{ (ksi)}} \quad (3.5-17)$$

Kapasitas nominal balok dalam menahan geser adalah

$$\phi V_n = \phi 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (3.5-18)$$

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

A_w = luas badan elemen struktur

$$A_w = d \cdot t_w \quad (3.5-19)$$

Kapasitas geser penampang,

$$\frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1 \quad (3.5-20)$$

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,

$$\frac{L}{360} \geq \Delta_{\text{pertengahan bentang}} \quad (3.5-21)$$

Untuk balok yang mendukung beban atap,

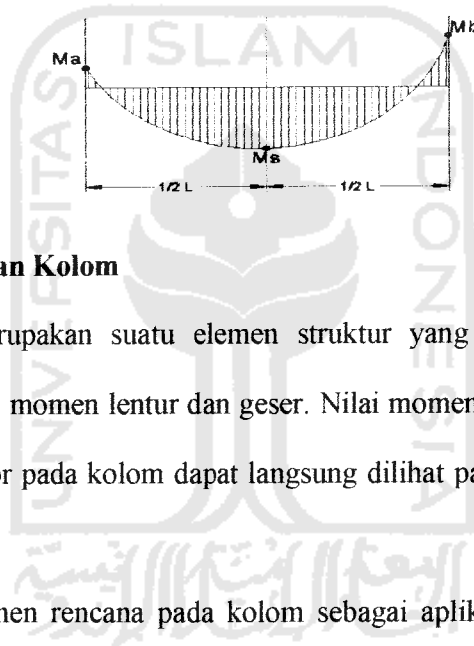
$$\frac{L}{240} \geq \Delta_{\text{pertengahan bentang}} \quad (3.5-22)$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dilihat dari program bantu analisis struktur maupun menggunakan rumus persamaan (3.5-23),

$$\Delta_{\text{pertengahan bentang}} = \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] \quad (3.5-23)$$

dengan L = panjang bentang balok

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



3.6 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.

Untuk momen rencana pada kolom sebagai aplikasi dari konsep *strong column-weak beam* didapatkan dengan membandingkan hasil dari persamaan (3.6-1a) dan (3.6-1b).

$$M_{u,k} = \frac{h_n}{h} \cdot 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \left(\frac{L_{ki}}{L'_{ki}} M_{pb,ki} + \frac{L_{ka}}{L'_{ka}} M_{pb,ka} \right) \quad (3.6-1a)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari,

$$M_{u,k} = 1,2 \cdot M_D + 0,5 \cdot M_L + \mu \cdot M_E \quad (3.6-1b)$$

dengan α_k = koefisien distribusi momen kolom

$$\alpha_k = \frac{M_{E,kol} - n}{\sum M_{E,kol} - n} \quad (3.6-2)$$

ω_d = *Dinamic Magnification factor* – DMF

Gaya aksial rencana kolom ($P_{u,k}$) dihitung dengan persamaan (3.6-3a) dan (3.6-3b).

$$P_{u,k} = 0,7.R_v \left(\frac{M_{pb,ki}}{L'_{ki}} + \frac{M_{pb,ka}}{L'_{ka}} \right) + 1,2.P_D + 0,5.P_L \quad (3.6-3a)$$

Tetapi tidak perlu lebih besar dari,

$$P_{u,k} = 1,2.P_D + 0,5.P_L + \mu.P_E \quad (3.6-3b)$$

Dimana R_v = Faktor reduksi yang nilainya tergantung dari jumlah lantai,

1,0 untuk $1 < n \leq 4$

$1,1 - 0,025 n$ untuk $4 < n \leq 20$

0,6 untuk $n > 20$

n = jumlah lantai bangunan

P_D = Gaya aksial akibat beban mati

P_L = Gaya aksial akibat beban hidup

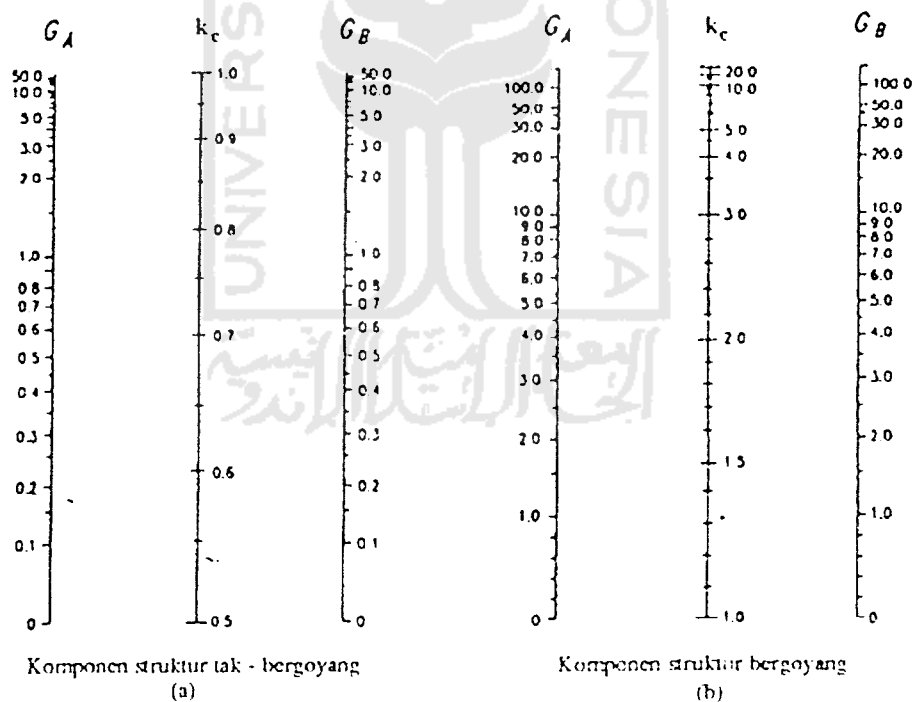
Pada perencanaan kuat tekan pada kolom, faktor tekuk pada kolom sangat berpengaruh sehingga perlu dicek kompak untuk menghindari terjadinya tekuk lokal (*local buckling*) pada sayap maupun badan dengan persamaan (3.5-1a) dan (3.5-1b).

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

$$G = \frac{\left(\frac{I_{K1}}{L_{K1}}\right) + \left(\frac{I_{K2}}{L_{K2}}\right)}{\left(\frac{I_{B1}}{L_{B1}}\right) + \left(\frac{I_{B2}}{L_{B2}}\right)} = \frac{\sum\left(\frac{I_K}{L_K}\right)}{\sum\left(\frac{I_B}{L_B}\right)} \quad (3.6-4)$$

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 gambar 3.3, dimana nomogram kondisi kolom bergoyang untuk (USF) dan nomogram kondisi kolom tidak bergoyang untuk (BSF). Selain itu terdapat ketentuan untuk kolom pondasi, dimana mempunyai nilai pendekatan untuk dukungan jepit $G = 1,0$ dan untuk dukungan sendi $G = 10$.



Gambar 3.3

(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 (3.6-5).

$$\lambda_c = \frac{K.L}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.6-5)$$

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

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \quad (3.6-6a)$$

Jika nilai $\lambda_c > 1,5$ maka

$$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] \cdot F_y \quad (3.6-6b)$$

Kapasitas penampang tekan dihitung dengan persamaan (3.6-7).

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \quad (3.6-7)$$

dengan ϕ_c = faktor reduksi kekuatan komponen tekan, yang nilainya 0,85

A_g = luas penampang bruto

F_{cr} = tegangan kritis penampang

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,

$$\frac{P_{u,k}}{2 \phi_c P_n} + \left(\frac{M_{u,kx}}{\phi_b M_{n,kx}} + \frac{M_{u,ky}}{\phi_b M_{n,ky}} \right) \leq 1,0 \quad (3.6-8a)$$

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

$$\frac{P_{u,k}}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u,kx}}{\phi_b M_{n,kx}} + \frac{M_{u,ky}}{\phi_b M_{n,ky}} \right) \leq 1,0 \quad (3.6-8b)$$

dengan M_{uk} = momen ultimit kolom dari persamaan (3.6-1a) sampai dengan (3.6-1b),

M_{nk} = momen nominal kolom dihitung dengan persamaan (3.5-3) sampai dengan (3.5-13),

Perencanaan geser pada kolom hampir sama dengan balok, sehingga persamaan (3.5-17) dan (3.5-20) dapat dipakai. Yang membedakan di antara keduanya adalah gaya geser rencana kolom harus dicari dulu berdasarkan kapasitas balok yang terpasang. Gaya geser kolom dapat dicari menurut persamaan (3.6-9a) dan (3.6-9b).

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k} \text{ bawah} + M_{u,k} \text{ atas}}{h'_k} \quad (3.6-9a)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari,

$$V_{u,k} = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu.V_E \quad (3.6-9b)$$

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 (3.6-10).

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \leq 1,0 \quad (3.6-10)$$

dimana $\sum M_{pc}$ = jumlah momen kolom di bawah dan di atas sambungan pada pertemuan as kolom dan as balok,

$$\sum M_{pc} = \sum Z_{xc} \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (3.6-11)$$

$\sum M_{pb}$ = jumlah momen balok pada pertemuan as balok dan as kolom, dengan menjumlahkan proyeksi kuat lentur nominal balok di daerah sendi plastis ke as kolom,

$$\sum M_{pb} = \sum (1,1 \cdot M_p + M_y) \quad (3.6-12)$$

M_y = momen tambahan akibat amplifikasi gaya geser dari lokasi sendi plastis ke as kolom,

$$M_y = V_p \cdot X \quad (3.6-13)$$

V_p = gaya geser balok pada sendi plastis

X = jarak sendi plastis dari as kolom (lihat gambar 3.2)

3.7 Perencanaan Pengekang (*Bracing*)

Perencanaan *bracing* tekan tidak berbeda dengan kolom sehingga persamaan (3.6-5) sampai (3.6-7) dapat digunakan. Yang membedakan adalah penentuan nilai panjang efektif K. Pada struktur tekan nilai panjang efektif K untuk desain yang disarankan sebesar 1,0.

Untuk perencanaan komponen tarik pada *bracing* dapat digunakan persamaan (3.7-1) sampai (3.7-4). Pada perencanaan elemen tarik, pengaruh lubang pada sambungan harus diperhitungkan dalam menentukan kuat tarik dari penampang profil. Dalam hal ini digunakan sambungan baut, sehingga terdapat pengurangan luasan profil akibat lubang sambungan.

Terdapat dua kondisi yang berbeda dalam perencanaan.

1. Untuk kondisi leleh pada luas bruto penampang

$$\phi P_n = 0,9 \cdot F_y \cdot A_g \quad (3.7-1)$$

2. Untuk kondisi fraktur pada luas tampang efektif

$$A_n = A_g - (t \cdot d_b) \quad (3.7-2)$$

$$A_e = U \cdot A_n \quad (3.7-3)$$

$$\phi P_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_e \quad (3.7-4)$$

dengan. A_e luas efektif profil, A_n luas bersih profil, F_u tegangan tarik maksimum profil baja, U faktor reduksi luas efektif (dengan $U = 1$). dan ϕ adalah faktor reduksi untuk kapasitas tarik penampang.

3.8 Perencanaan Balok Anak

3.8.1 Perhitungan Properti Elastis Penampang Komposit

$$E_c = 1750 \cdot \sqrt{F'_c} \text{ (Ksi)} \quad (3.8-1)$$

Rasio modular

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.8-2)$$

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

$$b_E \leq \frac{1}{4} \cdot L \quad (3.8-3)$$

$$b_E \leq 16 t_s + b_f \quad (3.8-4)$$

$$b_E \leq b_o \quad (3.8-5)$$

Lebar sayap beton ekuivalen, $\frac{b_E}{n}$ (3.8-6)

Luas baja transformasi,

$$A_{tr} = \left(\frac{b_E}{n} \cdot t_s\right) + A_s \quad (3.8-7)$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$Y_a = \frac{\left(\left(\frac{b_E}{n} \cdot t_s\right) \cdot 0,5 t_s\right) + \left(A_s \cdot \left(0,5 d_s + t_s\right)\right)}{\left(\frac{b_E}{n} \cdot t_s\right) + A_s} \quad (3.8-8)$$

$$Y_b = d_s + t_s - Y_a \quad (3.8-9)$$

Momen inersia penampang komposit

$$I_{tr} = I_{x_s} + A_s \cdot Y_2^2 + I_{x_{cr}} + A_{cr} \cdot Y_1^2 \quad (3.8-10)$$

3.8.2 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

Kontrol rasio tinggi terhadap tebal badan profil dengan persamaan

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y} \text{ (ksi)}} \quad (3.8-11a)$$

Gaya desak beton, $C = 0,85 \cdot F_c' \cdot b_E \cdot a$ (3.8-11b)

Gaya tarik penampang baja, $T = A_s \cdot F_y$ (3.8-12)

Kesetimbangan gaya dalam $C = T$ (3.8-13)

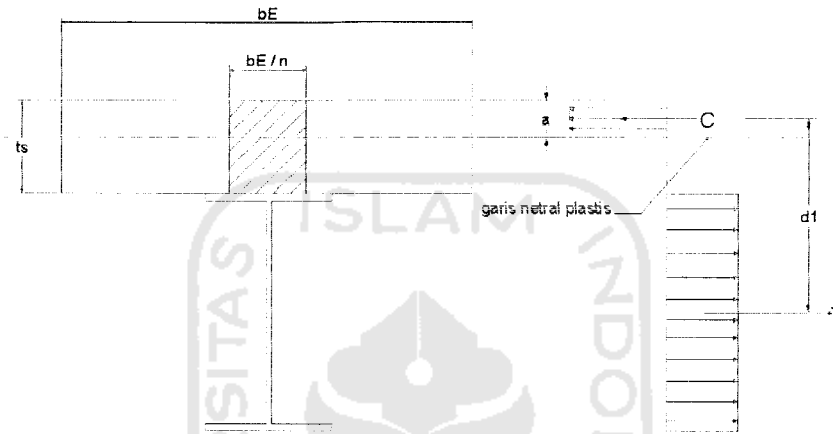
$$0,85 \cdot F_c' \cdot b_E \cdot a = A_s \cdot F_y$$

Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan blok tegangan yang terjadi

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot F_c' \cdot b \cdot E} \tag{3.8-14}$$

Kapasitas nominal balok komposit

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

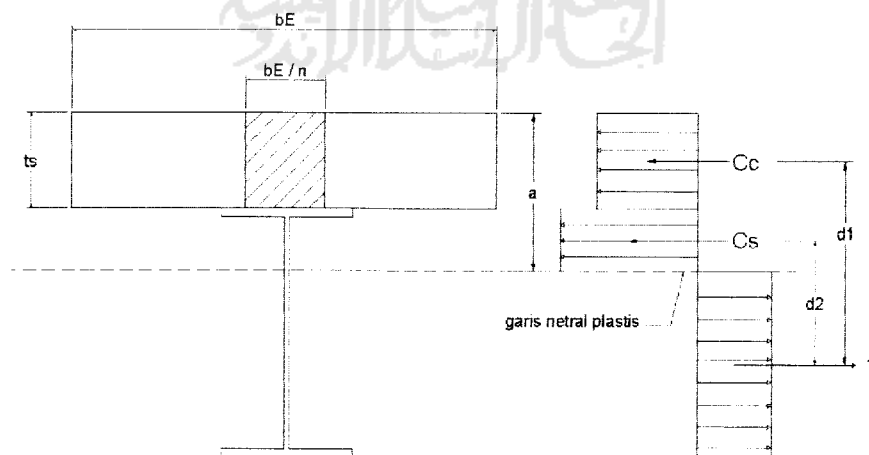


Gambar 3.4 Diagram tegangan plastis dengan gn plastis di beton

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1 \tag{3.8-15}$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \tag{3.8-16}$$

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



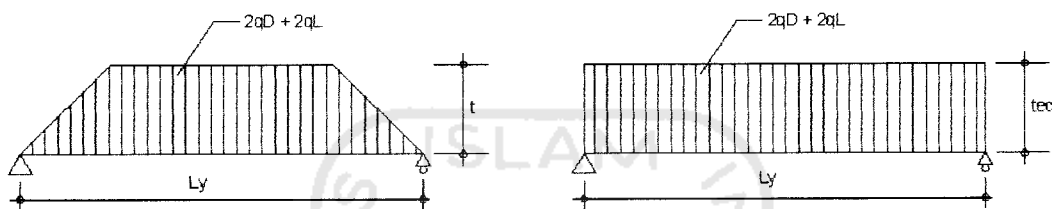
Gambar 3.5 Diagram tegangan plastis dengan gn plastis di baja

$$M_n = C_c \cdot d_1 + C_s \cdot d_2 \tag{3.8-17}$$

Cek $\phi_b M_n \geq M_u$ dengan persamaan (3.8-16)

3.8.3 Kontrol Terhadap Lendutan

Balok Komposit yang telah didisain harus dikontrol besarnya lendutan yang terjadi. Besarnya lendutan sangat tergantung pada beban-beban yang bekerja pada balok tersebut. Perhitungan beban merata ekuivalen dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan 3.8-18 sampai 3.8-21.



Gambar 3.6 Distribusi Beban Plat

L_x = sisi terpendek dari pelat

$$t = 0,5 \cdot L_x \quad (3.8-18)$$

$$t_{eq} = t - \frac{4 \cdot t^3}{3 \cdot L_y^2} \quad (3.8-19)$$

$$q_D = t_{eq} \cdot Q_D \quad (3.8-20)$$

$$q_L = t_{eq} \cdot Q_L \quad (3.8-21)$$

$$q_{total} = 2q_D + 2q_L + q_s \quad (3.8-22)$$

Lendutan yang terjadi pada balok komposit

1. Apabila pada pelaksanaan terdapat dukungan

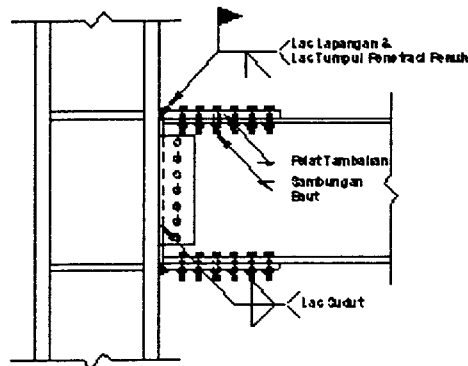
$$\Delta_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{total} \cdot L^4}{E_s \cdot I_{Kmp}} < \frac{L}{360} \quad (3.8-23)$$

2. Apabila pada pelaksanaan tanpa dukungan

$$q_{mati} = q_D + q_s \quad (3.8-24)$$

$$\Delta_{baja} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{mati} \cdot L^4}{E_s \cdot I_s} \quad (3.8-25)$$

3.9 Perencanaan Sambungan Balok-Kolom



Gambar 3.7 Rencana Sambungan *Flange Bolted Connection*

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 :

$$T_u = \frac{M_f}{0,95d} \quad (3.9-1)$$

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

Sedangkan badan balok akan menahan gaya geser (V_f) sebesar :

$$V_f = \frac{2 \cdot M_f}{L_n} + V_g \quad (3.9-2)$$

dimana V_f adalah gaya geser pada *flens* kolom, M_f momen plastis balok pada muka kolom, V_g gaya geser akibat beban grafitasi yang terjadi pada balok, dan L_n adalah bentang bersih balok.

Pada umumnya elemen tarik dapat mengalami retak akibat pelelehan pada penampang bruto, maupun retakan pada penampang bersihnya. Sehingga disain plat sambung (*flange plate*) dapat digunakan persamaan (3.7-1) sampai (3.7-4), dengan mengganti gaya aksial nominal P_n dengan kuat nominal penyambung R_n , dimana nilai U unuk plat sambung diambil sama dengan 1.

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 :

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t \geq V_f \quad (3.9-3)$$

dimana ϕ = koefisien reduksi yang diambil sebesar 0,75

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

$$\phi R_n \geq T_u \quad (3.9-4)$$

dimana ϕ = koefisien reduksi yang diambil sebesar 0.75

R_n = kuat nominal penyambung yang nilainya tergantung pada kondisi,

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

$$R_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} \quad (3.9-5a)$$

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

$$R_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (3.9-5b)$$

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 :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (3.9-6)$$

dimana ϕ = koefisien reduksi sebesar 0,75

m = banyaknya bidang geser pada baut

A_b = luas penampang lintang baut

penyusunan letak baut pada plat digunakan untuk disain 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 :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g \geq V_f \quad (3.9-7)$$

dimana ϕ = koefisien reduksi yang nilainya 0,9

Geser fraktur pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n \quad (3.9-8)$$

dimana ϕ = koefisien reduksi sebesar 0,75

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

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e \quad (3.9-9a)$$

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

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} \quad (3.9-9b)$$

dimana F_{Exx} = kekuatan tarik elektroda las

t_e = dimensi leher efektif

t = tebal material dasar sepanjang las

3.10 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,

$$P_{bf} = 1,8 \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot F_{yb} \quad (3.10-1)$$

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

1. Pelelehan sayap lokal

$$\phi R_n = \phi \cdot 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yc} \quad (3.10-2a)$$

2. Pelelehan badan lokal

$$\phi R_n = \phi \cdot (5k + t_{fb}) \cdot F_{yc} \cdot t_{wc} \quad (3.10-2b)$$

3. Pelipatan pelat badan

$$\phi R_n = \phi \cdot 135 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left[1 + 3 \left(\frac{t_{fb}}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (3.10-2c)$$

4. Tekuk tekan pelat badan

$$\phi R_n = \frac{\phi \cdot 4100 \cdot t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c} \quad (3.10-2d)$$

dengan d_c = lebar badan kolom

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

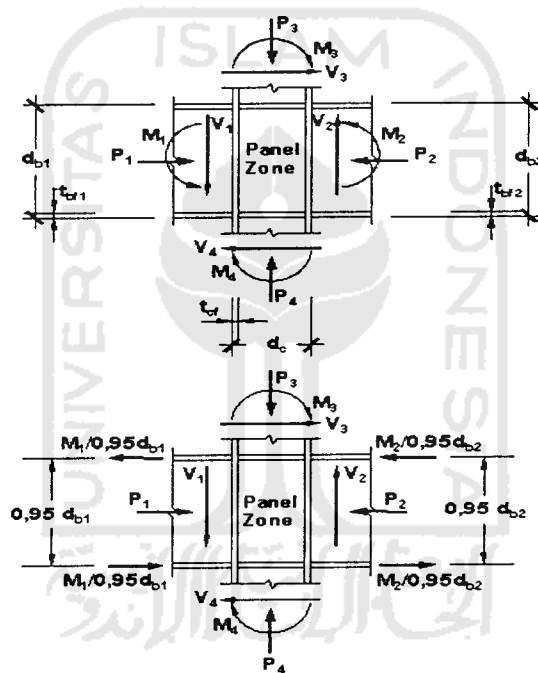
t_{fc} = tebal sayap kolom

t_{fb} = tebal sayap balok

t_{wc} = tebal badan kolom

b_{fb} = lebar sayap balok

b. Perencanaan daerah geser



Gambar 3.8 Gaya Pada *Panel Zone*

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

$$V_u = \frac{M_1}{0,95d_{b1}} + \frac{M_2}{0,95d_{b2}} - V_c \quad (3.10-3)$$

dimana V_c = gaya geser yang terjadi pada kolom

$$V_c = \frac{M_1 \left(\frac{L_1}{L_{n1}} \right) + M_2 \left(\frac{L_2}{L_{n2}} \right)}{h} \quad (3.10-4)$$

Apabila hanya ada satu balok pada sayap kolom, maka persamaan (3.10-3) direduksi menjadi,

$$V_{up} = \frac{M_1}{0,95d_{b1}} - V_c \quad (3.10-5)$$

Penggunaan *double plate* atau pengaku diagonal diperlukan apabila :

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

dengan ϕR_v apabila kestabilan dari frame diperhatikan, ditentukan menurut persamaan di bawah ini :

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

$$\phi R_v = \phi 0,6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (3.10-5a)$$

2. Untuk $P_u > 0,75 P_y$

$$\phi R_v = \phi 0,6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1,9 - \frac{1,2 P_u}{P_y} \right) \quad (3.10-5b)$$

dengan P_u = Gaya aksial kolom pada join yang bersangkutan

$$P_y = A \cdot F_y \quad (3.10-6)$$

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:

$$t_z = \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (3.10-7)$$

dimana t_z = tebal minimum *double plate*

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

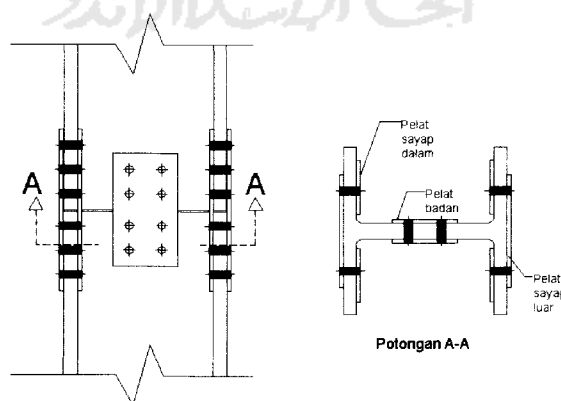
w_z = lebar panel zone di antara sayap kolom.

3.11 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 (3.9-7) sampai dengan (3.9-10).

3.12 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 3.9 Sambungan Kolom

Sambungan sayap merupakan sambungan yang berada pada sayap kolom.

Gaya pada sayap kolom diperoleh melalui persamaan (3.12-1)

$$T_{uf} = \frac{Mu, k}{0,95d} \quad (3.12-1)$$

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

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

$$n = \frac{T_{uf}}{\phi R_n} \quad (3.12-2)$$

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

$$A_g = \frac{T_{uf}}{2,0,9.F_y} \quad (3.12-3)$$

$$t_{min} = \frac{A_g}{lebar\ pelat} \quad (3.12-4)$$

Kemudian kontrol kekuatan pelat sambung dengan persamaan (3.12-5).

$$\phi R_n = \phi . F_u . A_{nt} \quad (3.12-5)$$

Kuat tumpu pelat sambung dapat digunakan persamaan (3.9-3).

Sambungan badan merupakan sambungan yang berada pada badan kolom.

Gaya pada badan kolom diperoleh melalui persamaan (3.12-6).

$$P_{uw} = \frac{Pu, k.A_w}{A} \quad (3.12-6)$$

Disain jumlah baut dan pelat sambung sama dengan sambungan pada sayap, sehingga persamaan (3.12-2) sampai (3.12-4) dapat digunakan.

Setelah jumlah baut dan pelat sambung diketahui, maka perlu dikontrol kekuatan sambungan dengan menggunakan persamaan (3.7-1) sampai (3.7-4).

3.13 Perencanaan Sambungan *Bracing*

Dalam perencanaan sambungan *bracing* gaya horizontal yang diperhitungkan hanya gaya tarik saja, hal ini dikarenakan sambungan *bracing* dianggap mampu menahan gaya tekan yang terjadi. Gaya tarik yang terjadi kemudian didistribusikan ke sayap dan badan *bracing*.

Distribusi gaya pada *brace* berdasarkan luas sayap dan badan dapat dihitung menurut persamaan (3.13-1) dan (3.13-2).

Gaya pada sayap,

$$P_{ur} = \frac{P_u (b_f \cdot t_f)}{A} \quad (3.13-1)$$

Gaya pada badan,

$$P_{uw} = P_u - 2P_{ur} \quad (3.13-2)$$

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 (3.13-3).

$$n_{\min} = \frac{P_{uf}}{\phi R_n} \quad (3.13-3)$$

Kuat tumpu sayap *brace* dapat dihitung dengan persamaan (3.9-3).

Untuk menjamin kekuatan pelat sambung, maka pelat sambung harus dikontrol menurut persamaan (3.7-1) sampai dengan (3.7-4), dengan mengganti ϕP_n dengan ϕR_n .

2). Disain sambungan badan-ke-pelat (*brace-web-to-gusset*)

Kebutuhan baut minimum dapat dicari dengan persamaan (3.13-3).

Untuk kuat tumpu dapat digunakan persamaan (3.9-3), sedangkan kontrol kekuatan baut dapat digunakan persamaan (3.7-1) sampai (3.7-4) dengan mengganti ϕP_n dengan ϕR_n .

3). Disain pelat sambung (*gusset*)

Kuat tumpu rencana tiap lubang baut dihitung dengan persamaan (3.9-3).

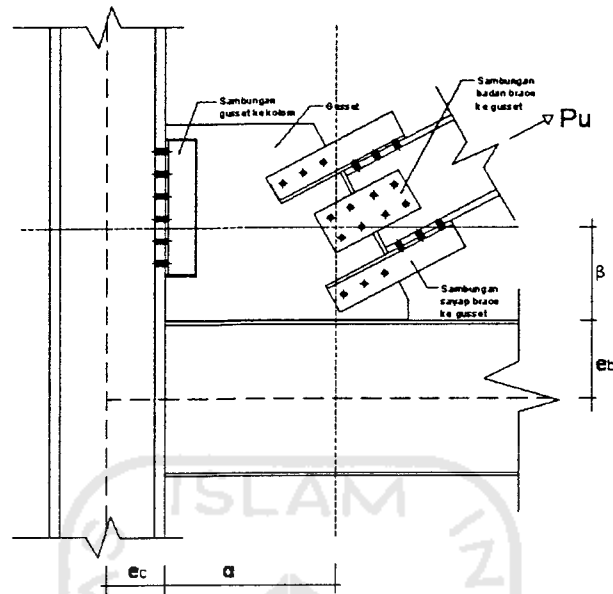
Pengecekan geser blok akibat transfer gaya dari badan dan gaya total dicari dengan persamaan (3.9-5a) atau (3.9-5b).

Kontrol kuat tarik leleh pada daerah pertemuan *brace* dengan pelat sambung dapat dicari menurut persamaan (3.13-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_y \cdot A_w \quad (3.13-4)$$

4). Distribusi gaya *brace* ke kolom dan balok.





Gambar 3.10 Rencana Sambungan Bracing

Kalkulasi gaya pada pelat sambung dapat dicari dengan persamaan (3.13-5) sampai (3.13-9).

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (3.13-5)$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-kolom

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_u \quad (3.13-6)$$

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u \quad (3.13-7)$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-balok

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u \quad (3.13-8)$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u \quad (3.13-9)$$

5). Disain sambungan pelat-ke-kolom (*gusset to column*)

Gaya tarik dan geser tiap baut dapat dicari melalui persamaan (3.13-10) dan (3.13-11).

$$r_{ut} = \frac{H_{uc}}{n} \quad (3.13-10)$$

$$r_{uv} = \frac{V_{uc}}{n} \quad (3.13-11)$$

Kontrol kuat disain baut terhadap geser dan tarik dengan persamaan (3.13-12) sampai (3.13-13).

$$F_t = 117 - 1,9fv \leq 90 \text{ Ksi} \quad (3.13-12)$$

$$\phi r_n = \phi F_t \cdot A_b \geq r_{ut} \quad (3.13-13)$$

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot d_t \cdot F_u \geq \phi r_n \quad (3.13-14)$$

6). Disain sambungan pelat-ke-balok (*gusset to beam*)

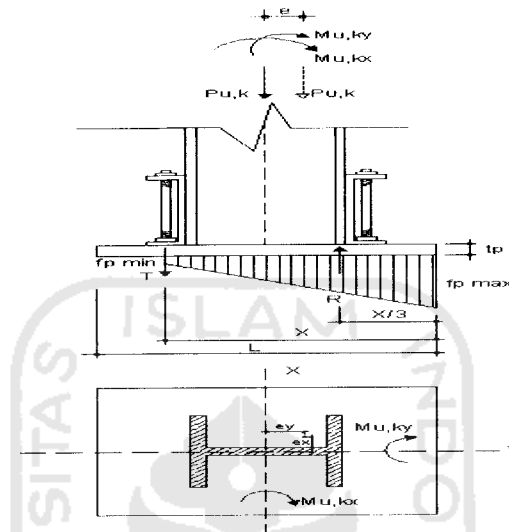
Gaya tarik dan geser tiap baut dapat dicari melalui persamaan (3.13-15) dan (3.13-16).

$$r_{ut} = \frac{V_{ub}}{n} \quad (3.13-15)$$

$$r_{uv} = \frac{H_{ub}}{n} \quad (3.13-16)$$

Untuk disain plat *gusset* ke sayap balok dan ke kolom digunakan sambungan dengan las, maka kontrol kekuatan las digunakan persamaan (3.9-9).

3.14 Perencanaan Pelat Dasar Kolom



Gambar 3.11 Analisis pelat dasar kolom

Eksentrisitas akibat momen :

$$e_y = \frac{M_{u,k_x}}{P_{u,k}} \quad (3.14-1)$$

$$e_x = \frac{M_{u,k_y}}{P_{u,k}} \quad (3.14-2)$$

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 :

$$P_{u,k} \left(e_y - \frac{d_c}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + P_{u,k} e_x = T \left(d_c + \frac{100}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \quad (3.14-3)$$

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 :

$$P_{u,k} \left(\frac{d_c}{2} + \frac{100}{2} + e_y \right) + P_{u,k} \cdot e_x = R \left(d_c - \frac{t_f}{2} + \frac{100}{2} \right) \quad (3.14-4)$$

Cek kapasitas sayap kolom

$$\phi \left(\frac{1}{2} F_p \cdot X \cdot B \right) = P_u \quad (3.14-5)$$

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

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d_f}{2} \quad (3.14-6)$$

$$n = \frac{B - 0,80 \cdot b_f}{2} \quad (3.14-7)$$

cek kapasitas penumpu (pedestal)

$$\phi P_p \geq P_u \quad (3.14-8)$$

$$\phi P_p = \phi_e \cdot F_p \cdot A \quad (3.14-9)$$

Tegangan pada ujung pelat,

$$f_p = \frac{P_u}{B \cdot L} \pm \frac{M_u, kx}{\frac{1}{6} \cdot B L^2} \pm \frac{M_u, ky}{\frac{1}{6} \cdot B^2 L} \leq F_p \quad (3.14-10)$$

Batas pelelehan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u$$

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

Tebal pelat yang diperlukan dihitung dengan persamaan :

$$t_p = \sqrt{\frac{4.M_u}{0,9.B.F_y}} \quad (3.14-11)$$

Gaya tarik pada angkur

$$T = \frac{Mu, k}{d} \quad (3.14-12)$$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} \quad (3.14-13)$$

Dengan ϕT_n adalah kapasitas tarik satu angkur.

3.15 Perencanaan Pedestal (kaki kolom)

Pedestal kolom direncanakan mempunyai dimensi yang sama dengan pelat dasar kolom dan ketinggian lebih besar atau sama dengan kedalaman baut angkur.

Tulangan longitudinal

Rasio tulangan pakai, $\rho = 1\%$

$$A_{st} = 0,01. A_g \quad (3.15-1)$$

Jumlah tulangan longitudinal :

$$n = \frac{A_{st}}{A_1 \phi} \quad (3.15-2)$$

Tulangan sengkang :

$$V_s = \frac{V_{u, k \text{ pakai}}}{\phi} \quad (3.15-3)$$

$$S = \frac{n.A_1 \phi . F_y . d}{V_s} \quad (3.15-4)$$

3.16 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Dalam merencanakan pondasi tiang, perlu diketahui terlebih dahulu daya dukung tiang yang direncanakan. Dikarenakan tidak adanya data sondir tanah, maka dalam tugas akhir ini diambil daya dukung tiang, $Q_u = 650 \text{ KN} = 65 \text{ Ton}$.

Penentuan jumlah tiang dilakukan dengan coba-coba sampai ditemukan konfigurasi jumlah tiang yang cocok. Setelah ditemukan jumlah tiang yang diperlukan, kemudian dapat dihitung efisiensi tiang dengan persamaan (3.16-1).

Efisiensi tiang berdasarkan Converse – Laberre Formula :

$$E_g = 1 - \text{arctg} \frac{d}{s} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \right) \quad (3.16-1)$$

Dengan

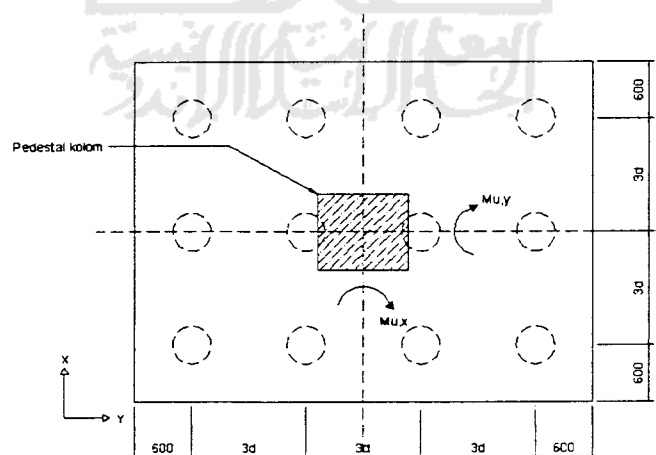
E_g adalah Efisiensi tiang

d adalah diameter tiang

s adalah jarak antar tiang

n adalah jumlah baris dalam konfigurasi tiang

m adalah jumlah tiang dalam sebaris



Gambar 3.12 Konfigurasi kelompok tiang pancang

Setelah didapatkan konfigurasi yang tepat, kemudian dihitung beban servis yang diterima oleh kelompok tiang.

$$\Sigma P = P + \text{berat pile cap} + \text{berat pedestal} + \text{berat tanah urug} \quad (3.16-2)$$

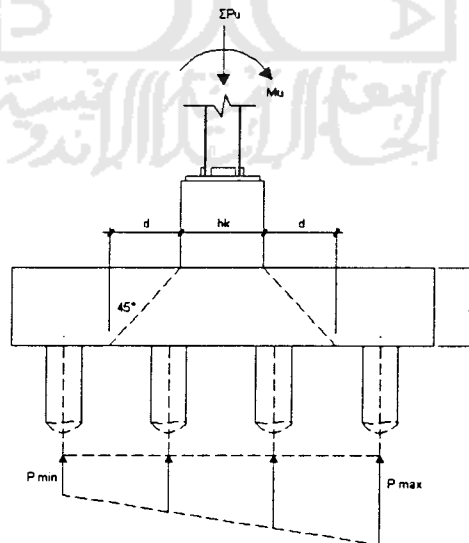
$$\Sigma P_u = 1,05 \cdot \Sigma P \quad (3.16-3)$$

Beban pada konfigurasi tiang :

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P_u}{n} + \frac{Mu, x \cdot Y_{\max}}{nx \cdot \Sigma Y^2} + \frac{Mu, y \cdot X_{\max}}{ny \cdot \Sigma X^2} \leq Q_u \cdot E_g \quad (3.16-4)$$

$$P_{\min} = \frac{\Sigma P_u}{n} - \frac{Mu, x \cdot Y_{\max}}{nx \cdot \Sigma Y^2} - \frac{Mu, y \cdot X_{\max}}{ny \cdot \Sigma X^2} \quad (3.16-5)$$

Dimana Mu, x momen searah sumbu y, Mu, y momen searah sumbu x, X_{\max} jarak tiang terjauh dalam arah sumbu x, Y_{\max} jarak tiang terjauh dalam arah sumbu y, n_x jumlah tiang sebaris dalam arah sumbu x, n_y jumlah tiang sebaris dalam arah sumbu y, ΣX^2 jumlah jarak tiang kuadrat searah sumbu x, dan ΣY^2 jumlah jarak tiang kuadrat searah sumbu y.



Gambar 3.13 Reaksi tiang pancang akibat gaya aksial dan momen

Kontrol terhadap geser satu arah (sejauh d)

$$d = t_p - p_b - 0,5 \cdot \phi_{tul} \quad (3.16-6a)$$

$$V_u = \Sigma n \cdot P_{\max} \quad (3.16-6b)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (3.16-6c)$$

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.16-6d)$$

Kontrol terhadap geser dua arah (sejauh d/2)

$$V_u = \Sigma n \cdot P \quad (3.16-7a)$$

$$b_o = 2 \cdot (h_c + d) + 2 \cdot (b_c + d) \quad (3.16-7b)$$

$$\beta_o = 1/0,85 = 1,18 \quad (3.16-7c)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{1}{\beta_o}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) b_o \cdot d \quad (3.16-7d)$$

$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad (3.16-7e)$$

$\phi V_c \geq V_u$; V_c diambil yang terkecil dari persamaan (3.16-7d) dan (3.16-7e)

Penulangan lentur

Sebelum menghitung penulangan lentur, perlu dicari terlebih dulu besarnya beban max (*ultimit*), P_{ul} yang diterima satu tiang.

$$P_{ul} = P_{\max} \quad (3.16-8)$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.16-9)$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{F_y} \quad (3.16-10)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{F_y} \cdot b \cdot d \quad (3.16-11)$$

Jarak antar tulangan didapat dengan persamaan

$$S = \frac{A_{1\phi} \cdot 1000}{A_{s_{pakai}}} \quad (3.16-12)$$

$$A_{s_{ada}} = \frac{A_{1\phi} \cdot 1000}{S_{pakai}} \geq A_{s_{pakai}} \quad (3.16-13)$$

Kemudian kontrol kapasitas tulangan pelat dengan persamaan

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.16-14)$$

$$M_n = A_{s_{ada}} \cdot F_y \cdot (d - a/2) \quad (3.16-15)$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.16-16)$$

Tulangan susut

$$A_{st} = 0,002 \cdot b \cdot tp \quad (3.16-17)$$

Jarak tulangan susut dapat dicari dengan menggunakan persamaan (3.16-12)

